



ANÁLISE SÍSMICA DE PONTES FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

JOÃO MANUEL RODRIGUES DA SILVA

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Nelson Vila Pouca, pelo apoio prestado ao longo do desenvolvimento desta tese.

Ao Hélder Figueiredo pela disponibilidade que demonstrou desde início, tendo tido um papel fundamental no arranque deste trabalho.

Ao Rui e ao Mário pelos conselhos preciosos que me foram dando do Programa Seismostruct.

Ao Igor, especialmente por um conselho em particular que me fez poupar muito tempo na resolução dos modelos não-lineares.

Ao Professor Xavier Romão pela prontidão com que me disponibilizou os acelerogramas.

À minha família e amigos pela disponibilidade e amizade que demonstraram ao longo deste trabalho e também por ignorarem a minha má disposição nos momentos de maior stress.

RESUMO

Neste trabalho pretende-se estabelecer relações entre níveis de aceleração sísmica e os danos gerados numa ponte ferroviária de alta velocidade.

Assim, numa primeira fase abordam-se os danos estruturais que são correntes em pontes devidos à acção sísmica e danos específicos que podem ocorrer nas pontes ferroviárias de alta velocidade.

Numa segunda fase é feita uma análise elástica das estruturas estudadas com o objectivo de avaliar os efeitos da componente vertical dos sismos.

Por fim, procede-se a uma análise paramétrica não linear com o intuito de estabelecer relações entre os níveis de aceleração sísmica horizontal e os danos causados.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes, Alta Velocidade, Sismo, Instabilidade da Via, Danos Estruturais

ABSTRACT

This piece of work has the purpose of establishing relations between seismic accelerations and the damage caused by those seismic actions in a high speed rail bridge.

In a first phase the common damages in bridges due to seismic action and the specific damage that may occur in High Speed Rail Bridges are studied.

In a second phase an elastic analysis is made with the purpose of studying the effects of the vertical seismic action.

Finally a non linear parametric analysis is done to establish relations between horizontal seismic accelerations and the damage that occur in the structures.

KEY-WORDS: Bridges, High Speed Railways, Seismic Action, Rail Instability, Structural Damage

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.1.1. SECÇÃO TRANSVERSAL	2
1.1.2. ESQUEMA LONGITUDINAL	3
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
2. Acção Sísmica	5
2.1. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE PONTES.....	5
2.1.1. SISMO DE KOBE	5
2.1.2. SISMO DE LOMA PRIETA	7
2.2. SEGURANÇA SÍSMICA.....	7
2.2.1. SISTEMA UREDAS	8
2.2.2. SISTEMA DE ALARME SÍSMICA DA LINHA DO TGV MEDITERRÂNEO.....	9
3. Estabilidade da Ferrovia	11
3.1. ESTABILIDADE DA VIA E DO CONTACTO ENTRE RODA E CARRIL	11
3.1.1. ESTABILIDADE DO BALASTRO	11
3.1.2. ESTABILIDADE DO CARRIL.....	11
3.1.3. ESTABILIDADE DO CONTACTO ENTRE RODA E CARRIL	11
3.2. CRITÉRIOS DE ESTABILIDADE	12
3.2.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO.....	12
3.2.2. TORÇÃO DO TABULEIRO	13
3.2.3. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO	14
3.2.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS E ROTAÇÕES NAS EXTREMIDADES DO TABULEIRO	14
3.2.5. DEFORMAÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO	15
3.3. REGULAMENTAÇÃO	15

4. Comportamento dinâmico das estruturas	17
4.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICA	17
4.2. MÉTODO DE SOBREPOSIÇÃO MODAL	18
4.3. MÉTODO DE NEWMARK	19
4.4. ESPECTROS DE RESPOSTA	19
5. Descrição e análise linear das estruturas em estudo	23
5.1. INTRODUÇÃO	23
5.2. DESCRIÇÃO DO VIADUTO	23
5.3. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	24
5.4. MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL	29
5.4.1. SECÇÃO EM CAIXÃO UNICELULAR DE BETÃO	29
5.4.1.1. Modos de vibração da Estrutura	31
5.4.1.2. Resposta da Estrutura a sismos verticais	32
5.4.2. SECÇÃO MISTA	35
5.4.2.1. Modos de vibração da Estrutura	38
5.4.2.2. Resposta da Estrutura a sismos verticais	38
6. Análise não linear dinâmica das estruturas em estudo	45
6.1. INTRODUÇÃO	45
6.2. MODELO DE FIBRAS	45
5.3. MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS	47
6.4. ANÁLISE DA SECÇÃO EM CAIXÃO	48
6.4.1. MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA	48
6.4.2. RESPOSTA DAS ESTRUTURAS A UM SISMO HORIZONTAL	50
6.5. ANÁLISE DA SECÇÃO MISTA	59
6.5.1. MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA	59
6.5.2. RESPOSTA DAS ESTRUTURAS A UM SISMO HORIZONTAL	60
7. Considerações finais	69
7.1. CONCLUSÕES	69
6.2. PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	70
Referências bibliográficas	71

Anexos.....	a.1
A.1. ACELERAÇÕES MÁXIMAS VERTICAIS PARA SISMOS VERTICAIS DE SERVIÇO – SECÇÃO CAIXÃO	a.2
A.2. ACELERAÇÕES MÁXIMAS VERTICAIS PARA SISMOS VERTICAIS DE SERVIÇO – SECÇÃO MISTA	a.5

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Shinkansen série 0 (http://www.wikipedia.com , 2007).....	1
Figura 1.2 - Viaduc des Angles- linha TGV Méditerranée, viga caixão (http://www.trainweb.org).....	2
Figura 2.1 – Queda do tabuleiro da ponte Nishinomiya-ko (Delgado, 2000)	6
Figura 2.2 – Ponte Hanshin após o sismo Kobe (Delgado, 2000).....	6
Figura 2.3 – Colapso do viaduto Cypress (Delgado, 2000)	7
Figura 2.4 - Sistema UrEDAS em 2004 (Nakamura, 2004).....	8
Figura 2.5 - Descarrilamento de um comboio Shinkansen na sequência do sismo de 2004 no Japão (http://www.wikipedia.com , 2007)	9
Figura 3.1 - Função de transferência em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (Adaptado de Zacher e Baeßler, 2005)	12
Figura 3.2 - Função de transferência em função da frequência de excitação (f) e da aceleração, realizada no “setup” de menores dimensões (Adaptado de Zacher e Baeßler, 2005)	13
Figura 3.3 – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-pr AnnexA2 (2002)).....	14
Figura 3.4 – Limitação do deslocamento horizontal δ_h da superfície superior de tabuleiro (Figueiredo, 2007).....	14
Figura 3.5 – Limitação do deslocamento horizontal δ_v da superfície superior de tabuleiro (Figueiredo, 2007).....	15
Figura 3.6 – Deformação transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)	15
Figura 4.1 – Graus de liberdade (Calçada, 1995).....	17
Figura 4.2 – Espectro de Resposta (Chopra, 1995).....	20
Figura 5.1 – Características longitudinais da estrutura	23
Figura 5.2 – Secção do pilar.....	24
Figura 5.3 – Forma genérica do espectro de resposta elástico fornecido pela EN 1998	25
Figura 5.4 – Acelerograma sismo vertical tipo 1 (série 1)	27
Figura 5.5 - Acelerograma sismo vertical tipo 2A (série 1).....	28
Figura 5.6 - Acelerograma sismo vertical tipo 2B (série 1)	28
Figura 5.7 – Secção do tabuleiro no vão	29
Figura 5.8 – Secção do tabuleiro na zona do apoio.....	29
Figura 5.9 – Modelo do tabuleiro com secção em caixão realizado no programa SAP 2000.....	30
Figura 5.10 – Secções analisadas	32
Figura 5.11 – Pontos em análise.....	32
Figura 5.12 – Secção mista do tabuleiro	35
Figura 5.13 - Vista inferior do tabuleiro.....	36
Figura 5.14 - Modelo da secção mista.....	37
Figura 5.15 - Acelerações verticais do nó X’’ devido ao sismo tipo 2 vertical B série 3	41
Figura 5.16 - Acelerações verticais do ponto C’’ desprezando a contribuição da treliça e septos devidas à série1 do sismo tipo 2 B	42
Figura 5.17 - Acelerações verticais do ponto C’’ considerando a contribuição da treliça e septos devidas à série1 do sismo tipo 2 B	42
Figura 5.18 - Acelerações Verticais do ponto C para o sismo tipo 1 vertical série 1 desprezando a contribuição da treliça e dos septos.....	43
Figura 5.19 - Acelerações Verticais do ponto C para o sismo tipo 1 vertical série 1 considerando a contribuição da treliça e dos septos.....	43
Figura 6.1 – Modelo de fibras. Discretização dos elementos e da secção (Vaz, 1992).....	46

Figura 6.2 – Comportamento uniaxial do betão confinado e não confinado associado ao parâmetro k	47
Figura 6.3 – Comportamento uniaxial do aço (Menegotto-Pinto, 1973)	48
Figura 6.4 – Disposição da armadura longitudinal do pilar	48
Figura 6.5 – Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa para secção não fendilhada – Perfil 1 sismo tipo 2 B	55
Figura 6.6 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 B.....	55
Figura 6.7 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 3 sismo tipo 2 B.....	56
Figura 6.8 – Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 1 sismo tipo 2 A.....	56
Figura 6.9 – Plastificação da armadura dos pilares interiores do perfil 1 para o acelerograma do tipo 2 B ($a_{gh}/a_{ghs}=4.5$)	58
Figura 6.10 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 A.....	65
Figura 6.11 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 B	66
Figura 6.12 – História das rotações transversais na zona do apoio – Perfil 2 Sismo tipo 1 ($a_{gh}/a_{ghs}=3$).....	66
Figura 6.13 – Plastificação da armadura dos pilares interiores do perfil 2 para o acelerograma do tipo 1 ($a_{gh}/a_{ghs}=3$).....	68

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Valores de γ_i , a_{gr} , S , T_B , T_C e T_D	26
Quadro 5.2 – Valores de a_{vg} , T_B , T_C e T_D	26
Quadro 5.3 – Factores de redução para obtenção dos sismos de serviço	27
Quadro 5.4 – Acelerações verticais de projecto para serviço e estado limite último	28
Quadro 5.5 – Características da secção em Caixa	30
Quadro 5.6 – Características da secção do pilar	31
Quadro 5.7 - Períodos (s) dos Modos de Vibração dos diferentes perfis	31
Quadro 5.8 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 1	32
Quadro 5.9 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 2	33
Quadro 5.10 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 3	33
Quadro 5.11 – Validação da aproximação exponencial na estimativa dos valores das acelerações do ponto X''	33
Quadro 5.12 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 1 de serviço	34
Quadro 5.13 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 A de serviço	34
Quadro 5.14 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 B de serviço	34
Quadro 5.15 – Valores das acelerações que conduzem à instabilidade do balastro	35
Quadro 5.16 – Acelerações Sísmicas Horizontais e Verticais de projecto de serviço e de estado limite último	35
Quadro 5.17– Características das longarinas	36
Quadro 5.18 - Características dos septos transversais	36
Quadro 5.19 - Características da Secção mista	37
Quadro 5.20- Períodos (s) dos Modos de Vibração dos diferentes perfis	38
Quadro 5.21 - Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 1	38
Quadro 5.22 - Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 2	39
Quadro 5.23 - Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 3	39
Quadro 5.24 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 1 de serviço	39
Quadro 5.25 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 A de serviço	40
Quadro 5.26 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 B de serviço	40
Quadro 5.27 - Valores das acelerações que conduzem à instabilidade do balastro	41
Quadro 5.28 - Acelerações Sísmicas Horizontais e Verticais de serviço e de estado limite último	41
Quadro 6.1 – Características do material betão dos pilares	47
Quadro 6.2 – Características do material aço dos pilares	48
Quadro 6.3 – Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo não linear	49
Quadro 6.4 - Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo linear	50
Quadro 6.5 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 1	51
Quadro 6.6 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 1	51
Quadro 6.7 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 1	51
Quadro 6.8 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 A	52
Quadro 6.9 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2 A	52
Quadro 6.10 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2 A	53
Quadro 6.11 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 B	53

Quadro 6.12 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2	
B	54
Quadro 6.13 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2	
B	54
Quadro 6.14 – Rotações transversais máximas (10^{-4} rad) nos diferentes perfis.....	57
Quadro 6.15 – Raios Mínimos (m) nos diferentes perfis	57
Quadro 6.16 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 1	57
Quadro 6.17 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 2	57
Quadro 6.18 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 3	57
Quadro 6.19 – Acelerações horizontais sísmicas para serviço e estado limite último	58
Quadro 6.20 – Valores das acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade do balastro	58
Quadro 6.21 – Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo não linear	59
Quadro 6.22 - Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo linear	60
Quadro 6.23 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 1	61
Quadro 6.24 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 1	61
Quadro 6.25 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 1	62
Quadro 6.26 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2	
A	62
Quadro 6.27 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2	
A	63
Quadro 6.28 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2	
A	63
Quadro 6.29 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2	
B	64
Quadro 6.30 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2	
B	64
Quadro 6.31 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2	
B	65
Quadro 6.32 – Rotações transversais máximas (10^{-4} rad) nos diferentes perfis.....	66
Quadro 6.33 – Raios Mínimos (m) nos diferentes perfis	67
Quadro 6.34 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 1	67
Quadro 6.35 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 2	67
Quadro 6.36 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 3	67
Quadro 6.37 – Acelerações horizontais sísmicas de projecto para serviço e estado limite último	67
Quadro 6.38 – Valores das acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade do balastro	68

1

INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

O transporte ferroviário tem sofrido grande evolução nos últimos anos, tendo aparecido o conceito de transporte ferroviário de alta velocidade. Este tipo de transporte tem sido adoptado por muitos países, prevendo-se a criação de novas linhas nos países onde já estão implantadas. Muitos outros países pretendem aderir ao projecto da alta velocidade, como é o caso de Portugal, tendo já sido iniciados os estudos necessários para a sua realização no nosso país.

O transporte ferroviário apresenta algumas vantagens relativamente aos transportes rodoviário e aéreo, nomeadamente baixos custos de transporte, pequenos gastos energéticos bem como reduzido impacto ambiental.

O primeiro país a aderir ao transporte ferroviário de alta velocidade foi o Japão, com a abertura da linha Tokaido Shinkansen em 1964, embora o projecto da alta velocidade se tenha iniciado em 1940. O primeiro comboio a circular na rede de alta velocidade japonesa foi o Shinkansen série 0.



Figura 1.1 - Shinkansen série 0 (<http://www.wikipedia.com>, 2007)

Na Europa a primeira linha de alta velocidade foi construída em França, entre 1981 e 1983, unindo as cidades de Paris e Lyon numa extensão de 410 km, tendo sido projectada para uma velocidade máxima de circulação de 270 km/h. Desde então outros países como Alemanha, Reino Unido, Espanha, Itália, Holanda e Bélgica têm aderido à rede de alta velocidade.

Uma vez que este trabalho se centra no estudo sísmico de pontes ferroviárias de alta velocidade, faz-se em seguida um breve resumo das características das soluções correntemente utilizadas em pontes, quer no que diz respeito às soluções da secção transversal do tabuleiro quer na solução estrutural da ponte em termos de desenvolvimento longitudinal.

1.1.1. SECÇÃO TRANSVERSAL

A concepção de um tabuleiro de uma ponte ferroviária de alta velocidade deve atender aos condicionalismos impostos por este tipo de transporte, nomeadamente no que diz respeito aos efeitos dinâmicos, podendo ser adoptadas diferentes soluções, consoante a localização da ponte, bem como o veículo que nela circula. Aliadas a estas condicionantes técnicas, surgem outras condicionantes, tais como as características específicas do sector de construção, o custo dos materiais, as políticas locais de avaliação dos custos que conduzem à adopção de soluções muito diferentes de país para país.

Os materiais mais utilizados na construção destas estruturas são o betão e o aço, sendo utilizadas soluções em betão pré esforçado, e soluções mistas com laje de betão e estrutura metálica.

Relativamente às soluções que apenas utilizam o betão armado ou pré esforçado, as soluções típicas são as lajes de betão em estruturas de menor envergadura, e as vigas caixão pré esforçadas em estruturas de maior dimensão. A solução de viga caixão é muito comum pois apresenta boas características geométricas como uma elevada rigidez e uma massa muito elevada garantindo, deste modo, um controlo adequado da deformabilidade, assim como um bom comportamento dinâmico para as acções dos veículos.



Figura 1.2 - Viaduc des Angles- linha TGV Méditerranée, viga caixão (<http://www.trainweb.org>)

Já as soluções mistas adoptadas são normalmente constituídas por uma laje em betão, vigas metálicas e uma treliça metálica cujo propósito é o fecho do fluxo de tensões de corte em torno da secção, conferindo à estrutura uma maior rigidez à torção. Com esta treliça consegue-se um melhor comportamento da estrutura à acção de cargas excêntricas. A laje de betão armado permite a instalação

do balastro e introduz um aumento significativo da massa e do amortecimento à estrutura, contribuindo para um melhor comportamento dinâmico da mesma. Representa a principal vantagem das soluções mistas relativamente às soluções metálicas, já que são eliminados ou mitigados problemas como ruídos, vibrações, fadiga e corrosão. Constitui igualmente uma barreira protectora contra a acção de agentes agressivos existentes ao nível da via. (Figueiredo, 2007)

1.1.2. ESQUEMA ESTRUTURAL

As soluções normalmente adoptadas para o perfil longitudinal são as estruturas contínuas e as soluções isostáticas constituídas por uma série de vãos simplesmente apoiados, apresentando cada uma das soluções vantagens e desvantagens.

As estruturas isostáticas são utilizadas, em geral, para estruturas de pequena dimensão ou em situações em que a rasante é baixa. Nestas situações, a rigidez dos pilares permite suportar os esforços longitudinais com níveis de deformação baixos. Nos casos mais raros em que são adoptadas soluções isostáticas para rasantes elevadas, devido à flexibilidade dos elementos verticais, os esforços longitudinais são conduzidos até zonas de maior rigidez, normalmente localizadas sobre um dos encontros. Já as estruturas contínuas são normalmente concebidas para estruturas de grande porte ou em zonas em que a rasante a vencer seja elevada, como acontece na transposição de vales profundos.

As soluções isostáticas permitem a adopção de carris contínuos soldados, uma vez que os vãos utilizados nestas soluções não ultrapassam, em geral, 50 metros de comprimento originando, dessa forma, pequenos comprimentos de dilatação, o que evita o emprego de juntas de expansão no carril que constituem pontos frágeis da via e cujo custo de manutenção é bastante elevado. Já estruturas contínuas com apoio fixo numa das extremidades exigem a utilização de juntas de grande curso (até 1200 mm) as quais exigem manutenção cuidada, sendo, por esta razão, o desenvolvimento deste tipo de viadutos limitado em alguns países. Deve ter-se também o cuidado de limitar os deslocamentos longitudinais da extremidade livre da ponte de modo a assegurar a estabilidade do balastro. A utilização de um apoio fixo central permite um maior desenvolvimento da estrutura, devendo colocar-se aparelhos de dilatação da via sobre os dois encontros.

As estruturas contínuas apresentam maior rigidez e melhor comportamento dinâmico do que as estruturas isostáticas, sendo por isso utilizadas mais frequentemente para estruturas de grande envergadura ou em que a rasante é elevada. É aconselhada também a sua utilização em zonas em que os solos têm pouca qualidade e que conduzam a maiores assentamentos, mesmo para as condições típicas de utilização do esquema longitudinal isostático, uma vez que, nestas estruturas, elevados assentamentos conduziriam a elevadas rotações das extremidades dos pilares, incompatíveis com os critérios de estabilidade impostos para a via. (Figueiredo, 2007)

1.2. Objectivos do Trabalho

O transporte ferroviário de alta velocidade impõe vários condicionalismos às estruturas que permitem a sua circulação, sendo necessário verificar critérios muito rigorosos de modo a não comprometer a segurança da circulação ferroviária. Deste modo, um sismo, mesmo que de baixa magnitude, poderá causar efeitos nefastos na circulação ferroviária se não forem tomados em consideração os seus efeitos.

O objectivo deste trabalho passa por compreender os efeitos de um sismo numa ponte ferroviária de alta velocidade, focalizando a atenção nos danos causados por este quer na via quer na própria

estrutura, com o intuito de estabelecer relações entre níveis de aceleração sísmica e esses mesmos danos. Pretende-se que este estudo sirva de base a estudos mais aprofundados que visem a implementação de um Sistema de Monitorização Sísmica na futura Rede Ferroviária de Alta Velocidade Portuguesa que garanta a segurança da circulação ferroviária durante um evento sísmico.

A análise incidirá sobre uma estrutura contínua, já que é este tipo de solução que se prevê adoptar na Rede Ferroviária de Alta Velocidade Portuguesa. Serão estudadas duas soluções correntes de secção de tabuleiro, mista e em caixão de betão pré-esforçado, e três perfis longitudinais, em que se faz variar a altura dos pilares, com o objectivo de compreender a influência da rigidez destes na resposta das estruturas.

1.3. Organização do Trabalho

A estrutura da presente dissertação reflecte os objectivos descritos em 1.2, dividindo-se em 7 capítulos.

No capítulo 2 faz-se uma abordagem aos danos estruturais que tipicamente se encontram nas pontes após um sismo, salientando as medidas que podem ser tomadas para os evitar. Faz-se também uma referência a dois sistemas de controlo sísmico implantados nas linhas ferroviárias japonesa e francesa.

No capítulo 3 são detalhados os aspectos que deverão ser verificados de modo a garantir a estabilidade da ferrovia.

No capítulo 4 são abordados aspectos fundamentais da dinâmica das estruturas.

No capítulo 5 faz-se a análise elástica do viaduto em estudo para a acção sísmica vertical (definida através de espectros de resposta e acelerogramas). Serão estudadas duas secções distintas para o viaduto: uma em caixão unicelular de betão armado pré-esforçado e uma solução mista constituída por duas vigas metálicas e uma laje de betão. Em ambos os casos, a laje superior apresenta uma largura de 14 m. Serão estudados, para cada secção, três perfis longitudinais, variando a altura dos pilares entre 20 e 30 m.

No capítulo 6 procede-se ao estudo não linear paramétrico das estruturas submetendo-as a diferentes níveis de aceleração sísmica horizontal (definida através de acelerogramas) com o intuito de correlacionar esses níveis de aceleração com os danos expectáveis. Com esta análise pretende-se igualmente compreender a influência da fendilhação na deformação das estruturas.

Por fim, no capítulo 7 faz-se uma breve conclusão do trabalho e sugerem-se desenvolvimentos futuros para esta tese.

2

ACÇÃO SÍSMICA

2.1. Comportamento Sísmico de Pontes

As pontes e viadutos têm sido das estruturas mais afectadas por sismos ao longo da história recente pelo que, nos últimos anos, a engenharia tem estudado ao pormenor o impacto deste fenómeno nestas estruturas, implementando novas regras para o seu dimensionamento.

Os danos que se verificam nas obras de arte após os sismos são, em geral, os seguintes:

- Ruína das fundações provocada por deformação excessiva ou liquefacção dos terrenos de fundação;
- Danos em encontros, que podem ser causados, quer por sobrepressões dinâmicas dos terrenos adjacentes, quer por esforços transmitidos pelo tabuleiro;
- Queda de elementos do tabuleiro devido a incompatibilidade entre os deslocamentos impostos pelo sismo e as características dos apoios do tabuleiro;
- Danos em pilares, resultantes de insuficiente ductilidade e/ou resistência.(Vaz, 1992)

Este último aspecto será abordado com especial detalhe neste trabalho. É muito importante no dimensionamento sísmico detectar os locais da estrutura que estarão sujeitos a danos maiores, e onde os fenómenos de não linearidade assumam particular relevo. Estas são as zonas responsáveis pelo comportamento histerético de dissipação de energia da estrutura, devendo, por isso, ser dotadas de grande ductilidade, conferida pela disposição e quantidade de armadura transversal, e por outras disposições.

Em seguida, serão abordados alguns casos recentes de pontes que sofreram graves danos devido à ocorrência de sismos, salientando as falhas no seu dimensionamento.

2.1.1. SISMO DE KOBE

O sismo de Kobe, ou sismo de Great Hanshin, ocorreu em 1995, com uma magnitude de 7,3 na escala de Richter, causando 6434 mortos e milhões de euros de prejuízos.

Este sismo serviu para provar a insuficiência dos antigos regulamentos japoneses que não previam especificações adequadas para o comportamento cíclico do betão. Muitas estruturas dimensionadas através dessas regulamentações colapsaram ou sofreram graves danos em oposição com as estruturas dimensionadas por regulamentos sísmicos mais recentes, que tiveram um comportamento adequado.

Outros problemas verificados relacionam-se com o insuficiente comprimento das zonas de apoio e insuficiente comprimento de apoio nas juntas de ligação.

A ponte Nishinomiya é um exemplo deste último problema, agravado, neste caso, pelo facto das fundações estarem localizadas em solos com elevada possibilidade de liquefacção. O pilar mais próximo do rio sofreu um deslocamento, que levou à perda de suporte e consequente queda de um dos tramos do mesmo.



Figura 2.1 – Queda do tabuleiro da ponte Nishinomiya-ko (Delgado, 2000)

Já no caso da ponte Hanshin, os danos visíveis na figura seguinte deveram-se à dispensa prematura dos varões longitudinais. (Delgado, 2000)



Figura 2.2 – Ponte Hanshin após o sismo Kobe (Delgado, 2000)

2.1.2. SISMO DE LOMA PRIETA

Este sismo, com epicentro localizado a 100 Km a sueste de S. Francisco, ocorreu a 17 de Outubro de 1989 atingido uma magnitude de 7.1 na escala de Richter. Ao contrário do que aconteceu com a maior parte dos edifícios, que em geral tiveram um comportamento adequado, não sofrendo grandes danos, muitas pontes e viadutos apresentaram danos muito graves, tendo mesmo algumas estruturas atingido o colapso.

O caso mais grave ocorreu no viaduto de Cypress, estrutura constituída por dois níveis de tabuleiros. Durante o sismo alguns tramos do tabuleiro superior colapsaram, tombando sobre o tabuleiro inferior, levando ao colapso de uma parte deste. Verificou-se que a rotura dos tabuleiros se deu na zona de ligação das vigas aos pilares, devido ao inadequado dimensionamento destas zonas ao esforço transversal. (Delgado, 2000)



Figura 2.3 – Colapso do viaduto Cypress (Delgado, 2000)

2.2. Segurança Sísmica

Com o intuito de mitigar os efeitos induzidos por um sismo numa estrutura, deverão ser tomadas as seguintes medidas:

- Alguns anos antes do sismo – dimensionamento sísmico e reforço de edifícios e instalações; preparação de planos de emergência; instalação dos sistemas de aviso precoce, de alarme sísmico e de resposta rápida.
- Uns segundos antes do sismo – o sistema de segurança utilizado nesta fase é o sistema de aviso precoce que permite antecipar a ocorrência de um sismo entre 0 e 90 segundos; permite a evacuação de edifícios, o encerramento de sistemas críticos como reactores químicos e nucleares e a paragem de comboios de alta velocidade.

- Durante um sismo – Nesta fase o sistema usado é o de alarme sísmico; o alarme é accionado pelo sistema de alarme sísmico ou pelo sistema de aviso prévio; este alarme dará o sinal para o fecho de alguns sistemas críticos como reactores químicos e nucleares; estes alarmes podem ser utilizados para iniciar a paragem de emergência dos comboios de alta velocidade, bem como de maquinaria vulnerável e robots industriais.
- Imediatamente após um sismo – nesta etapa o sistema de segurança utilizado é o de resposta rápida; este sistema produz mapas baseados nos espectros de intensidade, que mostram as áreas afectadas, permitindo a planificação de operações de salvamento.

Dado o contexto deste trabalho serão feitas breves referências ao Sistema UrEDAS (de aviso precoce) dos caminhos-de-ferro japoneses e ao Sistema de Alarme Sísmico do TGV Mediterrâneo.

2.2.1. SISTEMA UREDAS (SISTEMA DE ALARME PRECOCE)

O sistema UrEDAS é um sistema de aviso precoce utilizado pelos caminhos-de-ferro de alta velocidade japoneses. Este sistema é constituído por alarmes sismométricos dispostos ao longo da linha do Shinkansen. Estes sismómetros detectam a chegada das ondas P e conseguem estimar a magnitude do sismo 3 segundos após essa chegada através do seu período predominante (o aparelho mais recente faz essa estimativa num segundo). Conhecidas a magnitude e a amplitude, é estimada a distância ao epicentro, a qual, juntamente com a informação do azimuth de chegada da onda P, permite a localização do hipocentro do sismo. Após a detecção das ondas S, utiliza-se a informação do tempo de chegada dessas ondas para melhorar a estimativa da distância ao epicentro (Gasparini, 2003).

O Sistema UrEDAS é constituído por dois tipos de aparelhos: UrEDAS e Compact UrEDAS. O primeiro tem como função estimar a magnitude e localização do sismo através das ondas P, accionando o alarme nos locais que poderão ser afectados. O segundo avaliará se o sismo será ou não destrutivo localmente, accionando o alarme no primeiro caso.

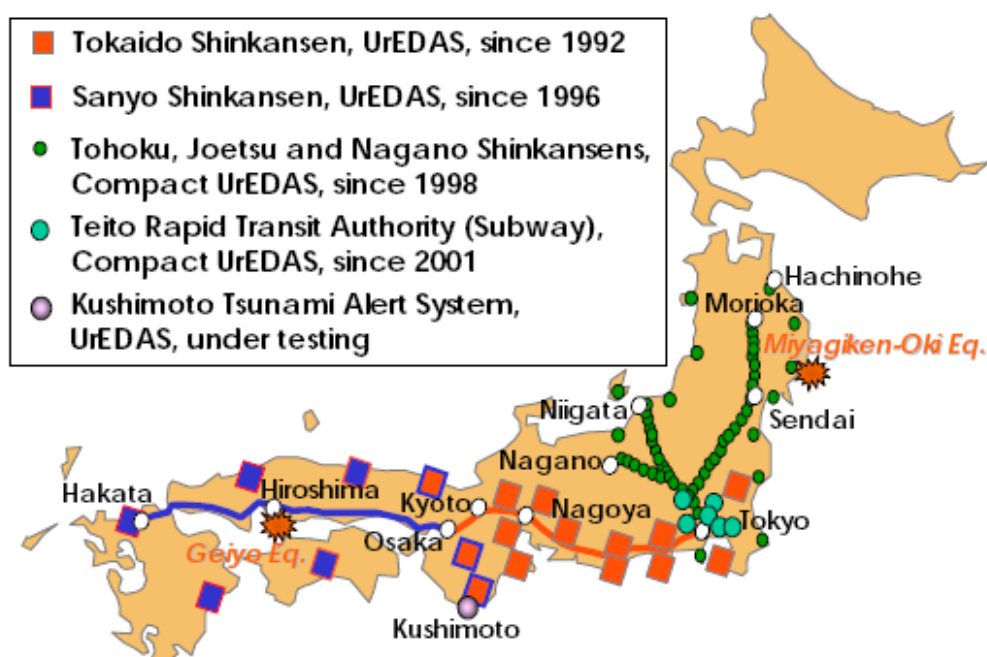


Figura 2.4 - Sistema UrEDAS em 2004 (Nakamura, 2004)

A 26 de Maio de 2003, o sismo Miyagiken-Oki de magnitude 7.1 abalou o Japão, tendo o sistema UrEDAS funcionado como se esperava. O sistema de Rikuzentakada (Compact UrEDAS), localizado próximo do epicentro do sismo, detectou o mesmo, tendo accionado o alarme, o qual interrompeu a circulação ferroviária entre Sendai e Morioka, evitando alguns desastres, já que alguns viadutos na zona norte desta linha atingiram a rotura. Outro sismo em que este sistema se revelou de enorme utilidade, ocorreu a 23 de Outubro de 2004 no Japão. Neste sismo o comboio Toki nº 325 que circulava na linha Joetsu Shinkansen descarrilou, como mostra a figura 2.5, não causando, no entanto vítimas, graças à acção do sistema UrEDAS, o qual antecipou a ocorrência do sismo.



Figura 2.5 - Descarrilamento de um comboio Shinkansen na sequência do sismo de 2004 no Japão (<http://www.wikipedia.com>, 2007)

Além deste sistema de aviso precoce, estão implantados ao longo da linha do Shinkansen alarmes sismométricos vulgares. Para registos de acelerações do solo superiores a 0.4 m/s^2 o sistema interrompe o fornecimento de energia à linha, levando à paragem dos comboios (Nakamura, 2003).

2.2.2. SISTEMA DE ALARME SÍSMICO DA LINHA DO TGV DO MEDITERRÂNEO

A linha do TGV do Mediterrâneo tem uma extensão de cerca de 250 km, ligando Valence a Marseille, Nîmes e Avignon. O sistema de alarme sísmico implantado nesta linha apresenta 24 estações autónomas de registo de actividade sísmica afastadas aproximadamente 10 km entre si, estando situadas a cerca de 100 m da linha ferroviária. Cada uma das estações autónomas referidas está equipada com um sismómetro que mede as acelerações induzidas por qualquer tipo de movimento ou abalo de terra em três direcções. Esta informação é processada previamente nestas estações e enviada, em caso de sismo, para unidades SNCF localizadas junto à linha, as quais transmitem a informação através de fibra óptica, para uma Estação Central de Operações, localizada na estação de caminhos-de-ferro de Marseilles Saint-Charles. Essa informação é recolhida e analisada por uma central de

processamento em tempo real. Num espaço de tempo de segundos, os comboios que circulem na área afectada são forçados a reduzir a velocidade ou mesmo a parar, dependendo da magnitude do sismo.

Se os níveis de acelerações registados forem superiores aos níveis de alarme estabelecidos, são aplicadas, a partir da Estação Central de Operações, as medidas de segurança, as quais passam pela imposição de restrições de tráfego e pelo reajustamento do sistema de sinalização.

Os níveis de alarme relacionam-se com a aceleração máxima medida em cada uma das estações, sendo estabelecidos dois níveis de alarme:

Alarme de nível 1 – para acelerações máximas superiores a 0.4 m/s^2 e inferiores a 0.65 m/s^2

Alarme de nível 2 – para acelerações máximas superiores a 0.65 m/s^2

Nas situações que correspondem ao alarme de nível 1, a velocidade dos comboios é limitada a 170 km/h, enquanto que para o alarme de nível 2 os comboios serão forçados a parar.

Para as situações que correspondem ao nível 1 de alarme, as estruturas manter-se-ão, em princípio, em regime elástico, pelo que, após uma inspecção rápida e concisa das estruturas, que verifique o funcionamento adequado das mesmas bem como a integral operacionalidade do sistema (via, sinalização, material circulante), poder-se-á retomar a circulação ferroviária normal. Já nos casos que se situem no nível 2 de alarme, as estruturas apresentarão comportamento não linear em algumas zonas restritas, tais como pilares de betão armado. Nestas condições são expectáveis danos que podem ser substanciais, tais como: degradação do betão nas zonas de formação de rótulas plásticas, deformações residuais consideráveis, deformações irreversíveis nos equipamentos das pontes, tais como, aparelhos de apoio, juntas de dilatação, dispositivos de retenção do balastro e juntas de dilatação do carril. Deste modo, após a detecção de um alarme de nível 2 a circulação só será reposta, ainda que eventualmente com velocidade limitada, após uma rigorosa inspecção à estrutura para a avaliar o seu funcionamento. (Delgado, 2005)

Qualquer detecção de movimentos do solo é enviada para a CEA (Centre d'Etudes de Caradache do Commissariat à l'énergie Atomique) a qual, de acordo com os registos dos seus sismómetros, confirma ou não a ocorrência de um sismo. A resposta da CEA é automática e global.

3

ESTABILIDADE DA FERROVIA

3.1. Estabilidade da via e do contacto entre roda e carril

Para além de ser necessária a verificação da resistência da estrutura às acções aplicadas, é fundamental verificar-se a estabilidade da via e do contacto entre roda e carril. Para isso terão que ser garantidas a estabilidade do balastro, nos casos em que este exista, do carril e do contacto entre a roda e o carril.

3.1.1. ESTABILIDADE DO BALASTRO

Em vias convencionais a resistência lateral da via é assegurada pelas forças de atrito de contacto entre o balastro e a face inferior das travessas e através dos impulsos nas faces laterais das mesmas. A perda de resistência lateral pode conduzir ao desalinhamento da via e, numa situação crítica à encurvadura da mesma.

A instabilidade da camada de balastro poderá ocorrer ao longo do tabuleiro como resultado dos níveis de aceleração vertical induzidos no tabuleiro, e nas extremidades do tabuleiro como resultado dos deslocamentos relativos que tendem a verificar-se entre travessas e balastro devidos aos deslocamentos longitudinais do tabuleiro e às rotações das secções de extremidade (Calçada, 1995).

3.1.2. ESTABILIDADE DO CARRIL

Actualmente tem-se optado pelo carril contínuo soldado na construção da via pelas vantagens que esta solução apresenta no que respeita ao conforto da circulação e ao custo de manutenção. No entanto, este tipo de solução que estabelece a interligação entre o aterro e a obra de arte ou entre obras de arte, conduz a um comportamento conjunto da estrutura e da via. Assim, deformações na via provocam reacções na estrutura e vice-versa.

A limitação das tensões nos carris é um dos critérios mais importantes na definição do esquema estático da ponte, visto que a utilização de via contínua impõe restrições ao comprimento de dilatação da estrutura (Calçada, 1995).

3.1.3. ESTABILIDADE DO CONTACTO ENTRE RODA E CARRIL

A verificação da estabilidade do contacto entre a roda e o carril é um dos factores de maior preocupação de um projectista para uma ponte ferroviária de alta velocidade e tem como propósito assegurar a segurança da circulação na via. Para ser conseguido este objectivo, torna-se necessário

controlar rigorosamente a deformação do tabuleiro, nomeadamente, em termos de deformação vertical, deformação horizontal e rotação por torção (Figueiredo, 2007).

3.2. Critérios de Estabilidade

Os critérios que visam assegurar a estabilidade da via e, consequentemente, da circulação dos veículos, incidem essencialmente sobre o controlo dos seguintes parâmetros:

- Aceleração vertical
- Deslocamento longitudinal
- Deslocamento vertical
- Rotação das extremidades em torno do eixo transversal
- Deslocamento transversal
- Rotação das extremidades em torno do eixo vertical
- Rotação de torção

3.2.1. ACELERAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

A definição do valor limite regulamentar da aceleração vertical em vias balastradas foi levada a cabo pela comissão de especialistas D214 da ERRI (European Rail Research Institute). Os ensaios foram realizados num troço de via para diferentes níveis de aceleração vertical numa gama de frequências de 2 a 20 Hz. Os resultados de um dos ensaios são apresentados no gráfico da figura seguinte, no qual é representada a designada função de transferência, que é dada pela razão entre a aceleração medida nas travessas $a_{v,t}$ e a aceleração aplicada na base da camada de balastro $a_{v,b}$, em função da frequência da excitação (f) e da aceleração (a).

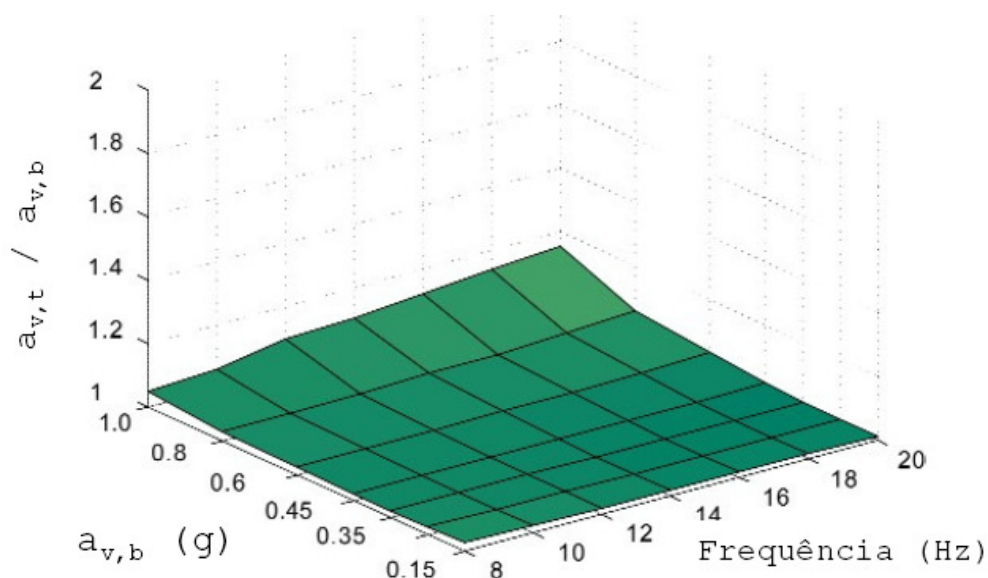


Figura 3.1 - Função de transferência em função da frequência de excitação (f) e da aceleração (a) (Adaptado de Zacher e Baeßler, 2005)

Pela observação do gráfico, verifica-se que os fenómenos de instabilidade do balastro, devidos a uma diminuição das forças atríticas entre as partículas do balastro e entre a camada do balastro e as travessas, se iniciam para valores da aceleração vertical entre os 0.7g e os 0.8g. Constata-se ainda que a função de transferência atinge valores máximos para frequências próximas dos 20 Hz, não se verificando uma tendência de decréscimo, o que indica que a gama de frequências em análise deveria ser alargada.

Desta forma, foram conduzidos ensaios que visavam obter o comportamento do balastro para frequências maiores, utilizando para esse efeito um “setup” de menores dimensões. No gráfico seguinte apresenta-se a evolução da função de transferência com este novo “setup”, apresentado no canto direito da figura, para frequências de excitação até 60 Hz e acelerações de 1g.

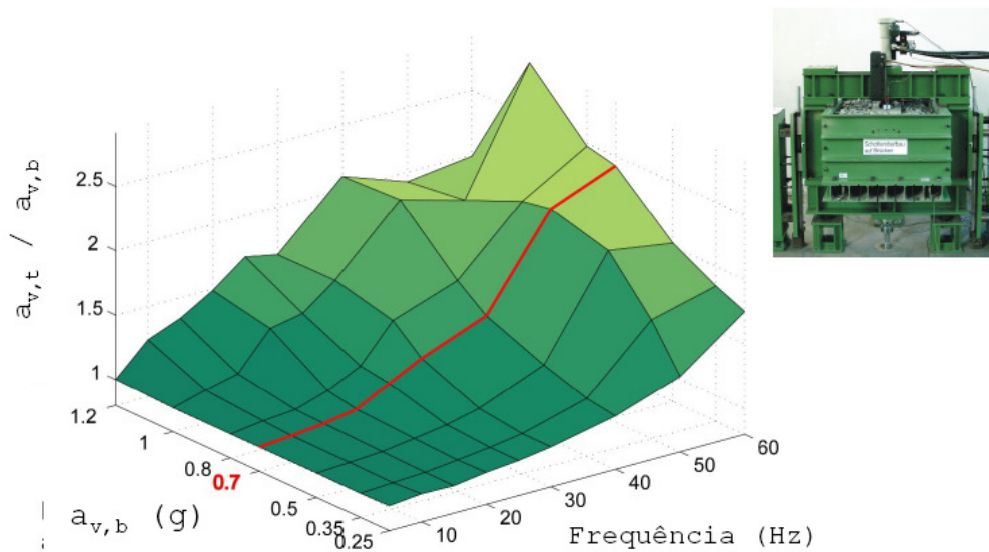


Figura 3.2 - Função de transferência em função da frequência de excitação (f) e da aceleração, realizada no “setup” de menores dimensões (Adaptado de Zacher e Baeßler, 2005)

Os resultados obtidos com este “setup” de menores dimensões para frequências até 20 Hz são idênticos aos obtidos para a configuração de ensaio de maiores dimensões, verificando-se a instabilidade do balastro para valores da aceleração a rondar os 0.7g. Observa-se igualmente que os níveis de amplificação da função transferência crescem até frequências próximas dos 60 Hz. Em vias não balastradas as acelerações verticais críticas relacionam-se com a perda de contacto roda-carril (1.0g) (ERRI, 2001).

3.2.2. TORÇÃO DO TABULEIRO

A torção do tabuleiro de uma ponte ferroviária deve ser limitada de forma a assegurar o correcto alinhamento da via e evitar problemas associados à distribuição de carga pelas rodas.

Designando por u a diferença de cotas entre os dois carris numa dada secção transversal do tabuleiro, o empenamento t é regulamentarmente definido como sendo a variação de u num comprimento de 3 metros.

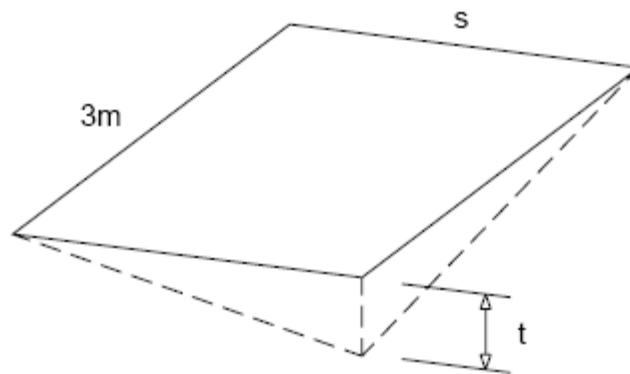


Figura 3.3 – Definição da torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-pr AnnexA2 (2002))

3.2.3. DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO

O deslocamento vertical é limitado de modo a garantir que os raios de curvatura se mantêm adequados ao bom funcionamento do material rolante

3.2.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS E ROTAÇÕES NAS EXTREMIDADES DO TABULEIRO

O controlo destes parâmetros visa limitar as tensões nos carris e no sistema de fixação das travessas, minimizar os deslocamentos da camada de balastro e atenuar as descontinuidades existentes nas zonas onde estão instalados aparelhos da via tais como juntas.

O controlo da rotação das extremidades pode ser realizado através da limitação dos deslocamentos horizontais da superfície superior do tabuleiro, como se mostra na figura seguinte:

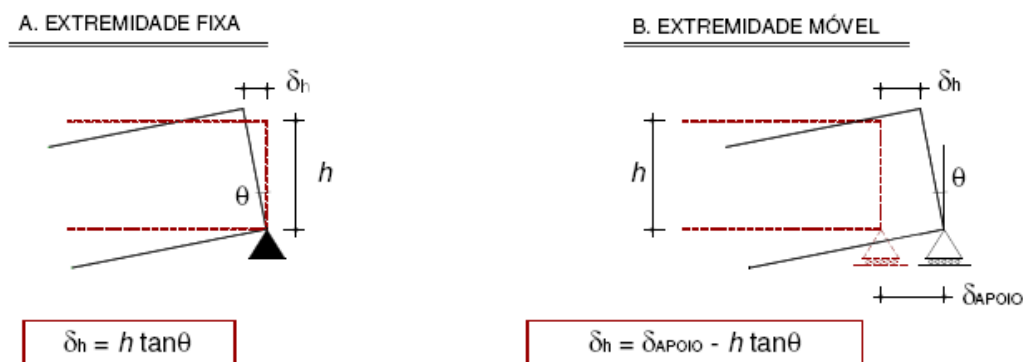


Figura 3.4 – Limitação do deslocamento horizontal δ_h da superfície superior de tabuleiro (Figueiredo, 2007)

O deslocamento vertical da extremidade superior do tabuleiro pode ser obtida através da rotação da extremidade, como é demonstrado na figura seguinte:

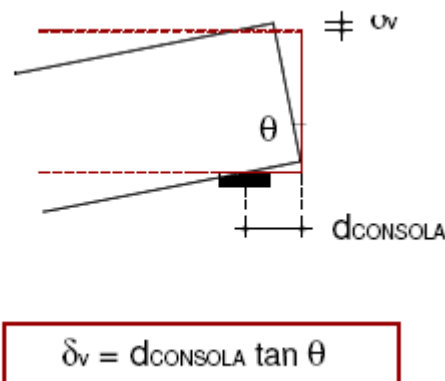


Figura 3.5 – Limitação do deslocamento horizontal δ_v da superfície superior de tabuleiro (Figueiredo, 2007)

3.2.5. Deformação transversal do tabuleiro

O deslocamento e rotação transversais do tabuleiro são controlados de modo a assegurar a estabilidade entre a roda e o carril. Regulamentarmente são limitadas as rotações transversais do tabuleiro sobre os encontros (θ_h) e entre tabuleiros contíguos ($\theta_{h,1} + \theta_{h,2}$), e o raio de curvatura transversal R .

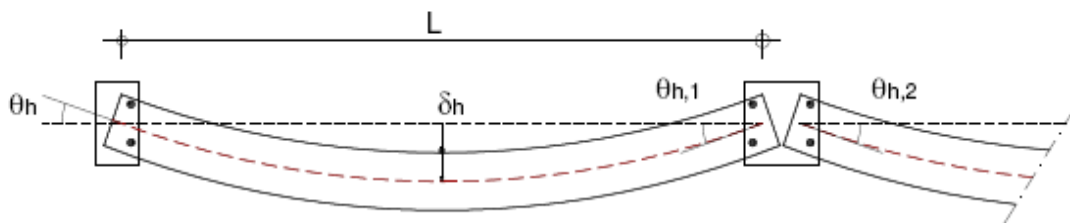


Figura 3.6 – Deformação transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

O raio de curvatura R pode ser obtido a partir da seguinte relação:

$$R = (1 - y')^{\frac{3}{2}} / y'' \quad (3.1)$$

em que y é o valor do deslocamento em cada ponto.

3.3. Regulamentação

Devido à não existência de regulamentação portuguesa no que diz respeito ao controlo das deformações em pontes ferroviárias de alta velocidade impostas pela acção sísmica, será utilizada como guia a regulamentação francesa (Guide AFPS 92 Ponts).

Esta regulamentação exige, para sismos de serviço ($a_N = 0.65 \text{ m/s}^2$, em que a_N representa a aceleração horizontal nominal), que as seguintes condições sejam verificadas:

- A tensão máxima na estrutura deve ser inferior a f_e (limite de elasticidade) para o aço e inferior a $0.75f_{cj}$ (tensão de compressão) para o betão; a estrutura mantém-se em regime elástico sob um sismo de baixa magnitude;

- O deslocamento máximo longitudinal relativo entre dois tabuleiros contíguos ou um tabuleiro e um encontro deverá ser inferior a 20 mm (quando não existe junta de expansão no carril), sob a acção sísmica na direcção longitudinal, de modo a garantir a segurança da via (a interacção via estrutura não é incluída nos cálculos);
- O deslocamento máximo transversal relativo entre dois tabuleiros contíguos ou um tabuleiro e um encontro deverá ser inferior a 20 mm sob acção sísmica transversal. A variação angular entre dois tabuleiros contíguos ou um tabuleiro e um encontro não deve ser superior a 0.003 rad e o raio de curvatura horizontal não deverá ser inferior a 9500 m;
- Sob a acção sísmica vertical ($a_v=0.7 a_N$), a aceleração vertical máxima não deverá exceder os 7 m/s².

4

COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS ESTRUTURAS

4.1. Equação de Equilíbrio Dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura. Em cada ponto e em cada instante de tempo estão presentes quatro tipos de forças: as forças exteriores $f(t)$, as forças de inércia $f_i(t)$, as forças de amortecimento $f_c(t)$ e as forças elásticas $f_e(t)$.

O equilíbrio é dado pela seguinte equação:

$$f_i(t) + f_c(t) + f_e(t) = f(t) \quad (4.1)$$

As forças de inércia são dadas por $f_i = M\ddot{u}(t)$, em que $\ddot{u}$ é o vector das acelerações e M a matriz de massa. As forças de amortecimento são dadas por $f_c = C\dot{u}$ em que $\dot{u}$ é o vector das velocidades e C a matriz de amortecimento. As forças elásticas são dadas por $f_e = Ku$ em que u é o vector dos deslocamentos e K é a matriz de rigidez.

A dimensão das matrizes na equação (4.1) corresponde ao número de graus de liberdade da estrutura.

A cada nó do elemento de barra tridimensional estão associados seis graus de liberdade, três deslocamentos e três rotações, resultando para as matrizes de rigidez e de massa elementares as dimensões (12x12).

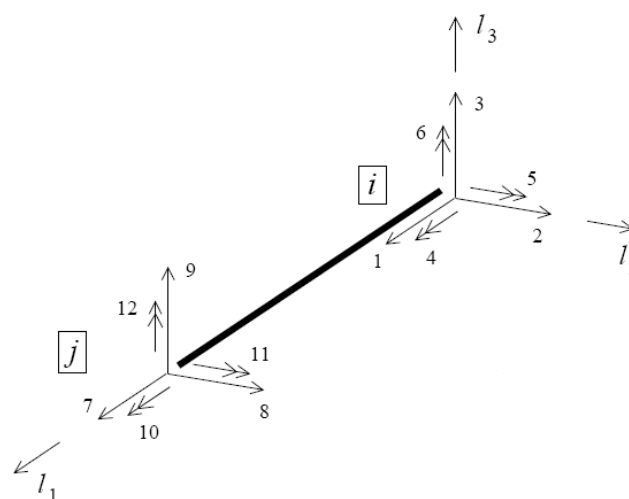


Figura 4.1 – Graus de liberdade (Calçada, 1995)

Caso a estrutura esteja sujeita a uma aceleração na sua base a equação de movimento vem escrita da seguinte forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

em que $\ddot{u}_g(t)$ é a aceleração da base.

4.2. Método de Sobreposição Modal

Este método permite a resolução da equação de equilíbrio dinâmico através da consideração de um novo espaço vectorial, o espaço modal, ao qual correspondem os modos de vibração da estrutura. A relação entre os deslocamentos no espaço real e as deformações no espaço modal é dada pela seguinte expressão:

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i y_i(t) \quad (4.3)$$

sendo ϕ_i o i -ésimo modo de vibração da estrutura, com frequência de vibração ω_i , e $y_i(t)$ a coordenada modal respectiva.

Atendendo a que:

$$\dot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{y}_i(t) \quad (4.4)$$

e

$$\ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{y}_i(t) \quad (4.5)$$

substituindo na equação de equilíbrio dinâmico obtém-se:

$$M \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{y}_i(t) \right) + C \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \dot{y}_i(t) \right) + K \left(\sum_{i=1}^N \phi_i y_i(t) \right) = f(t) \quad (4.6)$$

Pré-multiplicando esta última expressão por ϕ_n^T e atendendo às condições de ortogonalidade dos modos de vibração, é possível obter a seguinte expressão:

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = F_n(t) \quad (4.7)$$

em que

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (4.8)$$

$$C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad (4.9)$$

$$K_n = \phi_n^T K \phi_n \quad (4.10)$$

$$F_n = \phi_n^T f(t) \quad (4.11)$$

são respectivamente a massa, o amortecimento, a rigidez e a força modais para o modo de vibração de ordem n .

Na equação (4.7) a única incógnita é a coordenada modal y_n , cujo valor se pode obter utilizando as técnicas de resolução da equação de equilíbrio dinâmico para estruturas de 1 grau de liberdade, atendendo a que:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} \quad (4.12)$$

Assim, utilizando este método, passamos de um sistema de N equações a N incógnitas para N equações desligadas com apenas uma incógnita cada.

Os deslocamentos no espaço real podem ser obtidos utilizando a equação (4.3).

4.3. Método de Newmark

O método de Newmark é um método implícito de integração directa do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. O conceito principal dos métodos de integração directa está expresso nas seguintes equações:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (4.13)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(\tau) d\tau \quad (4.14)$$

Neste método é imposta uma lei linear de variação das acelerações, admitindo-se que:

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \ddot{u}(t) + (1 - \gamma)\Delta t \ddot{u}(t) + \gamma \Delta t \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (4.15)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \dot{u}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{u}(t) + \beta \Delta t^2 \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (4.16)$$

Os parâmetros γ e β permitem controlar a estabilidade e a precisão do processo de integração. De acordo com Hughes (1987), para se garantir a estabilidade incondicional e a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad (4.17)$$

$$\beta = \frac{1}{4} \left(\gamma + \frac{1}{2} \right)^2 \quad (4.18)$$

O método de Newmark só exhibe precisão de 2ª ordem para $\gamma = 0.5$, o que corresponde a tomar $\beta = 0.25$ (método de aceleração média constante).

Resolvendo a equação (4.16) em ordem a $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e substituindo em (4.15) obtém-se os vectores $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ em função de $u(t + \Delta t)$ e de valores no instante anterior:

$$\ddot{u}(t + \Delta t) = \frac{1}{\beta \Delta t^2} u(t + \Delta t) - \frac{1}{\beta \Delta t^2} u(t) - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}(t) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{u}(t) \quad (4.19)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} u(t + \Delta t) - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} u(t) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \dot{u}(t) - \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}(t) \quad (4.20)$$

O estabelecimento da equação de equilíbrio no instante $(t + \Delta t)$ conduz à equação:

$$M\ddot{u}(t + \Delta t) + C\dot{u}(t + \Delta t) + Ku(t + \Delta t) = f(t + \Delta t) \quad (4.21)$$

Obtém-se assim a equação de equilíbrio dinâmico pelo método de Newmark. Este método não necessita de qualquer procedimento especial para o iniciar, já que a determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante $(t + \Delta t)$, apenas depende do conhecimento dessas mesmas grandezas no instante anterior (Chopra, 1995).

4.4. ESPECTROS DE RESPOSTA

A resposta de um oscilador de um grau de liberdade para uma dada aceleração $\ddot{x}_g(t)$ pode ser expressa pelo integral de Duhamel através da seguinte fórmula,

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t -m\ddot{x}_g(\tau) \exp(\xi\omega(t - \tau)) \sin \omega_d(t - \tau) d\tau \quad (4.22)$$

Em que m é a massa do oscilador, ξ é o coeficiente de amortecimento, ω é a frequência angular natural não amortecida da estrutura (rad/s), ω_d é a frequência angular natural amortecida (rad/s), t e τ são tempo.

Se assumirmos que $\omega_d = \omega$, o que é admissível para os pequenos amortecimentos que em geral ocorrem na maior parte das estruturas, e considerando que o sinal negativo em $-m\ddot{x}_g$ não tem significado real, a equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$x(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (4.23)$$

O espectro de resposta dos deslocamentos é construído através do cálculo da máxima resposta obtida para um dado movimento do solo para osciladores de diferentes frequências, mas com o mesmo amortecimento, desenhando o gráfico $S_x = x_{max}$ para uma dada frequência f ou período $T = \frac{2\pi}{\omega}$. A máxima resposta é calculada por integração numérica da equação anterior.

Fazendo corresponder diferentes coeficientes de amortecimento dos osciladores, pode ser construído o espectro de resposta correspondente aos diferentes coeficientes de amortecimento.

O máximo deslocamento pode ser igualmente escrito da seguinte forma:

$$x_{max} = S_x = \omega S_{\dot{x}} = \omega^2 S_{\ddot{x}} \quad (4.24)$$

onde $S_{\dot{x}}$ é definido como a pseudo-velocidade espectral da resposta e $S_{\ddot{x}}$ é definida como a aceleração espectral da resposta.

Os espectros S_x , $S_{\dot{x}}$ e $S_{\ddot{x}}$ podem ser desenhados em diferentes curvas, mas a relação entre os três espectros torna mais conveniente desenhá-los como mostra a figura seguinte, em que as ordenadas dão o logaritmo da pseudo-velocidade e as abcissas representam o logaritmo do período de vibração. Os logaritmos de $S_{\dot{x}}$ e de $S_{\ddot{x}}$ são dados pelas co-ordenadas medidas num ângulo de 45° em relação à base.

Os espectros de dimensionamento são normalmente obtidos através da média de um dado número de acelerogramas, os quais são escalados para a mesma aceleração de pico, e posteriormente, “alisados” para dar o tipo de curvas representado na figura seguinte.

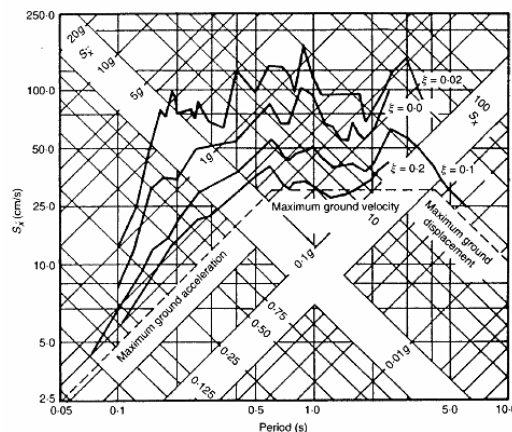


Figura 4.2 – Espectro de Resposta (Chopra, 1995)

O tipo de espectro de resposta descrito é apenas aplicável a estruturas lineares. É, contudo, possível construir o espectro de resposta para osciladores não lineares com um grau prescrito de não linearidade usando um procedimento iterativo para cada espaço de tempo, como por exemplo, a

equação incremental de movimento na qual a rigidez é actualizada no fim de cada espaço de tempo (Chopra, 1995).

5

**DESCRIÇÃO E ANÁLISE LINEAR
DAS ESTRUTURAS EM ESTUDO****5.1. Introdução**

Neste capítulo estudar-se-á a resposta elástica da estrutura em estudo a sismos verticais, pretendendo com isto analisar os níveis de aceleração sísmica que originam acelerações excessivas no balastro e consequentes danos na via. Serão estudadas duas secções distintas para o viaduto: uma em caixão unicelular de betão armado pré-esforçado e uma solução mista constituída por duas vigas metálicas e uma laje de betão. Serão analisados, para cada secção, três perfis longitudinais, com alturas de pilares compreendidas entre 20 e 30 m.

5.2. Descrição do viaduto

O viaduto em estudo é uma estrutura contínua com 5 vãos, apresentando dois vãos extremos de 30 m de comprimento e três vãos intermédios de 45 m, numa extensão total de 195 m. A sua directriz é recta e a sua rasante horizontal. Um dos encontros foi considerado como simplesmente apoiado na direcção longitudinal e o outro duplo já que se trata de uma solução muito usual para fazer face a esforços axiais importantes (*e.g.* variações de temperatura e acção de frenagem dos veículos), estando impedida em ambos os apoios a rotação por torção do tabuleiro. A ligação entre o tabuleiro e os diferentes pilares é realizada através de aparelhos de apoio que solidarizam os movimentos do tabuleiro e do pilar na direcção transversal e tornam independentes, na direcção longitudinal, os deslocamentos dos mesmos. Admitiu-se, igualmente, que estes aparelhos não transmitem os movimentos de torção dos pilares ao tabuleiro.

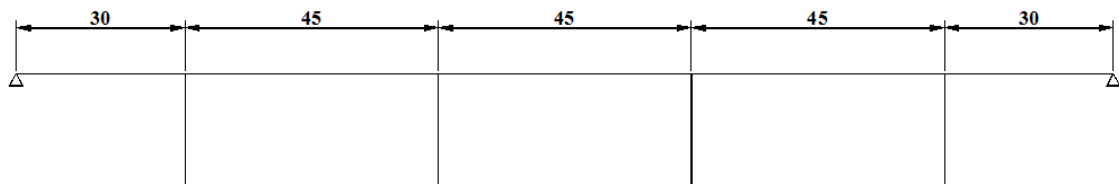


Figura 5.1 – Características longitudinais da estrutura

Serão estudadas duas secções distintas para o viaduto: uma em caixão unicelular de betão armado pré-esforçado e uma solução mista constituída por duas vigas metálicas e uma laje de betão. Em ambos os casos, a laje superior apresenta uma largura de 14 m. Serão estudados, para cada secção, três perfis longitudinais:

- Pilares de altura constante igual a 20 m (perfil 1)
- Pilares de altura constante igual a 30 m (perfil 2)
- Pilares exteriores com 20 m de altura e pilares interiores com 30 m (perfil 3)

A secção dos pilares é igual em todos os casos, estando representada na figura seguinte.

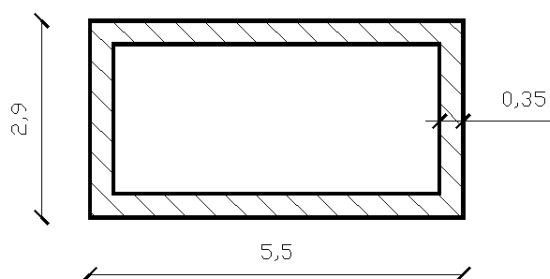


Figura 5.2 – Secção do pilar

Atendendo às características da estrutura e ao facto de as estruturas contínuas com comprimentos superiores a 90 m necessitarem de juntas de carril, conclui-se ser necessária apenas a análise dos efeitos dos sismos vertical e horizontal transversal, uma vez que não ocorrerão danos na via nem na estrutura devidos à componente horizontal longitudinal do sismo, já que a junta absorverá todos os movimentos longitudinais do carril.

5.3. Caracterização da acção sísmica

O Eurocódigo 8, EN 1998-1: 2004 estipula que os territórios nacionais devem ser divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas consoante o risco local para um Período de Retorno de 475 anos. Por definição, em cada zona o risco é constante e é determinado a partir de um único parâmetro, a aceleração máxima de referência ao nível de um solo de classe A, a_{gR} , que corresponde ao período de retorno T_{NCR} para a exigência de não colapso. Para este trabalho assumiu-se como localização a zona 3 para os dois tipos de sismo.

Na EN 1998-1 o movimento sísmico num dado ponto à superfície é representado por um espectro de resposta elástico de aceleração. A forma deste espectro de resposta elástico é a mesma para os dois níveis de exigência definidos por esta norma – exigência de não colapso e exigência de limitação de danos.

Há dois tipos de sismo que influem directamente nos parâmetros do espectro:

- Tipo 1 (sismo afastado/sismo inter-placas) com magnitude superior a 5,5;
- Tipo 2 (sismo próximo/sismo intra-placas) com magnitude inferior a 5,5.

Componente Horizontal

Para a componente horizontal da acção sísmica o espectro de resposta elástico $S_e(T)$ é definido pelas expressões presentes em **3.2.2.2(1)P** e que se representam de seguida:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.4)$$

onde,

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

a_g é a aceleração de projecto em rocha (terreno tipo A) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ (O cálculo de a_{gR} encontra-se descrito no EN 1998-1: 2004 - **3.2.1.3**)

γ_I factor associado à importância da estrutura

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S é o factor de terreno;

$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55$ é o factor de correcção do amortecimento (com um valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento).

O espectro de resposta elástico possui a forma genérica da 5.3.

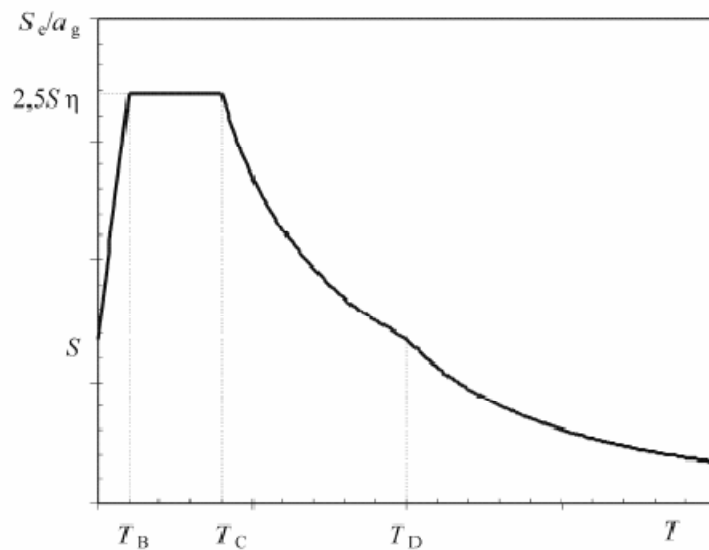


Figura 5.3 – Forma genérica do espectro de resposta elástico fornecido pela EN 1998

Os valores de γ_I , a_{gr} , S , T_B , T_C e T_D para um solo do tipo A (rocha) estão definidos na proposta do Anexo Nacional (Carvalho, 2007) e apresentam-se no quadro que se segue.

Quadro 5.1 – Valores de γ_I , a_{gr} , S , T_B , T_C e T_D

Acção Sísmica	γ_I	a_{gr} (cm/s ²)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1,3	150	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	1,3	170	1,0	0,1	0,25	2,0

Componente Vertical

Para a componente vertical da acção sísmica, o espectro de resposta elástico $S_{ve}(T)$ é definido em **3.2.2.3(1)P** pelas expressões seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (5.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (5.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.8)$$

Os valores de a_{vg} , T_B , T_C e T_D estão definidos no Anexo Nacional e apresentam-se no quadro seguinte.

Quadro 5.2 – Valores de a_{vg} , T_B , T_C e T_D

Acção Sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.0
Tipo 2	0.95	0.05	0.15	1.0

Para a obtenção dos sismos de serviço que servirão de acção base neste trabalho, multiplicaram-se os espectros elásticos pelo factor de redução, v , conforme o estipulado no Anexo Nacional.

Quadro 5.3 – Factores de redução para obtenção dos sismos de serviço

Acção Sísmica	ν
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

A acção sísmica foi caracterizada também através de acelerogramas que foram produzidos sobre os espectros sísmicos de serviço mencionados com desvios máximos de 5%. Foram geradas dez séries para cada tipo de sismo vertical. O sismo de tipo 2 foi gerado com duas envolventes distintas: uma trapezoidal (A) e outra que envolve umas funções exponenciais (B) que origina um sismo mais do tipo impulso. Para o sismo horizontal foi gerada um envolvente para sismo de tipo 1 e duas para o sismo de tipo 2, com características idênticas às mencionadas para os sismos verticais.

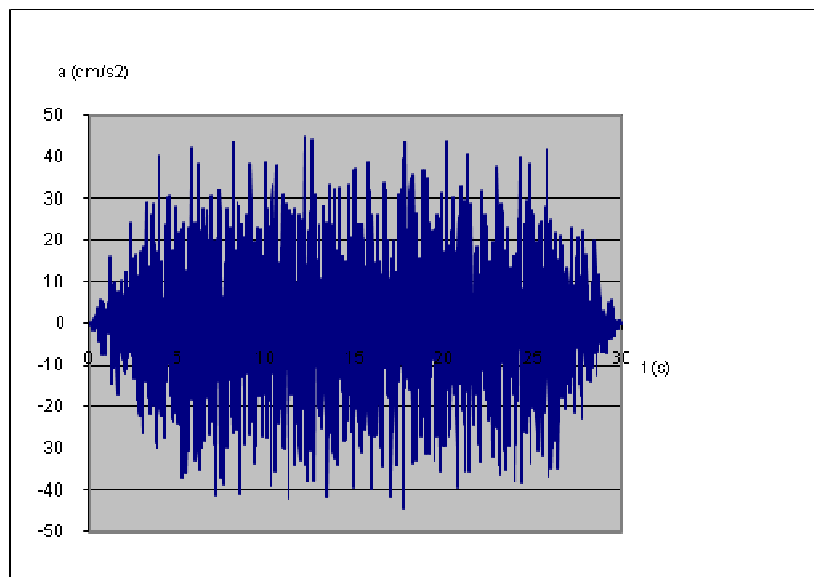


Figura 5.4 – Acelerograma sismo vertical tipo 1 (série 1)

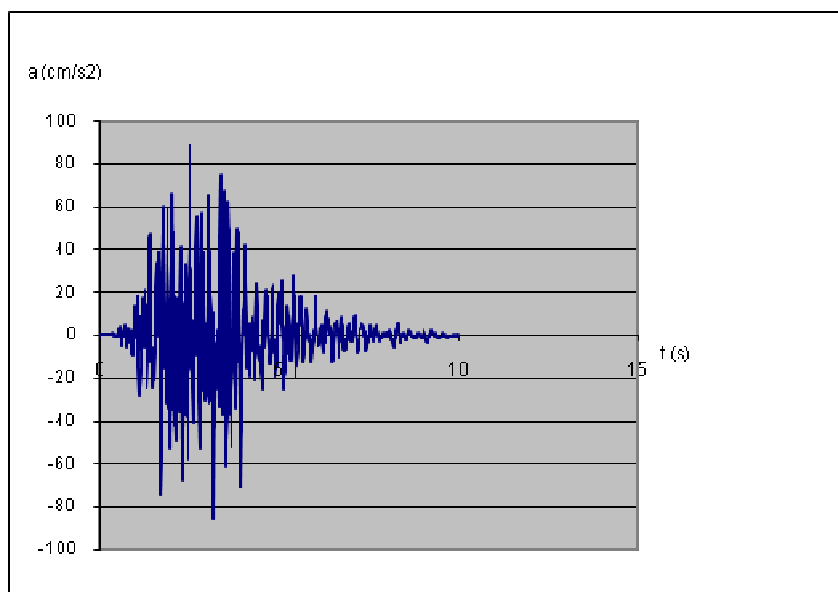


Figura 5.5 - Acelerograma sismo vertical tipo 2A (série 1)

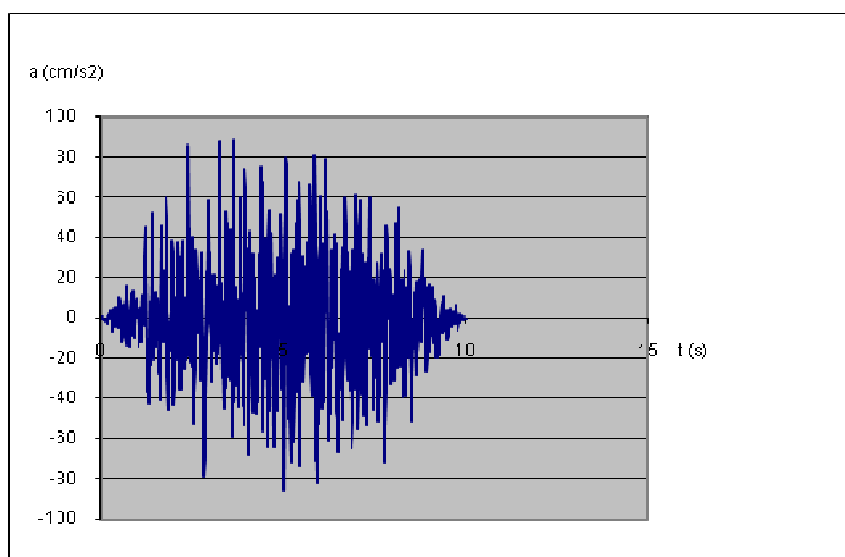


Figura 5.6 - Acelerograma sismo vertical tipo 2B (série 1)

O seguinte quadro diz respeito às acelerações de projecto para serviço, a_{gs} , e Estado limite último, a_{gu} .

Quadro 5.4 – Acelerações verticais de projecto para serviço e estado limite último

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal	Tipo 1 Vertical	Tipo 2 Vertical
a_{gs} (m/s ²)	0.8	1.2	0.6	1.2
a_{gu} (m/s ²)	2.0	2.2	1.5	2.1

5.4. Modelação e Análise estrutural

5.4.1. SECÇÃO EM CAIXÃO UNICELULAR DE BETÃO

As secções utilizadas para caracterizar a estrutura são as que se apresentam de seguida, sendo que a primeira corresponde à secção do vão e a segunda à secção do tabuleiro na zona do apoio numa largura de 6 metros (3 metros para cada lado).

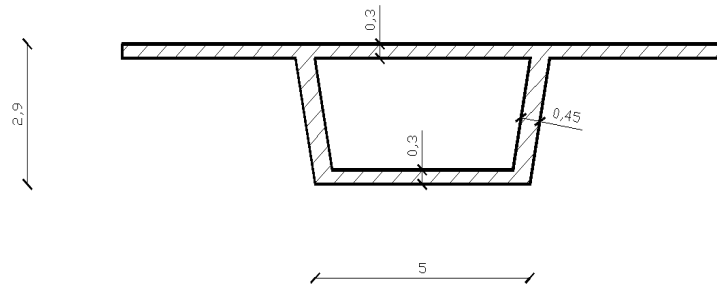


Figura 5.7 – Secção do tabuleiro no vão

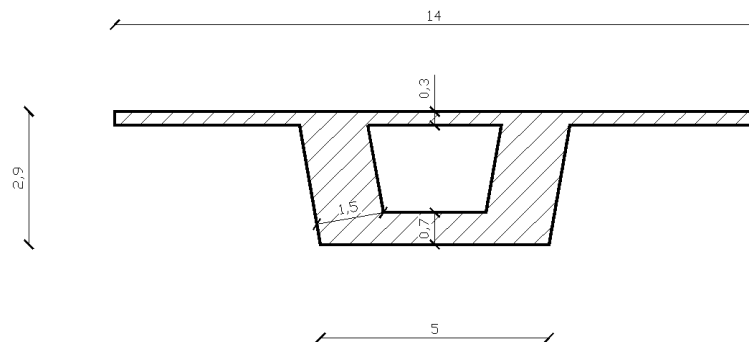


Figura 5.8 – Secção do tabuleiro na zona do apoio

Foi realizada uma análise linear no programa de cálculo SAP 2000 (Computers & Structures, 2005) em que o tabuleiro foi discretizado em elementos de casca de quatro nós com dimensões máximas de 2.5m de lado enquanto os pilares foram discretizados em elementos de barra distanciados de 3 m. Admitiu-se que os pilares estão encastrados nas fundações. Foi desprezada a influência da via férrea.

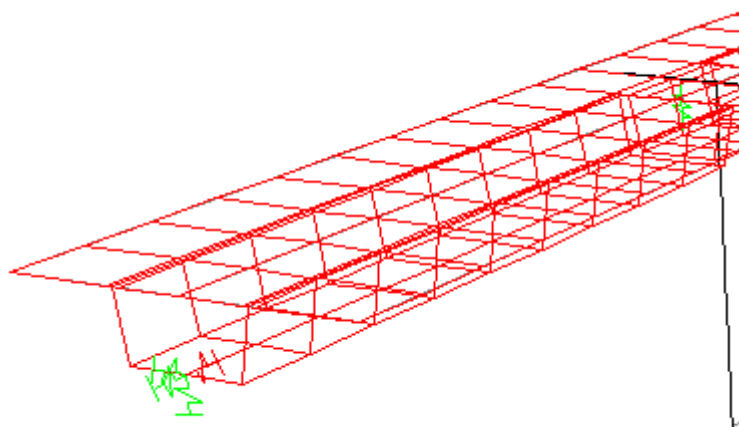


Figura 5.9 – Modelo do tabuleiro com secção em caixão realizado no programa SAP 2000

As características das secções foram calculadas atendendo apenas à contribuição da secção bruta de betão, desprezando-se os efeitos das armaduras ordinária e de pré-esforço.

O betão utilizado para este elemento foi o C35/45, tendo-se considerado o módulo de elasticidade aos 28 dias indicado no EC2. O módulo de distorção (G) foi calculado admitindo um coeficiente de Poisson igual a 0,2.

A massa do tabuleiro por metro linear corresponde à massa do tabuleiro adicionada das massas dos seguintes elementos:

- Balastro 9,53 ton/m
- Travessas e via 1,28 ton/m
- Guarda Balastro 0,50 ton/m
- Guarda de Segurança 0,20 ton/m
- Passeios e condutas de cabos 1,32 ton/m

Simplificadamente, a massa destes elementos foi considerada como estando uniformemente distribuída na laje superior do tabuleiro.

Por fim, interessa referir que foi considerado simplificadamente um amortecimento global da estrutura igual a 2%.

No quadro que se segue, são apresentadas as características das secções de apoio e vão do tabuleiro, utilizando a solução em viga caixão.

Quadro 5.5 – Características da secção em Caixão

Secção	E (GPa)	ν	G (GPa)	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
Apoio	34	0.2	14,17	13,49	13,02	101,31
Vão				7,79	9,82	85,15

Neste modelo foi considerada para o cálculo das características dos pilares apenas a secção de betão, tendo-se desprezado, desta forma, a contribuição das armaduras. O betão considerado para este elemento foi o C35/45. As características principais da secção dos pilares são apresentadas no quadro seguinte:

Quadro 5.6 – Características da secção do pilar

E (GPa)	G (GPa)	A (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
34	14.17	5.39	19.93	2.03

5.4.1.1. Modos de Vibração da Estrutura

Os modos de vibração da estrutura para os diferentes perfis são os que se apresentam no quadro seguinte.

Quadro 5.7 - Períodos (s) dos Modos de Vibração dos diferentes perfis

Modos Vibração	Período (s)			Deformada modal
	Perfil 1 (H=20)	Perfil 2 (H=30)	Perfil 3 (H=20/30)	
1º Horizontal	0.5143	0.8813	0.7717	
2º Horizontal	0.4154	0.5669	0.4649	
3º Horizontal	0.2772	0.317	0.28021	
1º Vertical	0.4048	0.4214	0.4119	
2º Vertical	0.37503	0.3803	0.3792	

Os modos de vibração vertical para os diferentes perfis longitudinais apresentam períodos muito semelhantes, como aliás seria expectável, dada a elevada rigidez axial dos pilares face à da flexão do tabuleiro.

5.4.1.2. Resposta da estrutura a sismos verticais

Os sismos verticais poderão causar danos na via se induzirem no tabuleiro acelerações verticais superiores a 7 m/s^2 , uma vez que, como foi referido no capítulo da estabilidade da via, a partir desse níveis de aceleração vertical, a estabilidade do balastro não é garantida. Assim, analisou-se o nível de acelerações verticais devido a este sismo naquelas secções que se verificaram ser mais críticas e que se apresentam nas figuras seguintes.

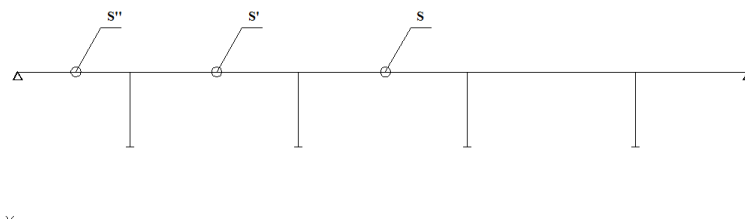


Figura 5.10 – Secções analisadas

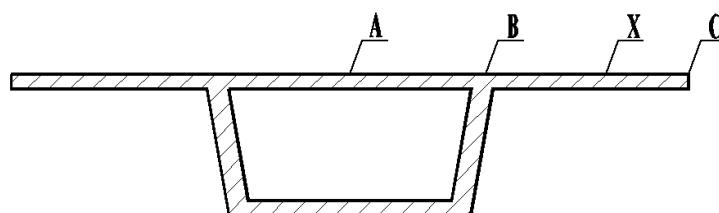


Figura 5.11 – Pontos em análise

O ponto X representado na figura corresponde ao último ponto do balastro, tendo-se admitido que este se situa a cerca de 5 m de distância do ponto A.

Inicialmente submeteu-se a estrutura a espectros verticais tendo-se verificado, como era esperado, que para os diferentes perfis as acelerações verticais dos diferentes pontos são muito próximas, como está demonstrado nos quadros seguintes.

Quadro 5.8 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 1

$a_v \text{ (m/s}^2\text{)}$												
Espectro	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	1.1	1.1	2.0	3.2	1.4	1.4	1.8	2.7	1.1	1.1	1.3	2.1
Tipo 2 Vertical	1.5	1.6	2.8	4.6	1.8	1.8	2.2	4.0	1.4	1.3	1.7	3.1

Quadro 5.9 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 2

		a_v (m/s ²)											
Espectro		A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	1	1.1	1.1	1.9	3.0	1.5	1.5	1.8	2.7	1.1	1.1	1.4	2.1
Tipo 2 Vertical	2	1.5	1.6	2.6	4.2	1.9	1.8	2.3	4.0	1.4	1.3	1.8	3.3

Quadro 5.10 – Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 3

		a_v (m/s ²)											
Espectro		A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	1	1.1	1.1	2.0	3.2	1.4	1.4	1.8	2.6	1.1	1.1	1.3	2.1
Tipo 2 Vertical	2	1.5	1.6	2.8	4.6	1.8	1.7	2.2	3.8	1.4	1.3	1.7	3.3

Por isto, apenas se submeteu o perfil 1 aos acelerogramas gerados sobre os espectros. Importa referir que apesar de ser possível analisar as acelerações dos pontos X, X' e X'' devidas aos diferentes espectros, o modelo, realizado no Bridge Modeler do Programa SAP 2000, não permite obter a história das acelerações destes pontos devidas aos acelerogramas, uma vez que só podem ser analisados os pontos referentes aos alinhamentos A-A', B-B' e C-C'.

Da análise das acelerações verticais obtidas para os espectros verticais verifica-se que o ponto X'' deverá ser o ponto do balastro com maiores acelerações. Com o objectivo de obter valores aproximados das acelerações verticais deste ponto para os acelerogramas, testou-se uma estimativa exponencial, considerando as acelerações verticais dos outros 3 pontos da secção S''. Como se verifica no quadro seguinte, que compara os valores das acelerações verticais de X'' obtidas para os espectros verticais do perfil 1 com os seus valores estimados, os erros introduzidos nessa estimativa são pequenos. Neste quadro comparam-se também os valores obtidos considerando uma variação linear entre B'' e C''.

Quadro 5.11 – Validação da aproximação exponencial na estimativa dos valores das acelerações do ponto X''

Aproximação Exponencial				Aproximação Linear		
Espectro	a_v (m/s ²)		Erro (%)	a_v (m/s ²)		Erro (%)
	Real	Estimativa		Real	Estimativa	
Tipo 1 Vertical	1.97	2.08	6	1.97	2.19	11
Tipo 2 Vertical	2.77	2.92	5	2.77	3.09	12

Os quadros seguintes fazem um resumo dos valores das acelerações verticais obtidas para os acelerogramas dos diferentes tipos de sismo. Os valores obtidos para as diferentes séries podem ser encontrados no anexo A1.

Quadro 5.12 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 1 de serviço

a_v (m/s ²)										
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
Média	1.2	1.3	3.5	1.5	1.5	2.9	1.2	1.2	2.3	2.3
Desv. Pad.	0.2	0.2	0.5	0.2	0.2	0.4	0.1	0.1	0.3	0.3
Máx.	1.4	1.5	4.2	1.9	1.9	3.7	1.4	1.5	2.6	2.7
Mín.	0.9	1.0	2.8	1.3	1.2	2.3	1.0	1.0	1.8	1.8

Quadro 5.13 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 A de serviço

a_v (m/s ²)										
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
Média	1.5	1.6	4.8	2.0	1.9	4.1	1.6	1.4	3.4	3.0
Desv. Pad.	0.3	0.3	0.6	0.4	0.4	0.8	0.3	0.3	0.6	0.5
Máx.	1.8	1.9	5.6	2.7	2.6	5.2	2.1	1.9	4.2	3.5
Mín.	0.9	1.0	3.5	1.5	1.4	2.8	1.1	1.1	2.4	2.0

Quadro 5.14 – Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 B de serviço

a_v (m/s ²)										
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
Média	1.5	1.7	4.8	2.0	1.9	4.3	1.5	1.4	3.3	3.0
Desv. Pad.	0.3	0.3	0.6	0.3	0.3	0.7	0.2	0.1	0.6	0.5
Máx.	2.2	2.4	6.2	2.6	2.4	5.5	1.7	1.7	4.0	4.1
Mín.	1.1	1.3	4.0	1.6	1.6	3.6	1.3	1.2	2.4	2.5

Da análise dos dados conclui-se que a secção S'' , correspondente ao 1º tramo, apresenta os maiores níveis de aceleração, sendo C'' o ponto com as acelerações máximas em todos os sismos. Os pontos A e B das três secções apresentam em todos os casos acelerações verticais muito próximas. Verifica-se igualmente que, em geral, os sismos do tipo 2 induzem maiores acelerações verticais no tabuleiro. Em nenhum dos sismos gerados as acelerações do balastro serão superiores a 7 m/s^2 . Atendendo a que este tipo de acção mantém a estrutura em comportamento linear elástico, conclui-se que as intensidades de sismo vertical que poderão originar instabilidade do balastro (no ponto X'') são as que se apresentam no quadro que se segue.

Quadro 5.15 – Valores das acelerações que conduzem à instabilidade do balastro

	Tipo 1 Vertical		Tipo 2 Vertical A		Tipo 2 Vertical B	
	Média	Máximo	Média	Máximo	Média	Máximo
$a_{gv}/a_{gvs} \text{ (m/s}^2\text{)}$	3.1	2.6	2.3	2.0	2.3	1.7
$a_{gv} \text{ (m/s}^2\text{)}$	1.8	1.5	2.7	2.3	2.7	2.0
$a_{gh} \text{ (m/s}^2\text{)}$	2.4	2.0	2.8	2.4	2.8	2.1

Quadro 5.16 – Acelerações Sísmicas Horizontais e Verticais de projecto de serviço e de estado limite último

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal	Tipo 1 Vertical	Tipo 2 Vertical
$a_{gs} \text{ (m/s}^2\text{)}$	0.8	1.2	0.6	1.2
$a_{gu} \text{ (m/s}^2\text{)}$	2.0	2.2	1.5	2.1

Conclui-se que, assumindo os valores médios das acelerações como referência, as acelerações sísmicas admissíveis são superiores às acelerações de projecto definidas no EC8 para estado limite último. Para os valores máximos das acelerações do balastro, as acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade são próximas dessas acelerações.

Neste estudo foram introduzidas algumas simplificações que poderão ter influência na resposta da estrutura. Não foi considerado, por exemplo, o espessamento da consola na zona do encastramento. Este espessamento aumenta a rigidez da consola, diminuindo a sua deformação, influenciando os níveis de aceleração neste elemento.

5.4.2. SECÇÃO MISTA

A secção mista adoptada para o estudo realizado neste trabalho é a que se mostra na figura seguinte.

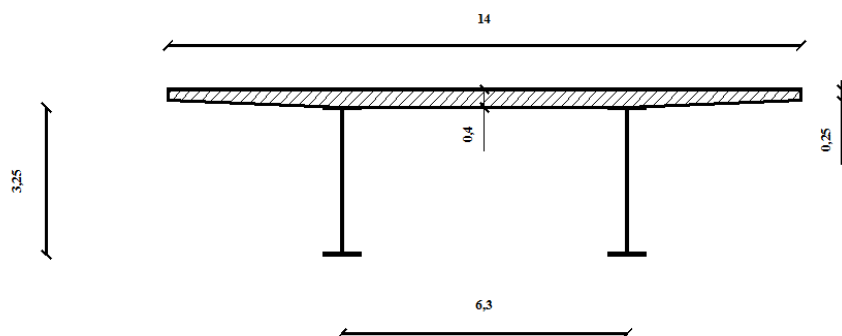


Figura 5.12 – Secção mista do tabuleiro

Tal como no caso anterior, foram adoptadas duas secções distintas, uma para o vão e outra para a secção de apoio (5 m para cada lado), fazendo variar as características dos perfis metálicos da secção. A tabela seguinte apresenta as características destes perfis para as duas situações.

Quadro 5.17– Características das longarinas

Secção	$t_{f,inf}$ (mm)	$t_{f,sup}$ (mm)	t_w (mm)	$b_{f,inf}$ (mm)	$b_{f,sup}$ (mm)
Apoio	50	60	26	1100	1200
Vão	35	25	20	800	800

A treliça inferior está esquematizada na figura seguinte e é constituída por cantoneiras L200 x 200 x 20. Os septos transversais são perfis metálicos de forma semelhante às longarinas, apresentando as características indicadas no quadro 5.18.

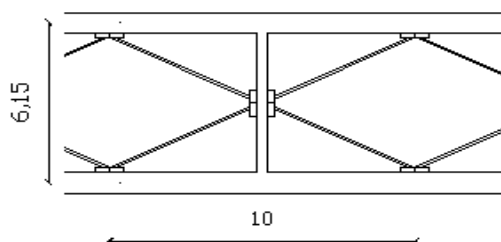


Figura 5.13 - Vista inferior do tabuleiro

Quadro 5.18 - Características dos septos transversais

Secção	$t_{f,inf}$ (mm)	$t_{f,sup}$ (mm)	t_w (mm)	$b_{f,inf}$ (mm)	$b_{f,sup}$ (mm)
Septo	30	30	15	400	400

Na modelação desta estrutura discretizou-se a laje superior em elementos de casca de 4 nós com dimensão máxima de 2,5 m de lado enquanto as longarinas, septos e cantoneiras foram discretizados em elementos de barra, considerando-se que os últimos apenas recebem esforços axiais. O posicionamento dos diferentes elementos é esquematizado na figura que se segue. Tal como no modelo da secção em caixão, os pilares foram modelados como elementos de barra e apresentam as características fornecidas no quadro 5.6.

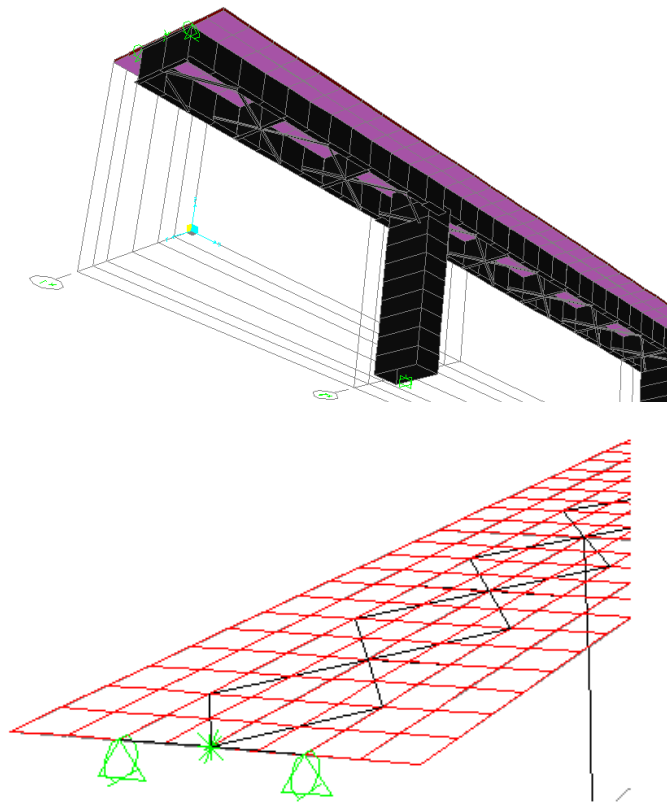


Figura 5.14 - Modelo da secção mista

As características da secção da viga foram calculadas relativamente ao material aço, tendo sido adoptado o seguinte coeficiente de homogeneização:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.9)$$

em que E_s é o módulo de elasticidade do aço e E_c o módulo de elasticidade do betão.

Simplificadamente, a massa dos elementos que constituem a via foi considerada como uniformemente distribuída na laje superior do tabuleiro.

O quadro seguinte apresenta um resumo das características da secção.

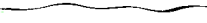
Quadro 5.19 - Características da Secção mista

Secção	E_s (GPa)	E_c (GPa)	ν	G (GPa)	A (m ²)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)
Apoio	200	30	0.3	76.92	1.27	1.61	16.43
Vão					1.08	1.04	14.50

5.4.2.1. Modos de Vibração da Estrutura

Nos quadros seguintes são apresentados os modos de vibração principais da estrutura, horizontais e verticais.

Quadro 5.20 - Períodos (s) dos Modos de Vibração dos diferentes perfis

Modos Vibração	Período (s)			Deformada modal
	Perfil 1 (H=20)	Perfil 2 (H=30)	Perfil 3 (H=20/30)	
1º Horizontal	0.4697	0.8032	0.7008	
2º Horizontal	0.3785	0.4988	0.4169	
3º Horizontal	0.2408	0.2692	0.2443	
1º Vertical	0.4534	0.4543	0.4536	
2º Vertical	0.3608	0.3626	0.362	

5.4.2.2. Resposta da estrutura a sismos verticais

A análise das respostas aos espectros que se apresentam nos quadro seguintes permite concluir que, tal como se verificara para a secção em caixão, as acelerações verticais nos diversos pontos são muito semelhantes em todos os perfis, notando-se muito pouca influência da variação da altura dos pilares nessas respostas, pelo que a análise dos acelerogramas foi feita também só para o perfil 1.

Quadro 5.21 - Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 1

Espectro	a_v (m/s ²)											
	1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central			
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	2.6	2.8	3.4	4.5	1.4	1.4	1.7	2.5	1.8	1.8	2.0	2.5
Tipo 2 Vertical	3.7	3.9	4.8	6.4	1.7	1.8	2.4	4.0	2.2	2.2	2.6	3.5

Quadro 5.22- Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 2

Espectro	a_v (m/s ²)											
	1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central			
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	2.7	2.8	3.4	4.6	1.4	1.5	1.8	2.7	2.0	2.0	2.2	2.8
Tipo 2 Vertical	3.8	3.9	4.8	6.4	1.8	1.9	2.5	4.0	2.4	2.4	2.8	4.0

Quadro 5.23 - Acelerações Verticais devidas aos Espectros Verticais de Serviço para o perfil 3

Espectro	a_v (m/s ²)											
	1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central			
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Tipo 1 Vertical	2.6	2.8	3.4	4.9	1.4	1.5	1.8	2.5	1.9	1.9	2.2	2.8
Tipo 2 Vertical	3.7	3.9	4.8	6.4	1.8	1.9	2.5	4.0	2.3	2.3	2.8	4.1

Os valores obtidos para as diferentes séries de acelerogramas podem ser encontrados no anexo A2. Os seguintes quadros fazem um resumo da informação obtida.

Quadro 5.24 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 1 de serviço

	a_v (m/s ²)											
	1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central			
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Média	3.6	3.8	4.6	6.2	1.9	1.9	2.4	3.5	2.4	2.4	2.6	3.4
Desv. Pad.	0.8	0.9	1.1	1.5	0.3	0.3	0.4	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6
Máx.	4.7	4.9	6.0	8.1	2.2	2.2	2.9	4.2	2.9	2.9	3.0	4.4
Mín.	2.5	2.6	3.2	4.3	1.4	1.5	1.8	2.6	1.7	1.7	2.0	2.5

Quadro 5.25 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 A de serviço

a_v (m/s ²)												
1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central				
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Média	4.2	4.3	5.2	7.1	2.1	2.2	2.9	4.5	2.5	2.5	3.0	4.1
Desv. Pad.	0.7	0.7	0.8	1.1	0.3	0.3	0.5	0.9	0.4	0.4	0.5	0.8
Máx.	5.3	5.6	6.9	9.1	2.4	2.5	3.6	6.0	3.0	3.1	3.8	5.5
Mín.	3.0	3.1	3.8	5.1	1.5	1.5	2.1	3.2	1.6	1.6	1.9	2.8

Quadro 5.26 - Valores das acelerações verticais para os acelerogramas do tipo 2 B de serviço

a_v (m/s ²)												
1º Tramo				2º Tramo				Tramo Central				
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
Média	5.8	6.1	7.4	9.8	3.6	3.7	4.7	6.9	4.9	4.9	5.6	7.3
Desv. Pad.	1.6	1.6	2.0	2.8	0.4	0.4	0.3	0.8	0.5	0.4	0.4	0.7
Máx.	9.3	9.7	11.9	15.9	4.3	4.3	5.0	7.9	5.7	5.7	6.3	8.6
Mín.	4.1	4.3	5.2	6.7	3.1	3.2	3.9	5.4	4.3	4.3	5.0	6.1

Tal como se tinha verificado para a secção em caixão, as acelerações máximas são obtidas na secção S'' , sendo C'' o ponto com as acelerações máximas. O sismo do tipo 1 conduz, em geral, a menores acelerações verticais do que os sismos do tipo 2. Nesta estrutura verifica-se que os acelerogramas designados como sismo tipo 2 B conduzem a acelerações verticais substancialmente superiores às originadas pelos acelerogramas do sismo tipo 2, verificando-se até, que no ponto X'' as acelerações verticais excedem os 7 m/s² em várias séries desse sismo, não excedendo em nenhuma do sismo tipo 2 A. Estas diferenças não foram observadas na viga caixão, o que indica uma maior vulnerabilidade desta estrutura a sismos com sinais do tipo impulso.

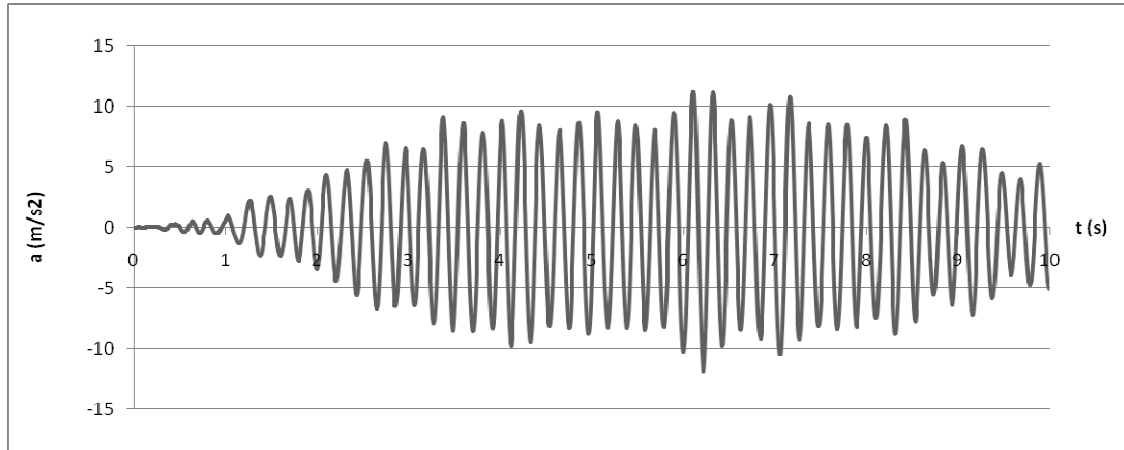


Figura 5.15 - Acelerações verticais do nó X'' devido ao sismo tipo 2 vertical B série 3

Fazendo a análise relativamente aos valores médios e máximos, apresentam-se em seguida as acelerações sísmicas que conduzirão à instabilidade do balastro.

Quadro 5.27 - Valores das acelerações que conduzem à instabilidade do balastro

	Tipo 1 Vertical		Tipo 2 Vertical A		Tipo 2 Vertical B	
	Média	Máximo	Média	Máximo	Média	Máximo
$a_{gv}/a_{gvs} (m/s^2)$	1.5	1.2	1.3	1.0	0.9	0.6
$a_{gv} (m/s^2)$	0.9	0.7	1.5	1.2	1.1	0.7
$a_{gh} (m/s^2)$	1.2	0.9	1.6	1.2	1.1	0.7

Quadro 5.28 - Acelerações Sísmicas Horizontais e Verticais de serviço e de estado limite último

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal	Tipo 1 Vertical	Tipo 2 Vertical
$a_{gs} (m/s^2)$	0.8	1.2	0.6	1.2
$a_{gu} (m/s^2)$	2.0	2.2	1.5	2.1

As acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade do balastro nesta estrutura são iguais ou superiores às acelerações sísmicas de serviço e inferiores às acelerações sísmicas de estado limite último para os sismos tipo 1 e tipo 2 A, fazendo essa análise quer com valores médios quer com valores máximos. Para os acelerogramas tipo 2 B, as acelerações sísmicas que originam a instabilidade do balastro são inferiores às acelerações sísmicas de serviço.

Neste modelo as vigas metálicas foram modeladas com elementos de barra. Esta simplificação pode alterar os valores das acelerações de forma significativa, já que não se considera a influência da largura do banzo na vibração da consola.

Durante este estudo verificou-se igualmente a importância da consideração dos elementos da treliça e dos septos transversais na resposta da estrutura. Os gráficos que se seguem mostram a resposta do ponto C'' ao acelerograma da série 1 do sismo tipo 2 B, sem e com a contribuição dos elementos transversais.

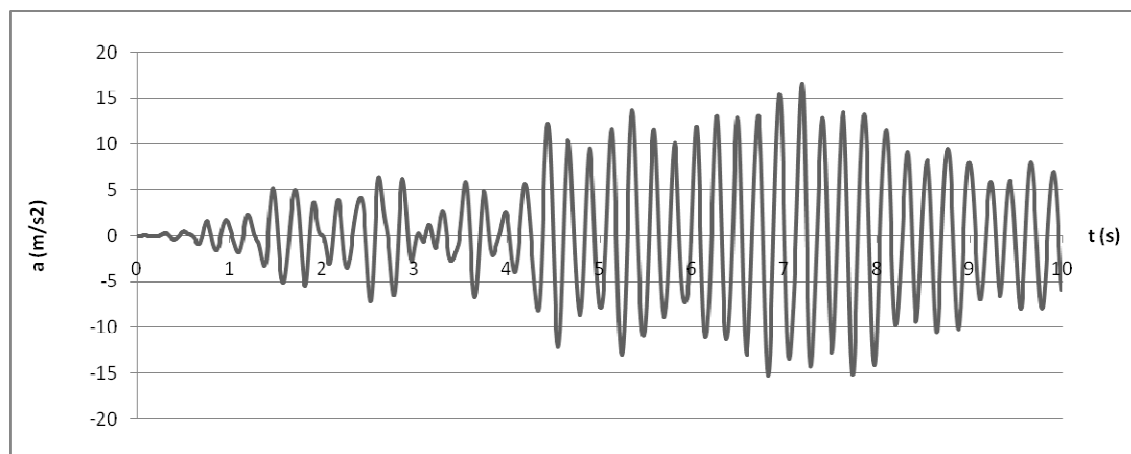


Figura 5.16 - Acelerações verticais do ponto C'' desprezando a contribuição da treliça e septos devidas à série 1 do sismo tipo 2 B

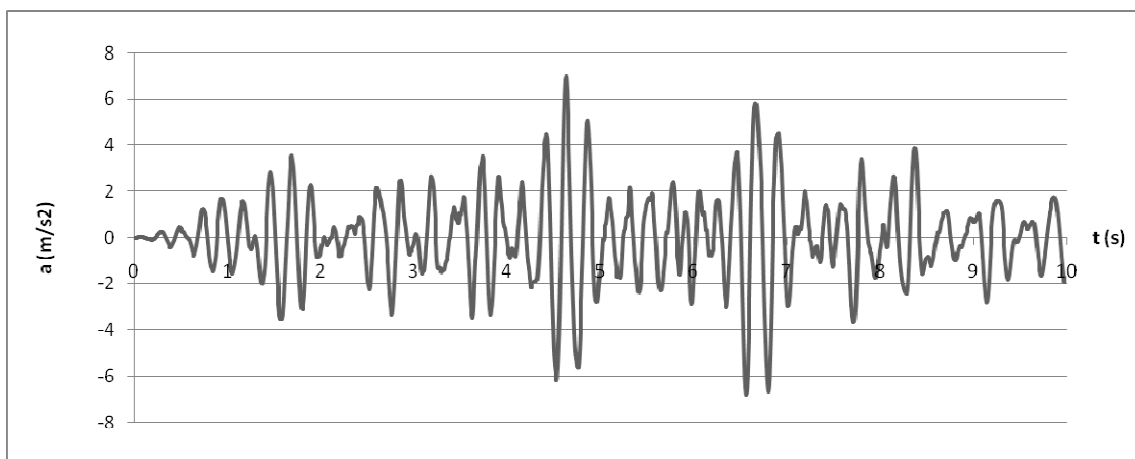


Figura 5.17 - Acelerações verticais do ponto C'' considerando a contribuição da treliça e septos devidas à série 1 do sismo tipo 2 B

Apesar de as inércias serem semelhantes, uma vez que os septos se encontram espaçados de 10 m, as acelerações são completamente diferentes, registrando-se uma aceleração vertical máxima da estrutura sem elementos transversais duas vezes superior à aceleração vertical registada na estrutura em que esses elementos foram considerados. Estes elementos transversais vão contribuir para o fecho da estrutura, alterando completamente a deformação do tabuleiro e as consequentes acelerações, atribuindo ao tabuleiro um comportamento semelhante à secção em caixão.

Para reforçar esta ideia apresentam-se os gráficos seguintes, que correspondem às acelerações verticais do ponto C para um sismo do tipo 1, e para os quais se observa também uma grande diferença nos níveis de acelerações.

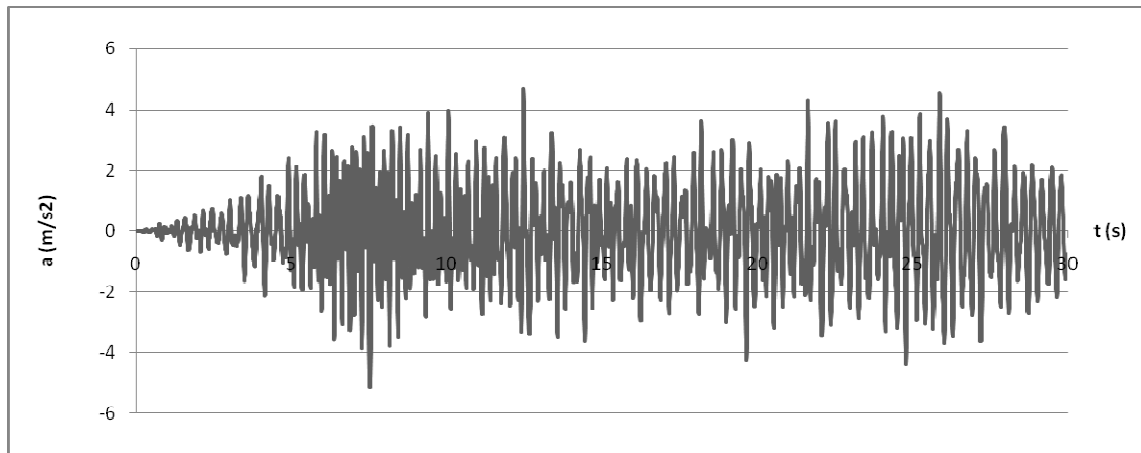


Figura 5.18 - Acelerações Verticais do ponto C para o sismo tipo 1 vertical série 1 desprezando a contribuição da treliça e dos septos

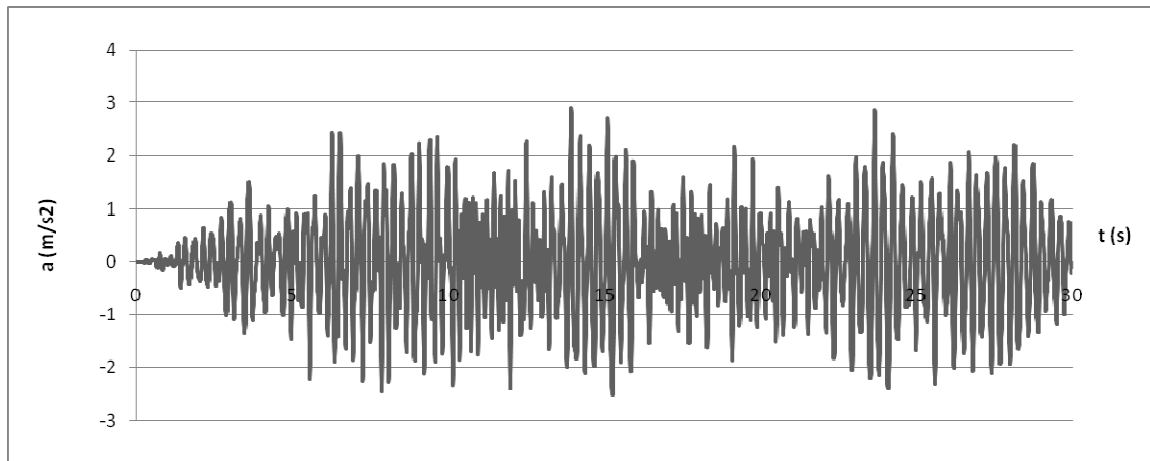


Figura 5.19 - Acelerações Verticais do ponto C para o sismo tipo 1 vertical série 1 considerando a contribuição da treliça e dos septos

6

**ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA
DAS ESTRUTURAS EM ESTUDO****6.1. INTRODUÇÃO**

Como foi referido atrás, para sismos de serviço os pilares apresentam uma elevada probabilidade de fendilhar pelo que para estudar de forma adequada a deformação da estrutura torna-se necessário entrar com este efeito. Assim, com esta análise pretende-se compreender o efeito da fendilhação nos pilares na deformação do tabuleiro e estudar para que níveis de aceleração sísmica são esperados danos na via devidos a esta mesma deformação. Analisar-se-ão também os níveis de intensidade sísmica que conduzem à formação de rótulas plásticas nos encastramentos dos pilares.

A análise consistirá num estudo paramétrico realizado com os acelerogramas horizontais de serviço mencionados em 5.3.

6.2. MODELO DE FIBRAS

Este modelo, proposto por *Aktan et al*, discretiza os pilares segundo o seu eixo longitudinal em secções, discretizando estas em fatias (flexão uniaxial) ou filamentos (flexão biaxial) com comportamento uniaxial segundo o seu eixo longitudinal, sendo ignorados os efeitos do esforço transversal. O modelo admite que as secções se mantêm planas após deformação, o que permite calcular o campo de extensões axiais na secção em função da extensão axial média ε_m e das curvaturas segundo os eixos principais ϕ_x e ϕ_y através da expressão:

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon_m + \phi_x y - \phi_y x \quad (6.1)$$

A partir dos valores das extensões são obtidos os valores das tensões através dos diagramas tensão-extensão considerados para os diversos materiais.

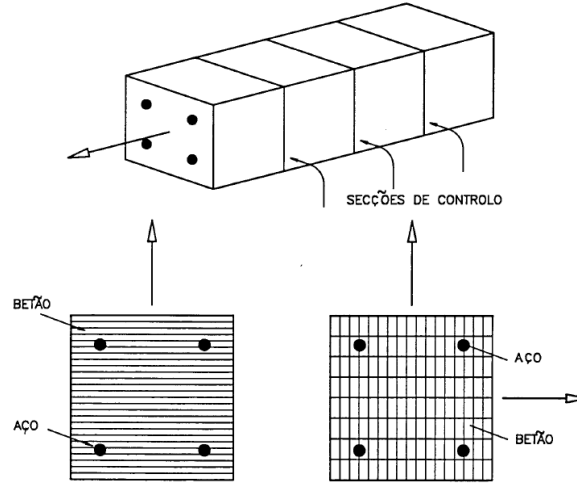


Figura 6.1 – Modelo de fibras. Discretização dos elementos e da secção (Vaz, 1992)

Dos valores das rigidezes dos diferentes elementos de uma secção, pode ser determinada a “matriz de rigidez” incremental da secção. Da equação 6.1 verifica-se que 3 graus de liberdade são suficientes para definir o estado da secção. São adoptados como graus de liberdade as curvaturas segundo as direcções principais da secção e a sua extensão axial média, representadas pelo vector $\vec{\varepsilon}_s = [\varepsilon_m \ \phi_x \ \phi_y]^T$ cujos efeitos são representados pelo vector $\vec{R}_s = [N_z \ M_x \ M_y]^T$. Os esforços incrementais na secção são dados por:

$$dN = \iint E_i^t d\varepsilon dA_i \quad (6.2)$$

$$dM_x = \iint E_i^t y d\varepsilon dA_i \quad (6.3)$$

$$dM_y = \iint E_i^t x d\varepsilon dA_i \quad (6.4)$$

em que dA_i é a área do filamento i e E_i^t o valor actual do módulo elasticidade tangente do filamento i . Recorrendo à equação (6.1) as expressões (6.2) a (6.4) tomam a forma:

$$dN = \iint E_i^t (d\varepsilon_m + \phi_x y - \phi_y x) dA_i \quad (6.5)$$

$$dM_x = \iint E_i^t y (d\varepsilon_m + \phi_x y - \phi_y x) dA_i \quad (6.6)$$

$$dM_y = \iint E_i^t x (d\varepsilon_m + \phi_x y - \phi_y x) dA_i \quad (6.7)$$

Sendo $[k_s]$ a matriz de rigidez incremental da secção virá:

$$d\vec{R}_s = [k_s] d\vec{\varepsilon}_s \quad (6.8)$$

em que

$$[k_s] = \iint E_i^t \begin{bmatrix} 1 & y & -x \\ y & y^2 & -xy \\ -x & -xy & x^2 \end{bmatrix} dA_i \quad (6.9)$$

A obtenção da matriz de rigidez do elemento é então imediata, por integração das matrizes de rigidez das diversas secções ao longo do comprimento L do elemento de acordo com a expressão:

$$[K_l] = \int_0^L [B]^T [k_s] [B] dz \quad (6.10)$$

em que $[B]$ é uma matriz que permite expressar as deformações no interior do elemento a partir dos deslocamentos generalizados nos seus extremos. Esta matriz é estabelecida admitindo uma distribuição uniforme de rigidez ao longo do comprimento do elemento. (Vaz, 1992)

6.3. Modelação das Estruturas

Foram criados no programa Seismostruct (Seismosoft, 2007) modelos simples de barras com condições de apoio e ligações tabuleiro-pilar semelhantes aos modelos elásticos anteriormente estudados. Foi adoptado para o tabuleiro um comportamento linear elástico enquanto que os pilares terão um comportamento não linear traduzido através do modelo de fibras. A viga foi dividida em 5,6 elementos por vão enquanto que os pilares foram discretizados de forma a que na zona de formação de rótulas plásticas a distância dos elementos finitos fosse inferior a 0,5m.

Os comportamentos dos materiais que constituem os pilares, betão e aço, foram obtidos de acordo com modelos já estudados e aplicados directamente a este caso concreto. Em relação ao betão, adoptou-se um comportamento não-linear em que a resistência última está correlacionada com um coeficiente de confinamento, k . A figura seguinte ilustra o efeito do coeficiente de confinamento no comportamento do betão. De salientar que se adoptou um comportamento do betão não confinado para a zona de recobrimento, fora do confinamento proporcionado pelas cintas transversais.

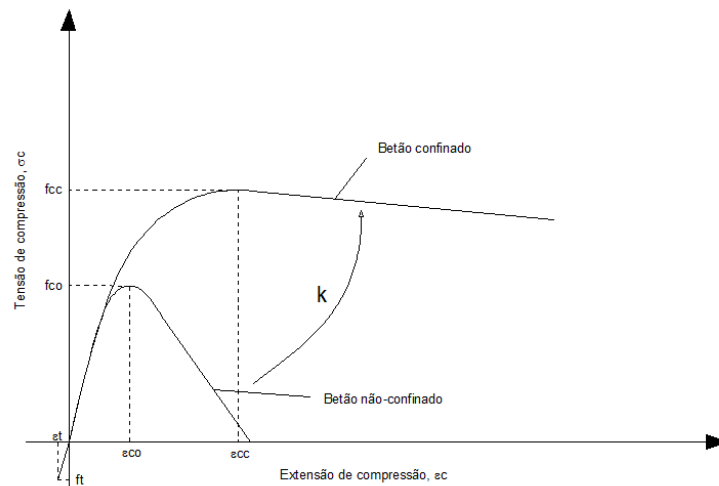


Figura 6.2 – Comportamento uniaxial do betão confinado e não confinado associado ao parâmetro k .

Quadro 6.1 – Características do material betão dos pilares

f_c (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	ϵ_{c2} (m/m)	k
43	3.2	0.002	1.2

O aço por seu lado foi simulado recorrendo ao modelo proposto por *Menegotto-Pinto (1973)*.

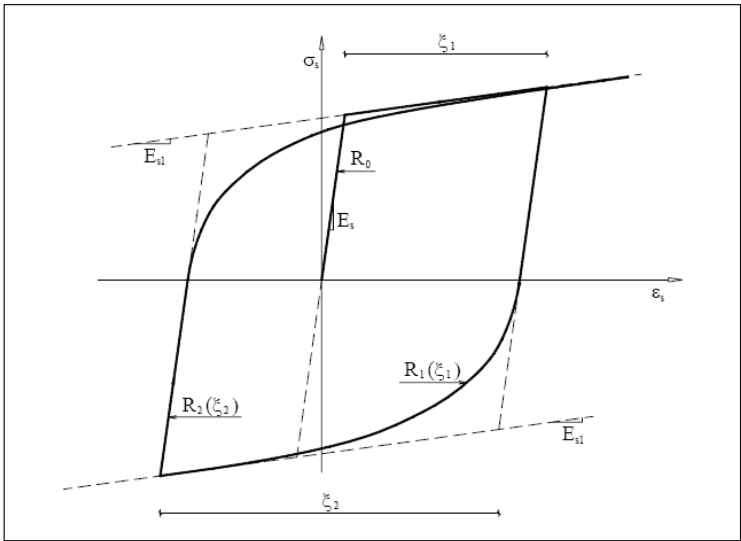


Figura 6.3 – Comportamento uniaxial do aço (Menegotto-Pinto, 1973)

A forma da curva de transição (conhecido como o efeito de *Bauschinger*) é comandada pelo parâmetro R_0 e os parâmetros a_1 e a_2 . Para caracterizar o comportamento do aço foram também definidos dois parâmetros que caracterizam o seu endurecimento isotrópico, a_3 e a_4 .

Quadro 6.2 – Características do material aço dos pilares

E (GPa)	f_y (Mpa)	R_0	a_1	a_2	a_3	a_4
200	500	21	18.5	0.15	0.025	2

Foi admitida uma percentagem de armadura de cerca de 1% para o pilar com a disposição que se apresenta na figura que se segue.

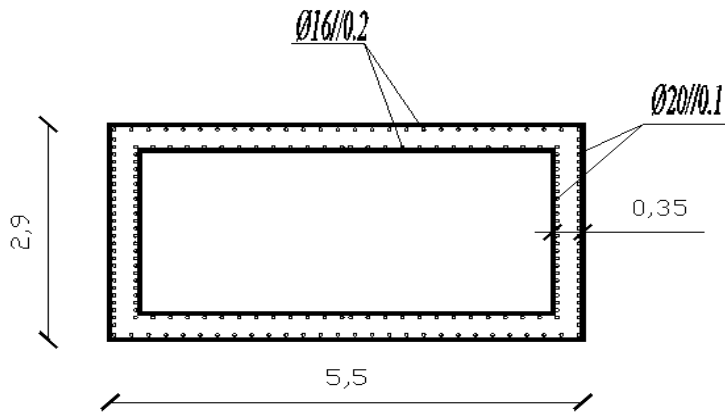


Figura 6.4 – Disposição da armadura longitudinal do pilar

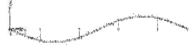
Para esta análise foi adoptado o amortecimento de Rayleigh impondo para as diferentes variantes da estrutura amortecimentos idênticos aos da análise elástica nos 1º e 3º modos transversais, ou seja 2% para a secção em caixão e 1% para a secção metálica.

6.4. ANÁLISE DA SECÇÃO EM CAIXÃO

6.4.1. MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

De forma a validar os modelos construídos procedeu-se inicialmente a uma análise dos seus modos de vibração. Os três primeiros modos de vibração transversal de cada perfil apresentam-se no quadro seguinte, assim como as respectivas deformações.

Quadro 6.3 – Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo não linear

Período (s)				
Modos de Vibração	Perfil 1 (H=20)	Perfil 2 (H=30)	Perfil 3 (H=20/30)	Deformada modal
1º Horizontal	0.492	0.865	0.751	
2º Horizontal	0.379	0.519	0.425	
3º Horizontal	0.243	0.277	0.247	

Quadro 6.4 - Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo linear

Período (s)				
Modos Vibração	Perfil 1 (H=20)	Perfil 2 (H=30)	Perfil 3 (H=20/30)	Deformada modal
1º Horizontal	0.5143	0.8813	0.7717	
2º Horizontal	0.4154	0.5669	0.4649	
3º Horizontal	0.2772	0.317	0.28021	

Relativamente aos modos de vibração dos modelos elásticos construídos verificam-se ligeiras diferenças que estarão relacionadas com as diferenças de comportamento de um modelo 3D face ao modelo 2D simplificado, mas com pouco significado.

6.4.2. RESPOSTA DA ESTRUTURA A UM SISMO HORIZONTAL

Nesta análise submeteram-se as diferentes estruturas a sismos horizontais de diferentes níveis de aceleração com o intuito de estabelecer relações entre os níveis de acelerações sísmicas e os danos causados (rotações transversais excessivas, raios de curvatura do tabuleiro demasiado baixos e plastificação das armaduras), tentando compreender ao mesmo tempo o efeito da fendilhação nas deformações estruturais. A última intensidade estudada corresponde àquela em que se verifica a formação de rótula plástica nos pilares, já que é expectável que para esse nível de acelerações, atendendo aos resultados obtidos no capítulo 5, a instabilidade da via já tenha ocorrido. Os quadros seguintes resumem a informação obtida, indicando o estado (não fendilhada, fendilhada e com rótula plástica) em que se encontram as secções de extremidade dos pilares interiores e exteriores após o sismo, os momentos máximos nessas secções ($M_{\text{máx}}$), as rotações transversais máximas registadas na zona dos apoios ($\theta_{\text{máx}}$), as estimativas elásticas dessas rotações admitindo secção não fendilhada ($\theta_{\text{n.fend}}$) e os raios de curvatura mínimos (R).

Quadro 6.5 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	20	40	1.4	1.4	227953
1	n. fend.	fend.	42	60	2.9	2.8	96500
1.5	fend.	fend.	52	69	4.4	4.2	64333
2	fend.	fend.	58	79	6.5	5.6	50524
3	fend.	fend.	67	97	11	8.4	31297
3.5	fend.	rót. Plást.	70	100	11.5	9.8	31062

Quadro 6.6 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	15	28	2.2	2.2	193000
1	n. fend.	fend.	29	54	4.5	4.4	96500
1.5	fend.	fend.	50	64	8	6.6	57900
2	fend.	fend.	55	73	11	8.8	40775
3	fend.	fend.	70	102	23	13.2	21287
3.5	fend.	rót. Plást.	75	109	26.5	15.4	18439

Quadro 6.7 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	34	40	2.1	2.1	94794
1	fend.	fend.	54	59	4.8	4.2	51239
1.5	fend.	fend.	60	62	6.5	6.3	46187
2	fend.	fend.	69	68	9.2	8.4	38497
3	fend.	fend.	83	88	15.2	12.6	24807
3.5	rót. Plást.	rót. Plást.	95	96	20	14.7	21358

Quadro 6.8 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 A

Estado		M _{máx} (MNm)			$\theta_{máx}$ (10 ⁻⁴ .rad)	$\theta_{n.fend.}$ (10 ⁻⁴ .rad)	R (m)
a _{gh} /a _{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	15	25	1.1	1.1	193000
1	n. fend.	n. fend.	29	50	2.2	2.2	96500
1.5	n. fend.	fend.	45	56	3.4	3.3	61596
2	fend.	fend.	52	60	4.6	4.4	45662
3	fend.	fend.	60	69	7	6.6	30156
4	fend.	fend.	68	86	9	8.8	28950
5	fend.	fend.	70	92	11.4	11	22269
5.5	fend.	rót. Plást.	84	102	15.5	12.1	19694

Quadro 6.9 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2 A

Estado		M _{máx} (MNm)			$\theta_{máx}$ (10 ⁻⁴ .rad)	$\theta_{n.fend.}$ (10 ⁻⁴ .rad)	R (m)
a _{gh} /a _{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	13	22	1.8	1.8	201042
1	n. fend.	n. fend.	23	44	3.6	3.6	100871
1.5	n. fend.	fend.	34	56	5.3	5.4	67169
2	n. fend.	fend.	46	61	7	7.2	50968
3	fend.	fend.	57	73	12	10.8	33276
4	fend.	fend.	62	84	17	14.4	25733
5	fend.	fend.	66	90	21.5	18	21131
5.5	fend.	fend.	65	95	23.4	19.8	19561
6	fend.	fend.	70	99	25	21.6	18208
6.5	fend.	fend.	73	103	26.7	23.4	17130
7	fend.	rót. Plást.	75	107	28	25.2	16233

Quadro 6.10 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2 A

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	23	20	1.6	1.6	135915
1	n. fend.	n. fend.	46	39	3.3	3.2	67958
1.5	fend.	fend.	54	55	5.1	4.8	50087
2	fend.	fend.	60	59	7	6.4	37843
3	fend.	fend.	73	72	10	9.6	26081
4	fend.	fend.	80	85	15	12.8	20316
5	fend.	fend.	94	95	19.8	16	17652
5.5	fend.	fend.	98	99	21.6	17.6	16638
6	rót. Plást.	fend.	100	101	23	19.2	15907

Quadro 6.11 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 B

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	21	35	1.6	1.6	158197
1	n. fend.	fend.	40	55	3.1	3.2	81780
1.5	fend.	fend.	50	62	4.3	4.8	54623
2	fend.	fend.	60	76	7	6.4	41064
3	fend.	fend.	60	78	8	9.6	30635
4	fend.	fend.	67	100	11	12.8	22706
4.5	fend.	rót. Plást.	73	106	12.2	14.4	23068

Quadro 6.12 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2 B

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	11	22	1.7	1.7	233468
1	n. fend.	n. fend.	21	44	3.3	3.4	116265
1.5	n. fend.	fend.	32	56	4.9	5.1	77406
2	n. fend.	fend.	38	62	5.7	6.8	53611
3	fend.	fend.	60	78	15	10.2	31709
4	fend.	fend.	65	85	19	13.6	25284
5	fend.	fend.	67	91	21.6	17	20679
5.5	fend.	fend.	69	92	23	18.7	18617
6	fend.	fend.	70	97	24	20.4	16866
6.5	fend.	fend.	71	100	25.5	22.1	15481
7	fend.	fend.	74	103	26.5	23.8	14367
7.5	fend.	rót. Plást.	78	105	29.1	25.5	13341

Quadro 6.13 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2 B

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	23	18	1.7	1.7	140534
1	n. fend.	n. fend.	45	35	3.3	3.4	70267
1.5	fend.	n. fend.	53	51	5	5.1	54112
2	fend.	fend.	59	62	6.1	6.8	43209
3	fend.	fend.	63	66	8.1	10.2	30474
4	fend.	fend.	74	72	11	13.6	22269
4.5	fend.	fend.	90	90	18	15.3	19300
5	rót. Plást.	rót. Plást.	101	100	22	17	17440

Da análise dos dados conclui-se que a fendilhação dos pilares se inicia para sismos com acelerações sísmicas entre $0.5a_{\text{ghs}}$ e $1.5a_{\text{ghs}}$.

Torna-se difícil estabelecer uma relação directa entre os níveis de fendilhação dos pilares e o seu efeito na deformação da estrutura, já que verificam-se situações em que a fendilhação origina aumentos das deformações e outras em que se observa precisamente o oposto.

No início da fendilhação, principalmente quando apenas dois dos pilares fendilham, verifica-se uma grande proximidade entre os valores das rotações transversais e as suas estimativas elásticas sem fendilhação.

Os gráficos seguintes comparam os valores das rotações transversais com as suas estimativas elásticas sem fendilhação para o sismo tipo 2 B.

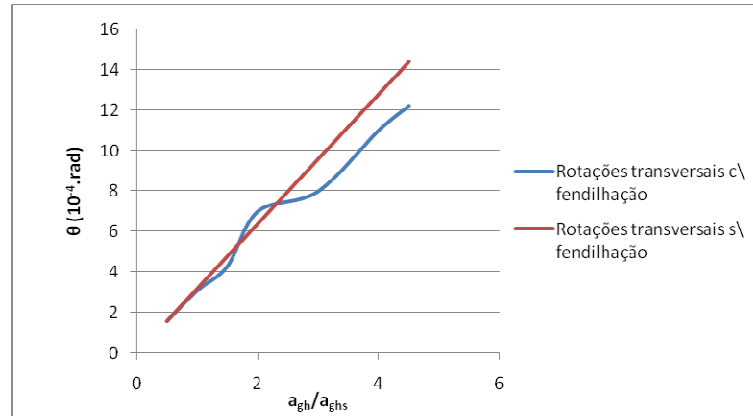


Figura 6.5 – Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa para secção não fendilhada – Perfil 1 sismo tipo 2 B

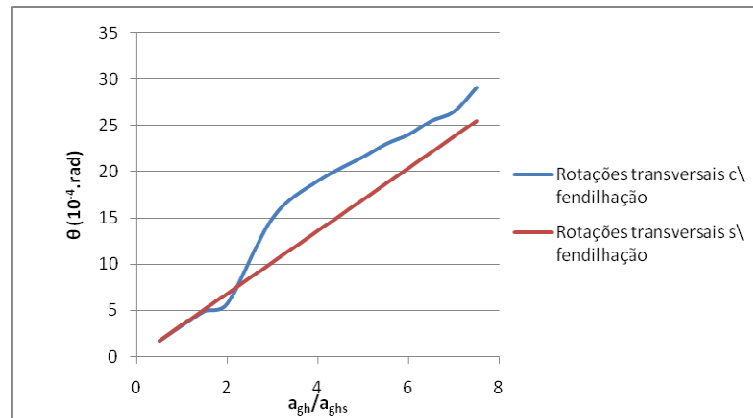


Figura 6.6 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 B

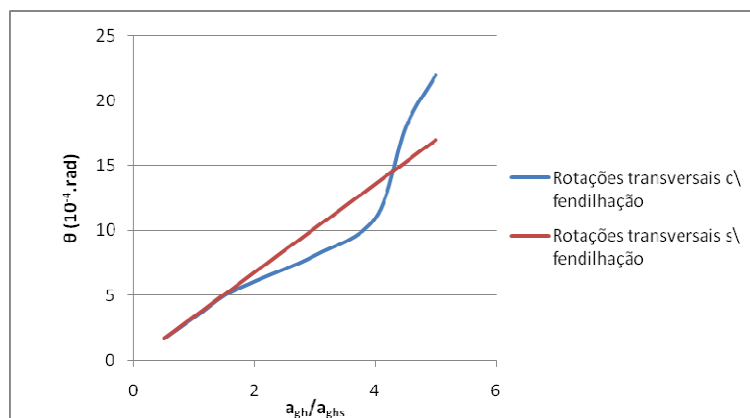


Figura 6.7 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 3 sismo tipo 2 B

No perfil 1, após um tramo inicial em que os valores das duas rotações são semelhantes, verifica-se uma zona em que há um afastamento dos dois valores, mantendo-se esse afastamento mais ou menos constante até à formação da rótula plástica. Neste último tramo os valores da estimativa elástica sem fendilhação são superiores aos valores reais das rotações. No perfil 2 acontece precisamente o contrário, verificando-se que os valores reais superam os da estimativa. No perfil 3 os valores reais são inferiores às estimativas quando a secção se encontra fendilhada, ultrapassando estes últimos quando os níveis de aceleração se aproximam daqueles que conduzem à formação da rótula plástica.

A fendilhação é um processo complexo, dependendo o seu efeito de vários factores, nomeadamente do momento em que se inicia esse processo, do número de pilares que sofrem esse fenómeno, bem como da extensão da fendilhação ao longo do pilar. Estes factores vão influenciar os modos de vibração da estrutura e a consequente resposta à acção sísmica, mas torna-se difícil padronizar o seu efeito. Como exemplo mostra-se agora o gráfico do perfil 1 para o sismo tipo 2 A.

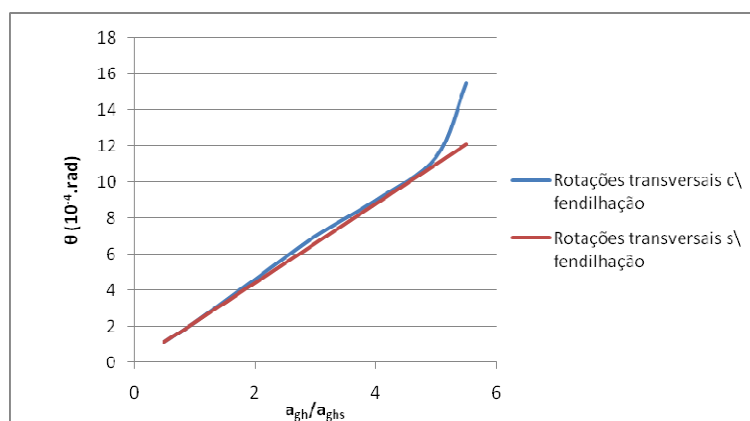


Figura 6.8 – Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 1 sismo tipo 2 A

Ao contrário do que acontecia para o sismo tipo 2 B, os valores reais são sempre ligeiramente superiores à estimativa.

A informação mais importante a retirar desta análise é, no entanto, o facto de as rotações transversais na zona dos apoios só excederem o valor regulamentar para acelerações sísmicas muito elevadas, para as quais já se verifica formação de rótulas plásticas. Aliás, em todos os casos de estudo, aquando da formação de rótulas plásticas, as rotações transversais máximas são inferiores ao valor regulamentado.

As maiores rotações transversais são observadas no perfil 2, o que já era esperado, dado ser a estrutura que apresenta maiores períodos de vibração.

Quadro 6.14 – Rotações transversais máximas (10^{-4} rad) nos diferentes perfis

Perfis	Tipo 1	Tipo 2 A	Tipo 2 B
1	11.5	15.5	13.5
2	26.5	28	29.1
3	20	23	23

Os raios mínimos de curvatura são para todos os casos muito superiores ao valor regulamentado (9500 m), verificando-se que em sismos horizontais, os valores da rotação transversal são mais críticos.

Quadro 6.15 – Raios Mínimos (m) nos diferentes perfis

Perfis	Tipo 1	Tipo 2 A	Tipo 2 B
1	31062	19694	22706
2	18439	16233	13341
3	21358	15907	17440

Os quadros seguintes indicam as acelerações sísmicas horizontais máximas para as quais ainda não se formaram rótulas plásticas.

Quadro 6.16 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 1

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	3	5	4
$a_{gh} (m/s^2)$	2.3	6.1	4.9

Quadro 6.17 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 2

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	3	6.5	7
$a_{gh} (m/s^2)$	2.3	7.9	8.5

Quadro 6.18 – Acelerações sísmicas máximas para o perfil 3

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	3	5.5	4.5
$a_{gh} (m/s^2)$	2.3	6.7	5.5

O quadro seguinte indica as acelerações horizontais de projecto de serviço e de estado limite último definidas no EC8 para este tipo de estruturas.

Quadro 6.19 – Acelerações horizontais sísmicas para serviço e estado limite último

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal
a_{ghs} (m/s ²)	0.8	1.2
a_{ghu} (m/s ²)	2.0	2.2

As acelerações que originam a formação de rótulas plásticas são superiores às acelerações sísmicas de projecto para estado limite último destas estruturas, pelo que a probabilidade de estas se formarem é extremamente baixa. Esta diferença tem particular relevância para os sismos de tipo 2, como se pode verificar, sendo necessárias acelerações horizontais duas vezes superiores, pelo menos, para a formação das rótulas nos diferentes perfis.

Os níveis de aceleração sísmica mais baixos que conduzem à formação de rótulas plásticas verificam-se em todos os perfis para o sismo tipo 1 ($a_{gh}=2.3$ m/s²). Os níveis de aceleração sísmica do tipo 2 mais baixos que conduzem à formação de rótula plástica verificam-se no perfil 1, para o acelerograma tipo 2 B.

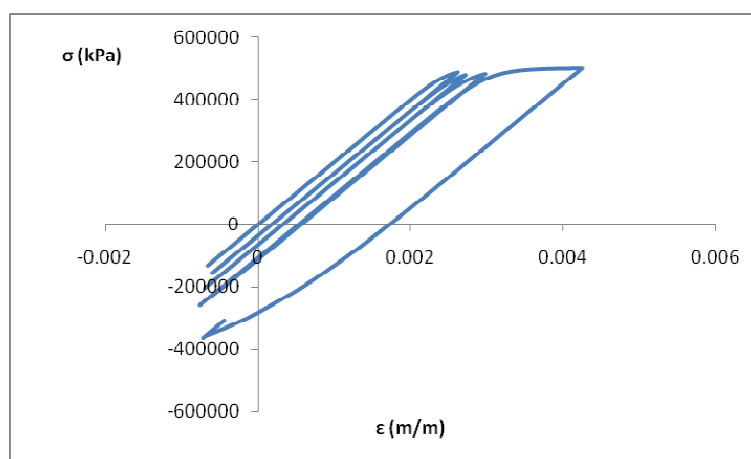


Figura 6.9 – Plastificação da armadura dos pilares interiores do perfil 1 para o acelerograma do tipo 2 B ($a_{gh}/a_{ghs}=4.5$)

Quadro 6.20 – Valores das acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade do balastro

	Tipo 1 Vertical		Tipo 2 Vertical		Tipo 2 Vertical Outro	
	Média	Máximo	Média	Máximo	Média	Máximo
a_{gv}/a_{gvs} (m/s ²)	3.1	2.6	2.3	2.0	2.3	1.7
a_{gv} (m/s ²)	1.8	1.5	2.7	2.3	2.7	2.0
a_{gh} (m/s ²)	2.4	2.0	2.8	2.4	2.8	2.1

As acelerações sísmicas que instabilizam o balastro são muito inferiores às que causam a plastificação da armadura para os sismos de tipo 2, e muito próximas destas para os sismos do tipo 1. Uma vez que

as rotações transversais no início da plastificação são inferiores ao valor regulamentado, conclui-se que os danos na via são expectáveis para os níveis de acelerações sísmicas fornecidos no quadro anterior.

6.5. ANÁLISE DA SECÇÃO MISTA

6.5.1. MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

Os modos de vibração da estrutura para os diferentes perfis apresentam-se no quadro seguinte, assim como as respectivas deformações.

Quadro 6.21 – Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo não linear

Período (s)				
Modos de Vibração	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Deformada Modal
1º Horizontal	0.444	0.79	0.683	
2º Horizontal	0.352	0.478	0.393	
3º Horizontal	0.222	0.25	0.226	

Quadro 6.22 - Períodos (s) dos modos de vibração dos diferentes perfis no modelo linear

Período (s)				
Modos de Vibração	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Deformada Modal
1º Horizontal	0.4697	0.8032	0.7008	
2º Horizontal	0.3785	0.4988	0.4169	
3º Horizontal	0.2408	0.2692	0.2443	

Observam-se pequenas diferenças nos modos de vibração que decorrem das simplificações de comportamento introduzidas na utilização de um modelo 2D.

6.5.2. RESPOSTA DA ESTRUTURA A UM SISMO HORIZONTAL

A análise realizada para a secção mista será em tudo idêntica à realizada para a secção em caixão. Pretende-se compreender para que níveis de acelerações nominais se verificam rotações transversais excessivas e danos nos pilares. Os quadros seguintes resumem a informação obtida, indicando o estado (não fendilhada, fendilhada e com rótula plástica) em que se encontram as secções de extremidade dos pilares interiores e exteriores após o sismo, os momentos máximos nessas secções ($M_{máx}$), as rotações transversais máximas registadas na zona dos apoios ($\theta_{máx}$), as estimativas elásticas dessas rotações admitindo secção não fendilhada ($\theta_{n.fend}$) e os raios de curvatura mínimos (R).

Quadro 6.23 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n.fend.	18	34	1.4	1.4	173741
1	n fend.	fend.	33	46	2.6	2.8	92439
1.5	fend.	fend.	45	65	4.5	4.2	52438
2	fend.	fend.	55	74	7	5.6	46518
3	fend.	fend.	58	82	8.4	8.4	34540
3.5	fend.	fend.	61	87	11.9	9.8	28841
4	fend.	rót. Plást.	80	108	18.8	11.2	22185

Quadro 6.24 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.25	n. fend.	n. fend.	14	28	2.2	2.2	212849
0.5	n. fend.	fend.	31	50	4.9	4.4	82639
1	n. fend.	fend.	44	55	6.9	8.8	52060
1.5	fend.	fend.	45	57	7.4	13.2	47671
2	fend.	fend.	53	75	15	17.6	30359
2.5	fend.	fend.	62	93	21.7	22	20899
3	fend.	rót. Plást.	70	102	31	26.4	18254

Quadro 6.25 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 1

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)					
a_{gh}/a_{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.	$\theta_{\text{máx}} (10^{-4}.\text{rad})$	$\theta_{n.\text{fend.}}(10^{-4}.\text{rad})$	R (m)
0.5	n. fend.	n.fend.	40	47	2.7	2.7	76705
1	fend.	fend.	55	55	7.5	5.4	45779
1.5	fend.	fend.	55	57	8	8.1	46896
2	fend.	fend.	64	67	11.3	10.8	30846
3	fend.	fend.	67	72	14.7	16.2	26339
4	fend.	fend.	90	93	22.6	21.6	18974
4.5	fend.	fend.	87	90	22	24.3	19227
5	rót. Plást	fend.	96	99	26.8	27	16203

Quadro 6.26 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 A

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)					
a_{gh}/a_{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.	$\theta_{\text{máx}} (10^{-4}.\text{rad})$	$\theta_{n.\text{fend.}}(10^{-4}.\text{rad})$	R (m)
0.5	n. fend.	n. fend	16	31	1.2	1.2	171673
1	n. fend.	fend.	33	48	2.5	2.4	86093
1.5	n. fend.	fend.	44	50	3.4	3.6	60337
2	fend.	fend.	48	59	4.4	4.8	45205
3	fend.	fend.	60	73	10	7.2	22444
4	fend.	fend.	67	76	12	9.6	26754
5	fend.	fend.	70	80	13.7	12	21604
5.5	fend.	rot. Plast.	72	94	15.9	13.2	18850

Quadro 6.27 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2 A

Estado		M _{máx} (MNm)					
a _{gh} /a _{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.	θ _{máx} (10 ⁻⁴ .rad)	θ _{n.fend} (10 ⁻⁴ .rad)	R (m)
0.5	n. fend.	n. fend.	10	21	1.7	1.7	186071
1	n. fend.	n. fend.	21	42	3.4	3.4	93337
1.5	n. fend.	fend.	32	52	5.2	5.1	61364
2	fend.	fend.	47	57	8.4	6.8	44371
3	fend.	fend.	55	70	15	10.2	27363
4	fend.	fend.	60	80	21	13.6	22781
5	fend.	fend.	69	95	25.8	17	17374
5.5	fend.	rót. Plást.	73	100	27.4	18.7	15760

Quadro 6.28 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2 A

Estado			M _{máx} (MNm)				
a _{gh} /a _{ghs}	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.	θ _{máx} (10 ⁻⁴ .rad)	θ _{n.fend.} (10 ⁻⁴ .rad)	R (m)
0.5	n. fend.	n.fend.	20	19	1.5	1.5	125943
1	n. fend.	n.fend.	40	39	3	3	62972
1.5	fend.	fend.	47	50	4.5	4.5	46368
2	fend.	fend.	50	54	6.3	6	35475
3	fend.	fend.	64	65	11.3	9	22357
4	fend.	fend.	79	80	18.4	12	18026
4.5	fend.	fend.	83	85	20.4	13.5	16866
5	rót. Plást	rót. Plást.	90	96	22	15	16023

Quadro 6.29 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 1 sismo tipo 2 B

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	24	45	1.9	1.9	132298
1	n. fend.	fend.	44	50	3.4	3.8	69163
1.5	fend.	fend.	49	59	5.2	5.7	48718
2	fend.	fend.	56	70	7.3	7.6	38557
3	fend.	fend.	60	83	9	11.4	29340
3.5	fend.	rót. Plást.	61	93	10.4	13.3	24863

Quadro 6.30 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 2 sismo tipo 2 B

Estado		$M_{\text{máx}}$ (MNm)			$\theta_{\text{máx}}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{\text{n.fend.}}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
$a_{\text{gh}}/a_{\text{ghs}}$	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n. fend.	15	33	2.5	2.5	127615
1	n. fend.	fend.	32	50	5.3	5	64521
1.5	fend.	fend.	46	55	7.5	7.5	41498
2	fend.	fend.	47	56	8.3	10	38301
3	fend.	fend.	57	75	18	15	23601
4	fend.	fend.	59	79	21.3	20	21685
5	fend.	fend.	63	80	24	25	19100
6	fend.	fend.	67	86	27.4	30	16294
6.5	fend.	fend.	68	91	29.2	32.5	15220
7	fend.	rót. Plást	70	95	30.6	35	14508

Quadro 6.31 – Momentos, rotações máximas e raios de curvatura mínimos, perfil 3 sismo tipo 2 B

a_{gh}/a_{ghs}	Estado		$M_{m\acute{a}x}$ (MNm)		$\theta_{m\acute{a}x}$ (10^{-4} .rad)	$\theta_{n.fend.}$ (10^{-4} .rad)	R (m)
	Pilar ext.	Pilar int.	Pilar ext.	Pilar int.			
0.5	n. fend.	n.fend.	23	20	1.7	1.7	130502
1	fend.	n.fend.	52	81	3.3	3.4	65251
1.5	fend.	fend.	54	54	7.2	5.1	42854
2	fend.	fend.	56	57	7.3	6.8	33419
3	fend.	fend.	63	62	11	10.2	24863
4	fend.	fend.	88	88	22.1	13.6	15341
4.5	rót. Plást.	fend.	96	93	26.8	15.3	14566

A fendilhação dos pilares inicia-se, em geral, para níveis de aceleração sísmica entre $0.5a_{ghs}$ e $1.5a_{ghs}$, com excepção do perfil 2 quando submetido ao sismo do tipo 1, iniciando-se a fendilhação dos pilares deste para acelerações sísmicas entre $0.25a_{ghs}$ e $0.5a_{ghs}$.

Demonstra-se mais uma vez a dificuldade em padronizar o efeito da fendilhação nas deformações da estrutura. Tal como se verificou para a secção em caixão, nalguns casos este efeito origina aumentos dos valores das rotações transversais e noutros, diminuição. Como exemplos demonstrativos apresentam-se nos gráficos seguintes os valores das rotações máximas reais e das suas estimativas elásticas sem fendilhação no perfil 2 para os sismos tipo 2 A e tipo 2 B, verificando-se diferenças assinaláveis nos dois sismos.

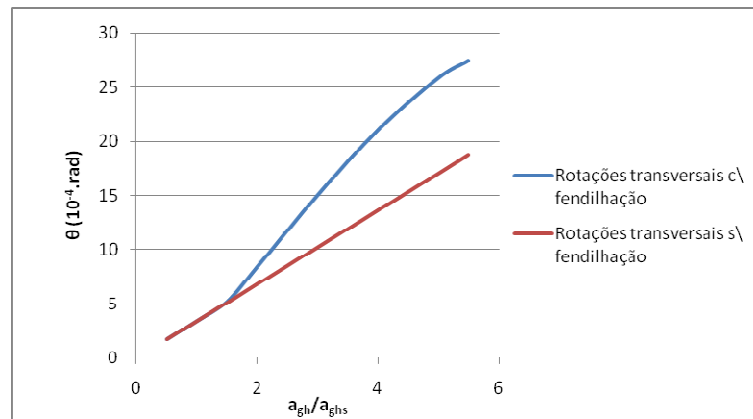


Figura 6.10 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 A

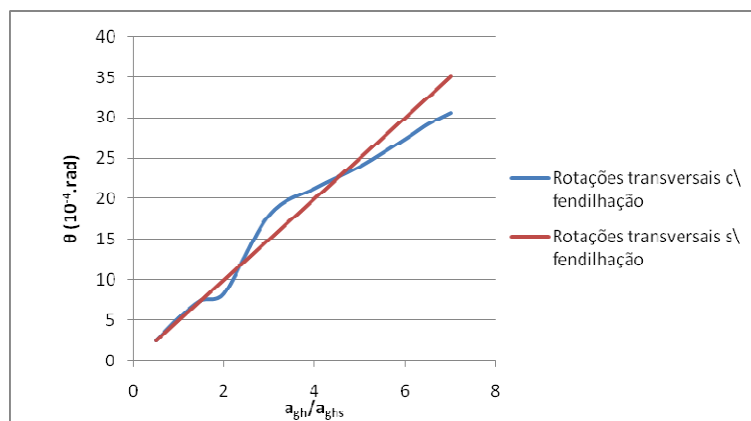


Figura 6.11 - Comparação dos valores das rotações transversais com a sua estimativa elástica não fendilhada – Perfil 2 sismo tipo 2 B

Relativamente aos valores das rotações transversais propriamente ditas, estas só atingem os 0.003 rad no perfil 2, e para níveis de aceleração sísmica que conduzem à formação de rótulas plásticas, atingindo 0.0031 rad no sismo tipo 1 e 0.00306 rad no sismo de tipo 2 B, valores muito próximos de 0.003 rad. Mais uma vez se conclui que a formação das rótulas plásticas antecede a instabilidade da via por rotação transversal nos sismos horizontais. Os raios mínimos de curvatura são também nestas estruturas muito superiores ao raio mínimo (9500m).

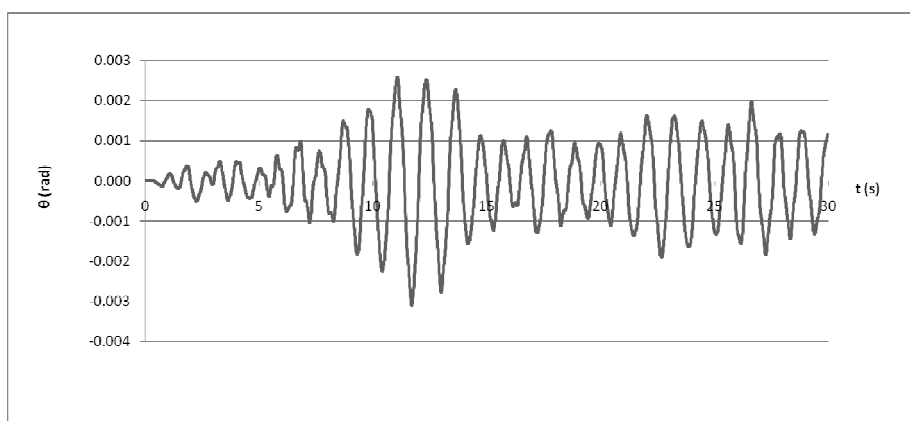


Figura 6.12 – História das rotações transversais na zona do apoio – Perfil 2 Sismo tipo 1 ($a_{gh}/a_{ghs}=3$)

Quadro 6.32 – Rotações transversais máximas (10^{-4} rad) nos diferentes perfis

Perfis	Tipo 1	Tipo 2 A	Tipo 2 B
1	18	18	19.2
2	31	27.4	30.6
3	26.8	29	26.8

Quadro 6.33 – Raios Mínimos (m) nos diferentes perfis

Perfis	Tipo 1	Tipo 2 A	Tipo 2 B
1	22185	18850	24863
2	18254	15760	14508
3	16203	16023	14566

Os quadros seguintes indicam as acelerações sísmicas horizontais máximas para as quais ainda não se formaram rótulas plásticas.

Quadro 6.34 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 1

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	3.5	5	3
$a_{gh} (m/s^2)$	2.7	6.1	3.6

Quadro 6.35 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 2

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	2.5	5	6.5
$a_{gh} (m/s^2)$	2.0	6.1	7.9

Quadro 6.36 - Acelerações sísmicas máximas para o perfil 3

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal A	Tipo 2 Horizontal B
a_{gh}/a_{ghs}	4.5	4.5	4
$a_{gh} (m/s^2)$	3.5	5.5	4.9

Quadro 6.37 – Acelerações horizontais sísmicas de projecto para serviço e estado limite último

	Tipo 1 Horizontal	Tipo2 Horizontal
$a_{ghs} (m/s^2)$	0.8	1.2
$a_{ghu} (m/s^2)$	2.0	2.2

Da análise dos quadros conclui-se que as rótulas plásticas formar-se-ão apenas para sismos com acelerações nominais superiores às acelerações sísmicas de estado limite último estabelecidas pelo EC8. Verificam-se mais uma vez diferenças significativas entre as acelerações sísmicas críticas e as acelerações sísmicas de estado limite último para os sismos de tipo 2.

Os níveis de aceleração sísmica mais baixos que conduzem à formação de rótulas plásticas verificam-se para o perfil 2 e para o sismo tipo 1. Relativamente aos sismos tipo 2, a aceleração sísmica mais baixa que conduz à formação de rótulas transversais ocorre para o perfil 1 (tipo 2 B).

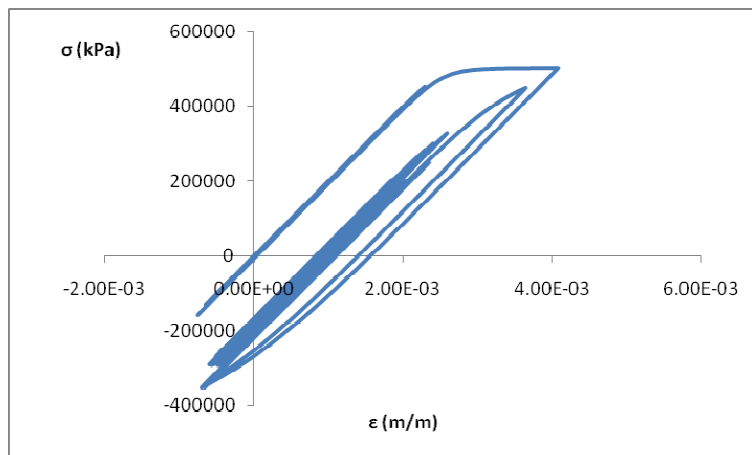


Figura 6.13 – Plastificação da armadura dos pilares interiores do perfil 2 para o acelerograma do tipo 1 ($a_{gh}/a_{ghs}=3$)

Relativamente aos danos da via, o sismo vertical é crítico, uma vez que as acelerações sísmicas que levam à instabilidade do balastro são inferiores às acelerações sísmicas de estado limite último, como ficou demonstrado no capítulo 5.

Quadro 6.38 – Valores das acelerações sísmicas que conduzem à instabilidade do balastro

	Tipo 1 Vertical		Tipo 2 Vertical A		Tipo 2 Vertical B	
	Média	Máximo	Média	Máximo	Média	Máximo
$a_{gv}/a_{gvs} \text{ (m/s}^2\text{)}$	1.5	1.2	1.3	1.0	0.9	0.6
$a_{gv} \text{ (m/s}^2\text{)}$	0.9	0.7	1.5	1.2	1.1	0.7
$a_{gh} \text{ (m/s}^2\text{)}$	1.2	0.9	1.6	1.2	1.1	0.7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Ao longo deste trabalho procurou-se compreender o efeito dos sismos em pontes ferroviárias de alta velocidade com o intuito de estabelecer os valores das acelerações sísmicas críticas a partir das quais se verificam os seguintes danos:

- Instabilidade da via causada por deformações excessivas da mesma
- Instabilidade da via decorrente de acelerações verticais excessivas do tabuleiro
- Plastificação das armaduras dos pilares

A análise incidiu sobre uma estrutura contínua em que se fez variar a altura dos pilares e a secção do tabuleiro (mista e em caixão de betão pré esforçado). Para esta estrutura a estabilidade da via-férrea é condicionada pela deformação transversal do tabuleiro, sendo limitados os valores máximos das rotações transversais (0.003 rad) e dos raios mínimos de curvatura (9500 m), e pelo nível de acelerações máximas verticais do balastro (7 m/s^2).

Em todos os casos de estudo verificou-se que a estabilidade da via é condicionada pelo nível de acelerações sísmicas verticais do balastro, já que as acelerações sísmicas que conduzem a essa instabilidade são inferiores às que originam deformações transversais excessivas do tabuleiro. Para a secção em caixão estudada as acelerações sísmicas que conduzem a esta instabilidade aproximam-se dos valores das acelerações sísmicas de projecto definidas no EC8 para estado limite último para os dois tipos de sismo. Na secção mista a instabilidade da via devida à acção do sismo afastado ocorrerá para acelerações sísmicas superiores do que as de serviço mas inferiores às de estado limite último. Para os sismos próximos essa instabilidade poderá ocorrer para acelerações sísmicas inferiores às de serviço.

Um dos aspectos que importa focar na conclusão deste trabalho é a sensibilidade da estrutura mista ao tipo de acção sísmica actuante. Verificou-se que para a acção do sismo tipo 2B, caracterizado por um sinal mais do tipo impulso, as acelerações verticais máximas apresentam grande variação para as diferentes séries sísmicas, sendo atingidas acelerações verticais máximas no balastro para sismos de serviço bastante superiores a 7 m/s^2 , situação que não se observa para os sismos do tipo 1 e 2 A.

Ficou demonstrada a importância de uma modelação complexa do tabuleiro para a determinação das acelerações verticais deste, já que se verifica uma variação acentuada dos valores das acelerações ao longo da secção transversal. Para a secção mista esta ideia é reforçada pelos resultados da análise que foi levada a cabo com o intuito de compreender a influência dos elementos da treliça inferior do tabuleiro, verificando-se grandes diferenças na resposta da estrutura com e sem a consideração destes elementos.

Para a acção de sismos horizontais transversais foi estudada, embora de forma superficial, a influência da fendilhação na resposta da estrutura, tendo sido comparados os valores dessa resposta com a consideração deste efeito e da sua estimativa elástica não fendilhada. Torna-se difícil tirar conclusões da análise efectuada já que não é possível estabelecer uma tendência comum para os diferentes casos. Notam-se diferenças de comportamento de caso para caso, observando-se até situações em que, para a mesma estrutura, a evolução das deformações com a fendilhação difere de sismo para sismo, com aumentos significativos das deformações com a fendilhação nalguns sismos e diminuições noutros.

Em todas as estruturas os danos decorrentes da plastificação das armaduras no encastramento dos pilares são esperados para acelerações sísmicas próximas ou superiores às de estado limite último, verificando-se que para os sismos próximos as acelerações sísmicas que levam à formação de rótulas plásticas são muito superiores às do sismo de dimensionamento para estado limite último.

7.2. PROPOSTAS PARA ESTUDOS FUTUROS

Como desenvolvimentos a este trabalho sugerem-se os seguintes estudos:

- Avaliar de forma mais detalhada a influência da fendilhação dos pilares na deformação estrutural;
- Analisar aprofundadamente a influência dos elementos transversais das estruturas mistas e do tipo de sismo actuante nas respostas destas aos sismos verticais;
- Estudar a influência da via nas deformações das pontes sujeitas à acção sísmica.

BIBLIOGRAFIA

http://en.wikipedia.org/wiki/Great_Hanshin_earthquake. 03-11-2007

Figueiredo, H. (2007). *Dinâmica de Pontes Mistas Aço-Betão em Linhas de Alta Velocidade*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Pinto, J. (2007). *Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

EN 1990-A2 (2005) – *Basics of Structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)*, European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels

Delgado, P. (2000). *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Vaz, C. (1992). *Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares em Betão Armado*. Doutoramento em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Gasparini, P. *Le tecnologie dell'allarme precoce e la gestione dei rischi naturali*. 28-11-2003. www.amra.unina.it/docs/eventi/grenoble_gasp.ppt. 03-11-2007.

Nakamura, Y. (2004) *UrEDAS, Urgent Earthquake Detection and Alarm System, Now and the Future*. 13th Conference on Earthquake Engineering, Paper nr. 908, Vancouver, Canada.

Delgado, R., Calçada, R., Vila Pouca, N., Ribeiro, D. (2005). *CrITÉrios para o Dimensionamento Estrutural – Pontes, Viadutos e PI's*. Relatório Técnico, Instituto da Construção, Porto.

Erri D214/RP9 (2001), *Railway Bridges for speeds > 200 km/h*, European Rail Research Institute, Final Report, Utrecht.

Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall International, Englewood Cliffs.

Calçada, R. (1995). *Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Guide AFPS 92 Ponts

EN 1998-1-2. (2005). *Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1998-2-2. (2005). *Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN 1992-1-1. (2003). *Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

Carvalho, E., (2007). *Anexo Nacional do Eurocódigo 8- Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal*, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto.

Computers & Structures, Inc. *SAP2000 v.11.0.0 – Structural Analysis Program*. Berkeley, California, U.S.A., 2005.

Aktan, A.E., Pecknold, D.A., Sozen, M.A. (1974) – *R/C Column Earthquake Response in two dimensions*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, nº ST10, págs 1999-2015.

Seismosoft – *Seismostruct v.4.0.3*, 2007.

Menegotto, M.; Pinto, P. - *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending* - IABSE Symp. Resist. Ultimate Deform. of Struct. Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisboa, 1973.

ANEXOS

- Anexo A 1:** Acelerações máximas verticais para sismos verticais de serviço – Secção caixão
- Anexo A 2:** Acelerações máximas verticais para sismos verticais de serviço – Secção mista

Acelerações verticais – Sismo tipo 1

Série	a_v (m/s ²)									
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
1	0.91	0.98	3.01	1.55	1.56	2.81	1.13	1.12	2.41	1.86
2	1.32	1.43	3.76	1.49	1.44	2.87	1.11	1.09	2.34	2.49
3	0.91	0.99	2.75	1.25	1.22	2.29	1.03	1.01	1.85	1.78
4	1.14	1.24	3.58	1.61	1.50	2.81	1.39	1.29	2.47	2.28
5	1.18	1.28	3.35	1.50	1.40	3.04	1.12	1.10	2.12	2.22
6	1.40	1.51	4.22	1.38	1.35	2.82	1.19	1.45	2.25	2.72
7	1.05	1.14	3.18	1.90	1.92	3.73	1.35	1.35	2.59	2.05
8	1.21	1.33	3.91	1.62	1.51	3.19	1.09	1.04	2.41	2.46
9	1.12	1.20	2.97	1.39	1.36	2.39	1.08	1.06	1.77	2.01
10	1.36	1.49	4.21	1.61	1.63	3.41	1.06	1.09	2.64	2.69

Acelerações verticais – Sismo tipo 2 A

Série	a_v (m/s ²)									
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
1	1.65	1.76	4.85	1.56	1.46	4.53	1.49	1.31	3.98	3.15
2	1.25	1.32	4.38	1.53	1.48	2.83	1.25	1.17	2.37	2.64
3	1.78	1.92	5.11	1.52	1.42	3.10	1.14	1.06	2.68	3.36
4	1.67	1.78	5.15	1.83	1.66	3.90	1.46	1.30	3.39	3.28
5	1.62	1.75	4.75	2.17	2.13	4.35	1.88	1.80	3.22	3.10
6	0.92	0.98	3.52	2.35	2.11	4.63	1.69	1.56	3.91	2.05
7	1.76	1.89	5.63	2.26	2.03	4.61	2.09	1.89	4.18	3.54
8	1.07	1.14	4.22	1.58	1.52	3.01	1.30	1.24	2.84	2.42
9	1.51	1.61	5.35	2.51	2.18	5.19	1.68	1.47	3.92	3.21
10	1.65	1.78	5.01	2.68	2.56	4.62	1.68	1.58	3.77	3.22

Acelerações verticais – Sismo tipo 2 B

Série	a_v (m/s ²)									
	A''	B''	C''	A'	B'	C'	A	B	C	X''
1	1.23	1.31	3.96	1.83	1.79	4.38	1.31	1.23	3.57	2.47
2	1.41	1.55	4.49	2.13	2.03	3.86	1.44	1.42	3.40	2.85
3	1.45	1.54	4.50	1.74	1.69	3.65	1.33	1.35	2.55	2.85
4	1.43	1.52	4.44	1.67	1.66	3.75	1.69	1.66	2.40	2.81
5	1.12	1.29	4.90	2.31	2.13	5.55	1.53	1.35	4.00	2.76
6	2.24	2.41	6.22	2.26	2.17	4.25	1.60	1.55	3.60	4.15
7	1.64	1.77	5.11	1.86	1.82	4.03	1.42	1.34	2.99	3.25
8	1.41	1.51	4.72	1.60	1.59	3.57	1.32	1.29	2.59	2.91
9	1.91	2.02	4.72	2.15	1.98	4.88	1.70	1.57	3.84	3.29
10	1.61	1.67	4.88	2.56	2.41	4.94	1.66	1.51	3.86	3.10

Acelerações Verticais – Sismo tipo 1

Série	a_v (m/s ²)											
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
1	2.47	2.59	3.21	4.30	1.42	1.46	1.78	3.01	2.08	2.09	2.33	2.90
2	4.67	4.87	5.99	7.97	2.00	2.07	2.64	3.82	2.09	2.10	2.32	2.80
3	2.74	2.86	3.44	4.44	2.16	2.25	2.89	4.20	2.85	2.86	2.32	4.37
4	3.64	3.81	4.72	6.33	1.52	1.54	1.89	2.70	1.74	1.75	1.99	2.51
5	3.34	3.48	4.22	5.53	1.85	1.92	2.45	3.61	2.48	2.50	2.82	3.66
6	4.19	4.39	5.32	7.28	1.98	2.06	2.65	3.88	2.55	2.56	2.94	3.75
7	3.34	3.49	4.30	5.73	2.19	2.24	2.71	3.96	2.54	2.56	2.97	3.89
8	4.64	4.85	6.01	8.06	2.19	2.24	2.67	3.70	2.66	2.67	3.01	3.74
9	2.67	2.79	3.38	4.39	1.64	1.68	2.00	2.64	2.38	2.39	2.66	3.23
10	4.32	4.51	5.58	7.53	1.91	1.96	2.36	3.15	2.27	2.29	2.60	3.29

Acelerações Verticais – Sismo tipo 2 A

Série	a_v (m/s ²)											
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
1	4.31	4.49	5.50	7.30	2.23	2.29	2.77	4.10	2.34	2.35	2.71	3.48
2	3.71	3.87	4.74	6.51	1.71	1.83	2.88	5.17	2.36	2.39	3.10	4.77
3	4.84	4.56	5.55	7.33	1.90	1.92	2.51	4.17	2.13	2.15	2.60	3.59
4	4.35	4.54	5.68	7.69	2.41	2.49	3.09	4.29	2.84	2.85	3.20	4.04
5	5.34	5.60	6.89	9.14	2.42	2.52	3.59	5.82	2.48	2.50	3.18	4.68
6	2.99	3.12	3.83	5.05	1.99	2.02	2.41	3.22	2.66	2.68	3.04	3.83
7	4.59	4.81	5.02	8.13	2.43	2.45	3.63	5.98	3.04	3.07	3.82	5.47
8	3.45	3.62	4.56	6.23	1.48	1.53	2.15	3.69	1.64	1.64	1.88	2.80
9	4.33	4.51	5.43	7.04	2.33	2.44	3.24	4.90	2.90	2.93	3.49	4.70
10	4.00	4.16	5.12	6.79	2.37	2.43	2.89	3.78	2.86	2.87	3.21	3.93

Acelerações Verticais – Sismo tipo 2 B

Série	$a_v \text{ (m/s}^2\text{)}$											
	A''	B''	X''	C''	A'	B'	X'	C'	A	B	X	C
1	4.06	4.26	5.25	6.97	3.07	3.28	4.72	7.92	4.63	4.66	5.80	8.58
2	6.69	7.01	8.63	11.48	4.27	4.29	4.79	7.06	5.22	5.24	5.76	7.02
3	9.26	9.67	11.86	15.86	4.04	4.12	4.87	6.51	4.50	4.52	5.03	6.12
4	5.35	5.57	6.62	8.40	3.70	3.84	4.88	7.88	5.73	5.74	6.28	8.34
5	5.43	5.65	6.75	9.07	3.57	3.78	4.56	6.32	4.69	4.73	5.92	7.47
6	4.32	4.52	5.52	6.71	3.61	3.73	4.71	6.67	4.70	4.73	5.40	7.27
7	6.08	6.35	7.73	10.34	3.85	3.97	5.02	7.55	4.85	4.87	5.55	7.15
8	6.93	7.23	8.99	12.13	3.68	3.78	4.55	6.20	5.39	5.41	6.02	7.37
9	6.03	6.31	7.72	10.18	3.40	3.47	4.82	7.63	4.30	4.33	5.17	7.05
10	4.13	4.32	5.38	7.29	3.10	3.16	3.86	5.38	4.51	4.52	5.02	6.58

