

VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE

SÍLVIO DANIEL DA SILVA GONÇALVES

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

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

FEVEREIRO 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.

Aos meus Pais

Estou convencido das minhas próprias limitações - e esta convicção é a minha força

Gandhi

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho, gostaria de deixar expresso o meu profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a sua concretização, nomeadamente:

- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado desejo manifestar um especial agradecimento por toda a disponibilidade e dedicação prestada ao longo da elaboração desta dissertação. Cumpre-se ainda agradecer todas as manifestações de apoio e amizade ao longo do meu trajecto como aluno, principalmente nos últimos dois anos em que, sob sua orientação, me iniciei no estudo das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade;
- Ao professor Rui Bártolo Calçada pelos ensinamentos transmitidos, pelos comentários e observações inteligentes colocados no decorrer deste trabalho;
- Ao Engenheiro Nuno Santos pela ajuda prestada relativamente ao programa ANSYS, pela sua disponibilidade para o esclarecimento de qualquer dúvida e pela cedência, da sua parte, de material de pesquisa e auxílio ao trabalho.

RESUMO

O impacto na sociedade do sistema de transportes ferroviários é cada vez mais uma preocupação pública que tem vindo a aumentar, em particular, com o rápido desenvolvimento da rede europeia de alta velocidade. Prova desta preocupação é a introdução de legislações cada vez mais restritivas em países em que o tráfego de alta velocidade é já uma realidade corrente.

As ondas geradas pelos comboios propagam-se através do terreno envolvente, podendo afectar as estruturas vizinhas e provocar: desconforto das pessoas, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou mesmo problemas estruturais nos edifícios. Assim, o ruído e a vibração provocados pelo tráfego ferroviário de alta velocidade são cada vez mais questões chave nas companhias de caminho de ferro no que toca à elaboração de futuros projectos ou reabilitação de estruturas existentes.

O transporte ferroviário demarca-se dos outros tipos de transporte pela sua relativa facilidade de operação entre os centros populacionais e comerciais. Mas, para que esta realidade seja possível, é necessário muitas das vezes recorrer a túneis ou fazer passar linhas pela superfície em zonas residenciais ou comerciais de grandes cidades. Esta necessidade levou à percepção de que a vibração gerada pelos comboios pode ser um dos principais problemas ao projectar estas vias.

Neste contexto, é objectivo deste trabalho a modelação numérica da propagação das vibrações através dos terrenos, provocadas pela passagem de tráfego ferroviário de alta velocidade, numa linha de superfície, e a avaliação dos seus efeitos em construções que neles se encontrem fundadas.

Para o estudo será usado um poderoso programa comercial de análise estrutural (ANSYS) que permitirá determinar o modo como as ondas, devidas a uma fonte de vibrações à superfície de um terreno, se propagam e os respectivos valores máximos do movimento vibratório.

O trabalho inicia-se com a modelação numérica tridimensional da zona a estudar e a realização de cálculos preliminares que permitiram a validação da modelação adoptada. Ultrapassada esta primeira fase, os estudos prosseguiram com a quantificação dos valores de vibração nas estruturas simulando a passagem, sobre o modelo, de dois tipos de comboios de alta velocidade (TVG e ALFA PENDULAR) a diferentes velocidades de modo a perceber as situações mais gravosas. O estudo culminará com a análise e implementação de uma estratégia para a mitigação dos efeitos de vibração, após confrontação dos mesmos com valores normativos existentes, e avaliada a sua eficácia. Os resultados obtidos, com e sem a aplicação de mitigação, são também confrontados com um estudo bidimensional, que tenta reproduzir o mesmo fenómeno em estudo, efectuado pelo autor num trabalho anterior.

As conclusões obtidas ao longo do estudo permitiram alcançar os objectivos propostos. Conclui-se que o fenómeno das vibrações excessivas produzidas pelo tráfego ferroviário é uma problemática real, onde se registaram valores acima dos limites impostos pela legislação existente no que toca ao conforto humano. Verifica-se que, com a diminuição da resistência mecânica do solo estes valores vão se tornando mais gravosos. Apresentam-se também conclusões quanto à eficácia da medida mitigadora para diferentes tipos de solo.

A comparação dos resultados obtidos com o trabalho bidimensional permitiu concluir que, apesar de o estudo das vibrações induzidas ter um carácter tridimensional unívoco, a modelação bidimensional apresenta-se como um bom método pelo facto de apresentar resultados próximos do estudo efectuado e pela substancial economia de tempo de cálculo que apresenta.

PALAVRAS-CHAVE: Vibração induzida, comboio de alta velocidade, edifício, mitigação de vibrações, análise numérica.

ABSTRACT

The impact on society of the system of railroad transports is increasingly a public concern which has been rising, particularly with the fast development of the European high-speed railway network. Evidence of this concern is the introduction of progressively more restrictive laws in countries where high-speed traffic is already a current reality.

The waves generated by trains spread itself through the surrounding ground and can affect the neighbouring structures and cause: discomfort of the people, the malfunction of sensitive equipment or even structural problems in buildings. Thus, the noise and vibration caused by high-speed railway traffic are increasingly key issues for the railway companies, in regards to the preparation of future projects or rehabilitation of existing structures.

The railway transportation is demarcated from the other types of transport by its relative easiness of operation between population and trade centres. But, for this reality to become possible, it is many times necessary to dig tunnels or make railways pass through residential or commercial areas of large cities. This need led to the perception that the vibration generated by trains can be one of the major issues when projecting these railways.

In this context, the objective of this dissertation is the numerical modelling of the induced vibrations through the ground, caused by the passage of surface high-speed railway traffic, and evaluation of its effects on buildings constructed nearby.

To accomplish the proposed objectives, a powerful commercial program for structural analysis (ANSYS) is used, which will allow to determine how motion waves, due to a source of vibration on the surface, spread and their maximum values of vibration.

The work starts with a three-dimensional numerical modelling of the area of study and carry out preliminary calculations allowing the validation of the modelling adopted. After this first phase, the studies continue with the quantification of the values of vibration on structures, simulating the passage on the model of two types of high-speed trains (TVG and ALFA PENDULAR) at different speeds in order to obtain the greatest values of vibration.

The study will culminate with the analysis and implementation of a strategy for the mitigation of the effects of vibration, after confrontation with the existing normative values, and its effectiveness evaluated.

The results obtained with and without mitigation, are also faced with a two-dimensional analysis, which attempts to replicate the same phenomenon under study, conducted by the author in a previous study.

The achievements reached during the study led to the fulfilment of the objectives. It is concluded that the phenomenon of excessive vibration produced by the passage of railway traffic is real, that it was registered above the limits imposed by existing legislation with regard to human comfort. It can also be said that with the decrease in mechanical strength of the ground, vibration increases. Conclusions about the effectiveness of the mitigation used for different types of soil are also taken.

The comparison of the results obtained with the two-dimensional led to the conclusion that, although ground borne vibrations have a univocal three-dimensional character, two-dimensional study presents itself as a reliable alternative for its good results and substantial time reduction in calculations.

KEYWORDS: Ground borne vibration, high speed train, building, vibration mitigation, numerical analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA PRESENTE DISSERTAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	2

2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. PROPAGAÇÃO DA VIBRAÇÃO INDUZIDA NO TERRENO PELO TRÁFEGO FERROVIÁRIO	5
2.2.1. FONTE DE VIBRAÇÃO	6
2.2.2. PROPAGAÇÃO	9
2.2.3. RECEPTOR	9
2.3. EFEITOS DA VIBRAÇÃO	9
2.3.1. RESPOSTA HUMANA	9
2.3.2. EFEITOS DAS VIBRAÇÕES EM EQUIPAMENTOS SENSÍVEIS	13
2.3.3. IMPACTO DAS VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS	15
2.4. MÉTODOS DE MITIGAÇÃO	15
2.4.1. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO JUNTO À FONTE	15
2.4.2. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO AO LONGO DO TRAJECTO DE PROPAGAÇÃO	16
2.4.3. MEDIDAS AO NÍVEL DAS ESTRUTURAS	18
2.5. MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE VIBRAÇÕES	18
2.5.1. MODELOS EMPÍRICOS	19
2.5.2. MODELOS TEÓRICOS	19
2.5.3. MODELOS NUMÉRICOS	20

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE	21
3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. ANÁLISE DINÂMICA	22

3.2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO.....	22
3.2.2. CARGAS MÓVEIS	24
3.2.3. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO.....	25
3.2.3.1. Método de Newmark	25
3.2.3.2. Método da sobreposição modal	26
3.2.4. IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA ANSYS DE UMA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS.....	27

4. ESTUDO DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE.....

4.1. INTRODUÇÃO	29
4.2. O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS ANSYS	30
4.2.1. PROCESSO DE CÁLCULO	30
4.2.1.1. Pré-processamento	30
4.2.1.2. Processamento.....	31
4.2.1.3. Pós-Processamento	32
4.3. MODELAÇÃO	32
4.3.1. MODELO IDEALIZADO	32
4.3.2. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	35
4.3.2.1. Condições fronteira	35
4.3.2.2. Dimensão e tipo de elemento a adoptar para o solo.....	44
4.3.2.3. Dimensão do modelo.....	55
4.3.2.4. Modelação da via	56
4.3.3. MODELO FINAL	61
4.4. ANÁLISE DINÂMICA	66
4.4.1. JUSTIFICAÇÃO DO MÉTODO DE RESOLUÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO ADOPTADO.....	66
4.4.2. CENÁRIOS DE ANÁLISE.....	67
4.4.3. RESULTADOS	67
4.5. CONFRONTAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS NORMAS	74
4.5.1. CONFRONTAÇÃO COM LEGISLAÇÃO	74
4.5.2. MITIGAÇÃO	76
4.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM UM ESTUDO BIDIMENSIONAL	78
4.6.1. BREVE DESCRIÇÃO DO ESTUDO BIDIMENSIONAL	79

4.6.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	81
---------------------------------------	----

5. CONCLUSÕES

83

5.1. CONCLUSÕES GERAIS	83
------------------------------	----

5.2. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	87
--	----

BIBLIOGRAFIA.....

89

ANEXO A1

MACRO DESENVOLVIDA PARA IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA ANSYS DA METODOLOGIA DAS CARGAS MÓVEIS

ANEXO A2

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 2D: TABELAS DE DIFERENÇAS ENTRE ELEMENTOS DE 4 E 8 NÓS

ANEXO A3

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 3D: TABELAS DE DIFERENÇAS ENTRE ELEMENTOS DE 8 E 20 NÓS

ANEXO A4

MACRO DESENVOLVIDA PARA GERAÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Geração e propagação de vibrações	1
Fig.2.1 – Geração e propagação das vibrações geradas por linhas de superfície.....	5
Fig.2.2 – Partes principais de um bogie de um comboio	6
Fig.2.3 – Forças de contacto vertical e horizontal entre rodas e carril	6
Fig.2.4 – Representação esquemática da linha férrea	6
Fig.2.5 – Propagação de vibrações geradas por linhas de superfície	7
Fig.2.6 – Factores que afectam a vibração	8
Fig.2.7 – Resposta humana às vibrações de edifícios comerciais provocadas por 4 a 15 comboios de alta velocidade por hora, de acordo com US-DOT-293630-1.....	10
Fig.2.8 – Zonas de risco para a saúde.....	11
Fig.2.9 – Curvas genéricas de limites de vibração para equipamentos sensíveis	14
Fig.2.10 – Melhoramento da fundação com estacas de brita	15
Fig.2.11 – Reforço da plataforma e do aterro	16
Fig.2.12 – Trincheiras. a) Vazias, b) Preenchidas	16
Fig.2.13 – Propagação das ondas em trincheiras.....	17
Fig.2.14 – Blocos de controlo de vibração	17
Fig.2.15 – Implementação de sistemas de apoio elásticos	18
Fig.2.16 – Divisão esquemática dos diferentes modelos teóricos para a vibração induzida pelo tráfego ferroviário.....	19
Fig.3.1 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência no amortecimento de Rayleigh	23
Fig.3.2. – Função de forma	24
Fig.3.3 – Esquema do exemplo.....	25
Fig.3.4 - Funções de carga para os nós 1 e 2	25
Fig.3.5 – Primeiro modo de vibração: 7.988 Hz.....	28
Fig.3.6 – Deslocamento vertical a meio vão	28
Fig.4.1 – Idealização do modelo tridimensional	32
Fig.4.2 – Secção tipo da via-férrea modelada	33
Fig.4.3 – Pórtico tipo	34
Fig.4.4 – Condição de transparência numa fronteira artificial de uma malha de elementos finitos	36
Fig.4.5 – Elemento COMBIN14.....	37
Fig.4.6 – Modelação do problema (validação unidimensional dos amortecedores).....	38

Fig.4.7 – Representação gráfica da acção.....	38
Fig.4.8 – Amortecimento nodal elemento de 4 nós (caso unidimensional)	38
Fig.4.9 – Ponto intermédio: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida.....	39
Fig.4.10 – Fronteira: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida	40
Fig.4.11 – Modelo para validação bidimensional	41
Fig.4.12 – Amortecimento nodal elemento de 8 nós (caso bidimensional).....	41
Fig.4.13 – Evolução temporal das tensões	42
Fig.4.14 – Modelo para validação tridimensional	42
Fig.4.15 – Amortecimento nodal elemento de 20 nós (caso tridimensional)	43
Fig.4.16 – Deslocamento do ponto intermédio.....	43
Fig.4.17 – Comparação entre modelos com elementos de diferentes dimensões quando atravessados por uma onda. Na primeira imagem o modelo tem 5 elementos por comprimento de onda enquanto que na segunda são 10	44
Fig.4.18 – Relação entre elementos de 4 e 8 nós (caso bidimensional)	45
Fig.4.19 – Relação entre elementos de 8 e 20 nós (caso tridimensional)	45
Fig.4.20 – Modelo bidimensional para o estudo da influência do tipo de elemento	45
Fig.4.21 – Influência do refinamento (Elementos 4 nós).....	46
Fig.4.22 – Influência do refinamento (Elementos 8 nós).....	46
Fig.4.23 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos 8 nós de dimensão 0.5 m	47
Fig.4.24 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos 8 nós de dimensão 1.0 m	47
Fig.4.25 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos 8 nós de dimensão 1.5 m	47
Fig.4.26 – Influência do refinamento (Elementos 4 nós).....	48
Fig.4.27 – Influência do refinamento (Elementos 8 nós).....	48
Fig.4.28 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos 8 nós de dimensão 0.5 m	48
Fig.4.29 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos 8 nós de dimensão 1.0 m	48
Fig.4.30 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos 8 nós de dimensão 1.5 m	49
Fig.4.31 – Resposta no domínio da frequência dos nós controlados (amortecimento nulo)	50
Fig.4.32 – Modo de vibração com frequência própria 80.08 Hz (malha com elementos de 4 nós e dimensão 0.25)	51

Fig.4.33 – a) Malha tridimensional com elementos de 8 nós com 0.5 m de dimensão; b) Malha equivalente com elementos de 20 nós com 1.0 m de dimensão	51
Fig.4.34 – Influência do refinamento (Elementos 4 nós)	52
Fig.4.35 – Influência do refinamento (Elementos 8 nós)	52
Fig.4.36 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos 8 nós de dimensão 0.5 m.....	52
Fig.4.37 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos 8 nós de dimensão 1.0 m.....	52
Fig.4.38 – Comparação entre elementos 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos 8 nós de dimensão 1.5 m.....	53
Fig.4.39 – Esquema do modelo	55
Fig.4.40 – Esquema do modelo com travessas modeladas com elementos de barra	56
Fig.4.41 – Esquema do modelo com travessas modeladas com elementos de volume	57
Fig.4.42 – Modelos representando as hipóteses em análise.....	58
Fig.4.43 – Influência do refinamento do carril.....	59
Fig.4.44 – Influência do refinamento do elemento	59
Fig.4.45 – Influência do tipo de modelação das travessas	60
Fig.4.46 – Influência do tipo de solo na resposta estática (Alfa pendular)	60
Fig.4.47 – Parâmetros de entrada (macro para a geração do modelo).....	61
Fig.4.48 – Modelo Tridimensional	62
Fig.4.49 – Pormenor das travessas	62
Fig.4.50 – Pormenor da simulação da continuidade do meio (amortecedores)	62
Fig.4.51 – Vista frontal e lateral, respectivamente	63
Fig.4.52 – 20 primeiros modos de vibração do modelo	63
Fig.4.53 – Representação gráfica do amortecimento de Rayleigh	66
Fig.4.54 – Nós utilizados para controlo da resposta dinâmica	67
Fig.4.55 – Amplificação dinâmica: a) Alfa pendular; b) TGV	67
Fig.4.56 – Resposta do carril no domínio da frequência: a) 200km/h; b) 250km/h; c) 300 km/h; d) 350 km/h.....	69
Fig.4.57 – Envolvente de deslocamentos e acelerações verticais máximos para a passagem do Alfa pendular.....	70
Fig.4.58 – Envolvente de deslocamentos e acelerações verticais máximos para a passagem do TGV	71
Fig.4.59 – Deslocamento vertical no domínio da frequência para a passagem do Alfa pendular a 250 km/h: a) nó 18; b) nó 2	72

Fig.4.60 – Envolvente máxima de a) deslocamentos, b) velocidades e c) acelerações verticais para a passagem do TGV e Alfa Pendular	73
Fig.4.61 – Deslocamentos e acelerações verticais registados nos nós 18 e 20 (TGV a 350 km/h, solo1)	73
Fig.4.62 – Valores de r.m.s. para a velocidade registados nos nós a) 18 e b) 20 (TGV)	75
Fig.4.63 – Modelo tridimensional com trincheira vazia	76
Fig.4.64 – Deslocamento vertical do a) nó 18 e b) nó 20	77
Fig.4.61 – Evolução do valor mitigado de r.m.s. para a velocidade nos nós de fundação	78
Fig.4.66 – Evolução da redução do valor de r.m.s. para a velocidade nos nós de fundação	78
Fig.4.67 – Modelo tridimensional idealizado com os cortes efectuados	79
Fig.4.68 – Modelo bidimensional longitudinal	79
Fig.4.69 – Estratificação em profundidade do modelo bidimensional longitudinal	80
Fig.4.70 – Modelo bidimensional transversal	80
Fig.4.71 – Modelo bidimensional transversal com trincheira vazia	80

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Limites para as vibrações em edifícios correntes (valores em r.m.s. para a velocidade) de acordo com US-DOT-293630-1	13
Quadro 2.2 – Limites para as vibrações em edifícios especiais (valores em r.m.s. para a velocidade) de acordo com US-DOT-293630-1	13
Quadro 2.3 – Limites de vibração correspondentes a critérios de impacto ambiental, de acordo com as orientações preparadas pelas Banverket e Naturvardårdsverket, Suécia	13
Quadro 2.4 – Classes de equipamentos associadas às curvas apresentadas na Figura 2.9	14
Quadro 4.1 – Elementos finitos disponíveis numa análise estrutural	31
Quadro 4.2 – Características mecânicas dos solos usados	33
Quadro 4.3 – Características mecânicas da via	33
Quadro 4.4 – Características da estrutura dos edifícios	34
Quadro 4.5 – Velocidades das ondas S e P dos solos em estudo	43
Quadro 4.6 – Diferenças verificadas no nó 4 (caso bidimensional)	49
Quadro 4.7 – Diferenças verificadas no nó 4 (caso tridimensional)	53
Quadro 4.8 – Dimensão mínima do elemento face à máxima frequência em análise	55
Quadro 4.9 – Dimensões dos elementos e modelo adoptado	56
Quadro 4.10 – Descrição das hipóteses	58
Quadro 4.11 – Factores de amplificação dinâmica (AD) para diferentes velocidades de circulação do Alfa e TGV	73
Quadro 4.12 – Valores r.m.s. para a velocidade e aceleração	74
Quadro 4.13 – Valores r.m.s. mitigados para a velocidade e aceleração (TGV a 350 km/h)	77
Quadro 4.14 – Solos utilizados na análise	79
Quadro 4.15 – Valores r.m.s. para a velocidade	81
Quadro 4.16 – Valores r.m.s. para a velocidade mitigados e percentagem de redução	81
Quadro 4.17 – Tempo de processamento de cálculo necessário	82

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a_w – Valor de r.m.s. para a aceleração num determinado período.

a_{wi} – Valor de r.m.s. para a aceleração num determinado período, T_i .

$a_{w,e}$ – Valor de r.m.s. para a aceleração equivalente para acções inconstantes no tempo.

c_P – Velocidade das ondas P.

c_s – Velocidade das ondas S.

C – Matriz amortecimento.

C_P – Velocidade das ondas P.

C'_{per} – Matriz de radiação perfeita.

C'_{pon} – Matriz de radiação ponderada.

E – Módulo de elasticidade.

f – Função; Frequência.

$\bar{f}$ – Frequência de excitação.

$F(t)$ – Forças exteriores.

$F_a(t)$ – Forças de amortecimento.

$F_e(t)$ – Forças exteriores.

$F_i(t)$ – Forças de inércia.

G – Módulo de distorção.

K – Matriz rigidez; Rigidez.

L_e – Dimensão do elemento finito.

m_i – Massa modal associada ao modo i .

M – Matriz massa.

P – Valor da função num determinado instante.

t – tempo.

T – Período.

T_i – Período referente ao acontecimento i .

u – Vector deslocamento.

$\dot{u}$ – Vector velocidade.

$\ddot{u}$ – Vector aceleração.

v – velocidade.

x_0 – Posição inicial.

α – Parâmetro do amortecimento de Rayleigh.

β – Parâmetro do amortecimento de Rayleigh; Parâmetro de Newmark.

Δt – Incremento de tempo.

ϕ_i - Modo de vibração i.

γ – Densidade; Parâmetro de Newmark.

λ – Comprimento de onda.

ν – Coeficiente de Poisson.

ρ – Massa volúmica.

ω – Frequência angular.

$\bar{\omega}$ – Frequência angular de excitação.

ξ – Coeficiente de amortecimento.

$\psi_i(x)$ – Função de forma.

FFT – Fast Fourier Transform

ISO - International Organization for Standardization.

r.m.s. – root mean square.

TGV – Train à grande vitesse.

US-DOT – United States Department of Transportation.

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os efeitos do ruído e das vibrações no meio circundante a uma linha férrea têm vindo a receber uma atenção crescente ao longo dos últimos anos devido ao potencial dano que estes possam causar tanto ao nível estrutural de um edifício como do bem-estar das pessoas que nele habitam. A principal razão para o aumento desta preocupação é o crescente aumento da velocidade e peso dos comboios em circulação, aliado ao alargamento constante da rede europeia do transporte ferroviário de alta velocidade.

Apesar de as vibrações induzidas no terreno pelo tráfego ferroviário de alta velocidade serem pouco susceptíveis de causarem danos significativos nos edifícios e estruturas, outros aspectos merecem particular atenção. Além dos elevados custos associados à manutenção da estrutura ferroviária provocada pelas vibrações excessivas, a vibração induzida no terreno pode causar mal-estar nas pessoas residentes nas imediações da linha-férrea, como interferir no bom funcionamento de equipamentos sensíveis (ex: descalibrar microscópios, etc.).

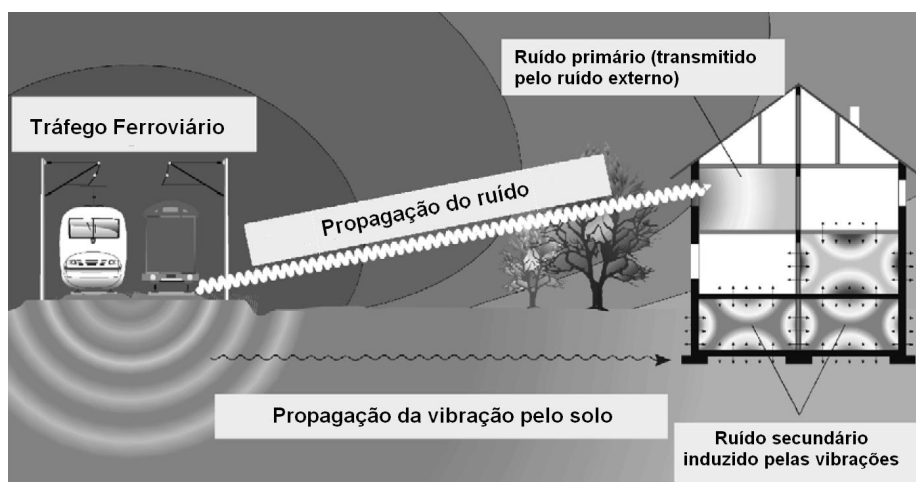


Fig.1.1 – Geração e propagação de vibrações [3]

Recentes avanços tecnológicos têm permitido um melhor aprofundamento do tema, sendo assim possível, com o domínio cada vez mais consistente da problemática, prever os níveis de vibração e mitigar os problemas associados a este tipo de vibração.

As vibrações induzidas no terreno pelo tráfego ferroviário de alta velocidade são na sua essência um problema tridimensional. Assim, e tendo em conta as exigências computacionais consideráveis que uma análise tridimensional exige, e ao mesmo tempo as limitações existentes, é neste tipo de análises que a presente dissertação se foca.

1.2. OBJECTIVOS DA PRESENTE DISSERTAÇÃO

O objectivo principal da presente dissertação é a modelação numérica da propagação das vibrações através dos terrenos, provocadas pela passagem de tráfego ferroviário de alta velocidade, numa linha de superfície, e a avaliação dos seus efeitos em construções que neles se encontrem fundadas.

Para o estudo foi usado um poderoso programa comercial de análise estrutural (ANSYS) que permitiu determinar o modo como as ondas, devidas a uma fonte de vibrações à superfície de um terreno, se propagam e os respectivos valores máximos do movimento vibratório.

O trabalho iniciou-se com a modelação numérica da zona a estudar, sendo apresentados vários cálculos preliminares efectuados com vista à optimização do tempo de cálculo exigido na análise e posterior calibração do modelo numérico. Ultrapassada esta primeira fase, o estudo prosseguiu com a quantificação das vibrações ao nível das estruturas. Para tal, procedeu-se à simulação da passagem, sobre o modelo, de dois tipos de comboios (TVG e ALFA PENDULAR) a diferentes velocidades com o objectivo de se quantificarem as situações mais gravosas que são passíveis de ocorrer nos edifícios nas imediações da via-férrea. Os valores registados foram posteriormente confrontados com os valores normativos existentes, permitindo assim perceber a necessidade da sua redução.

O estudo culminou com a análise e implementação de uma estratégia para mitigação dos efeitos das vibrações registados e avaliada a sua eficácia.

1.3. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

Do ponto de vista do respectivo conteúdo, a presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos, nos quais se procurou cobrir, com algum desenvolvimento, os aspectos mais relevantes requeridos para uma correcta abordagem ao tema das vibrações induzidas em edifícios sob a acção do tráfego ferroviário de alta velocidade numa via-férrea de superfície.

Assim, no Capítulo 1, após se enquadrar o leitor na problemática das vibrações induzidas, são apresentados os objectivos da presente dissertação, bem como uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No Capítulo 2 apresenta-se um resumo do estado da arte relativamente a este tema. São descritos os processos de geração das vibrações até às fundações dos edifícios, começando pelas fontes geradoras, passando pelo meio de propagação até ao receptor. Seguidamente apresentam-se as repercussões que as vibrações excessivas podem acarretar quer a nível da integridade estrutural dos edifícios como do bem-estar das pessoas que neles habitam ou da interferência com o bom funcionamento de equipamentos sensíveis. Apresenta-se também uma compilação dos limites normativos existentes para cada um destes pontos mencionados. São ainda apresentadas medidas para a mitigação do excesso de vibrações. Estas medidas encontram-se divididas em três grupos mediante a zona onde, ao longo do percurso de propagação das vibrações, se situam, sendo dada maior ênfase ao grupo que actua na mitigação ao longo do trajecto de propagação, que será o caso aplicado no estudo. Finalmente, são abordados os métodos de análise a esta problemática e justificado o método que foi adoptado.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia de análise dinâmica utilizada, lembrando-se os conceitos de equação do movimento e dos métodos de resolução dessa mesma equação. É ainda apresentada a metodologia seguida para a simulação da passagem do comboio, cargas móveis, e sua implementação no programa de cálculo utilizado.

O Capítulo 4 é dedicado, na sua parte inicial, à descrição do modelo numérico, assim como aos aspectos abordados para a sua discretização. Apresentam-se um conjunto de análises de sensibilidade quanto a nível de modelação e ao de tipo de método a recorrer para se efectuar a análise dinâmica. Seguidamente apresentam-se os resultados das análises dinâmicas efectuadas e a confrontação destes com os limites normativos referentes a vibrações em edifícios. Para os valores extremos é apresentada uma solução com vista à redução destes. Finalmente, os valores obtidos são comparados com os registados num trabalho anterior, elaborado pelo autor, em que a metodologia de análise adoptada foi diferente.

Por último, no Capítulo 5, são sintetizadas as conclusões gerais do trabalho desenvolvido, bem como as perspectivas relativas ao seu desenvolvimento futuro.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada uma breve compilação acerca de estudos anteriormente realizados na temática de vibrações induzidas nos edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade. É discutida a geração da vibração na “fonte”, a sua propagação no “meio” e sua captação pelo “receptor”. Também se aborda o impacto das vibrações nos humanos, em equipamentos sensíveis e edifícios com base nos limites impostos pelas normas e legislações existentes. Finalmente são introduzidas algumas medidas correntemente usadas para a mitigação das vibrações, com especial referência às actuam ao longo do trajecto de propagação – trincheiras.

2.2. PROPAGAÇÃO DA VIBRAÇÃO INDUZIDA NO TERRENO PELO TRÁFEGO FERROVIÁRIO

A transmissão das vibrações de um comboio em movimento ao solo é um processo complexo dependendo de um número elevado de factores. Este processo de transmissão pode, no entanto, ser dividido em várias fases distintas, sendo que cada uma faz uso das suas características próprias para moldar e fornecer um novo e frequentemente diferente “input” à fase seguinte.

Em geral, pode ser dito que a problemática do excesso de vibrações induzidas no terreno pelo tráfego ferroviário assenta em três aspectos: a fonte, o caminho a percorrer e o receptor, como aparece esquematicamente representado na Figura 2.1. A completa compreensão de como cada um destes aspectos influencia a vibração é de extrema importância para a predição e mitigação do problema em questão.

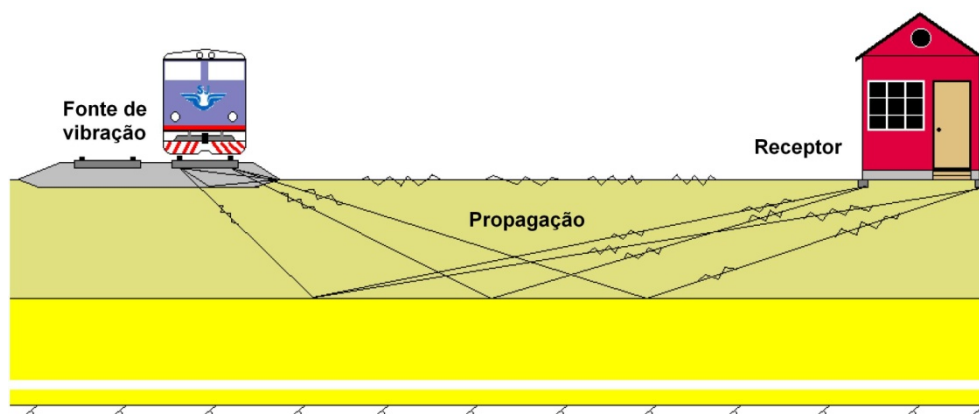


Fig.2.1 – Geração e propagação das vibrações geradas por linhas de superfície [1]

2.2.1. FONTE DE VIBRAÇÃO

Bahrekazemi [1] refere que geralmente é aceitável considerar-se que a vibração é gerada pela interacção entre o comboio, em movimento, com a linha que está sobrejacente ao solo. Segundo o autor, as principais partes do comboio, do ponto de vista da geração de vibrações, são as representadas na Figura 2.2. O corpo do comboio está ligado ao bogie por uma suspensão secundária que usualmente, no caso de um comboio de passageiros moderno, é do tipo pneumática. O peso do corpo do comboio é posteriormente transferido às rodas pela estrutura do bogie, que está ligada a estas pelo sistema de suspensão primária. As rodas, por sua vez, transferem a força aos carris como esquematizado na Figura 2.3.

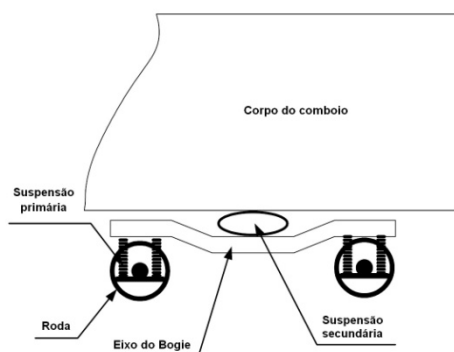


Fig.2.2 – Partes principais de um bogie de um comboio [1]



Fig.2.3 – Forças de contacto vertical e horizontal entre rodas e carril [1]

A via-férrea consiste no carril, palmilhas e sistemas de fixação do carril, travessas, balastro e sub-balastro, como mostra a Figura 2.4. Dependendo do tipo de tráfego, as diferentes partes enunciadas poderão ter especificações diferentes.

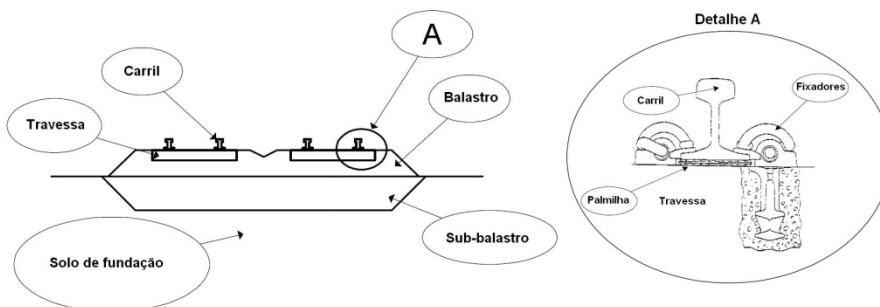


Fig.2.4 – Representação esquemática da linha férrea [1]

De acordo com Bahrekazemi [1], as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário são influenciadas por vários factores tais como o atrito entre as rodas e o carril, a não continuidade dos apoios da linha (travessas), a rigidez dos mesmos, a solução estrutural da linha férrea, as características do solo e a estrutura do edifício.

Esveld [4] também faz referência a aspectos teóricos e práticos acerca das vibrações transmitidas através do solo e sobre o ruído (vibrações audíveis). As fontes de vibrações provêm, segundo o autor, de:

- Forças entre as rodas e o carril, que variam de acordo com a rugosidade da zona de contacto entre estes, dando origem a uma gama alargada de frequências, que são função do comprimento de onda da rugosidade e velocidade do comboio;
- Distribuição dos eixos do comboio, dando origem a uma força de excitação aquando da passagem num determinado ponto.

Uma das vibrações excessivas surgem quando a frequência de excitação associada à passagem pelas travessas iguala a frequência natural do sistema. Como a frequência natural do sistema não depende da velocidade de circulação do comboio, as vibrações não aumentam continuamente com a velocidade, apresentado um pico quando ocorre uma coincidência de frequências, voltando a diminuir com o acréscimo da velocidade.

As vibrações propagam-se através do solo por meio de três tipos de ondas: ondas de superfície (ondas Rayleigh), ondas de corte (ondas S) e ondas de compressão (ondas P). À medida que nos afastamos da fonte, a energia diminui, devido ao amortecimento geométrico e material. As linhas à superfície dão origem a vibrações que se propagam na sua grande maioria por meio de ondas Rayleigh (Figura 2.5), quando as frequências são inferiores a 10 Hz.

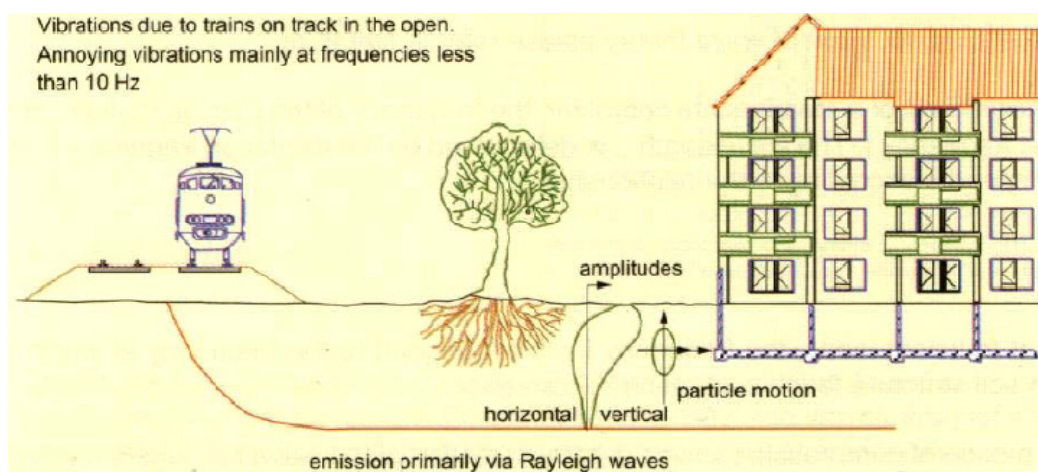


Fig.2.5 – Propagação de vibrações geradas por linhas de superfície [4]

Hall [7], no seu trabalho realizado no âmbito do tema em questão, propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade, dedica uma parte do mesmo às fontes de vibração. O autor apresenta um quadro com os principais factores relacionados com a geração das mesmas (Figura 2.6).

Ondas de tensão induzidas pela interacção via-estrutura (solo)
Peso dos eixos
Espaçamento das rodas dos eixos
Velocidade do comboio
Fonte de vibração proveniente do contacto roda-carril
Instabilidade do comboio em movimento
Propriedades dinâmicas do bogie
Imperfeições das rodas
Motores desalinhados
Aceleração e desaceleração do comboio
Descontinuidades da via
Imperfeições do carril
Espaçamento e intervalo entre as juntas do carril
Mudanças de direcção
Curvas
Outros
Geometria, rigidez e espaçamento das travessas
Geometria, rigidez e heterogeneidade do balastro
Rigidez e geometria do solo

Fig. 2.6 – Factores que afectam a vibração [7]

Bahrekazemi [1] discute a geração, propagação e recepção das vibrações devido ao tráfego ferroviário. No que respeita à geração das vibrações o autor considera vibrações dinâmicas e quasi-estáticas, onde, de acordo com o mesmo, a maioria da energia de vibração está associada às ondas Rayleigh, quando medida a distâncias consideráveis do comboio. É mencionado que se o comboio viajar a velocidade superior à velocidade de propagação da vibração pelo terreno, a onda de choque formada afectaria seriamente os edifícios vizinhos a nível de segurança estrutural.

Todos os trabalhos apresentados consideram o sistema como elástico linear e, na generalidade dos casos, esta hipótese é válida. No entanto, no caso de a velocidade de circulação dos comboios ser relativamente elevada quando comparada com a velocidade de propagação pelo meio, a consideração dos efeitos de não linearidade do comportamento dos solos torna-se relevante.

Santos [17] sugere o tipo de comboio, a velocidade do comboio, as características do aterro, as condições geotécnicas, o tipo de edifício, as fundações do edifício e a distância entre a via e o edifício como os principais parâmetros para o estudo das vibrações induzidas no terreno pelo tráfego ferroviário. No mesmo estudo tecem comentários acerca da influência da velocidade do comboio. Com base em métodos analíticos, é possível constatar uma onda de choque que se gera no solo no caso do comboio circular a velocidades superiores à velocidade de propagação das vibrações no solo. Fenómeno este que, cada vez mais, tem particular interesse tendo em conta o aumento constante das velocidades a que os comboios circulam. Diversas medições realizadas revelaram uma grande amplificação dos movimentos da via aquando da passagem de comboios a velocidades da ordem de grandeza e superiores à velocidade de propagação das ondas Rayleigh no solo.

Por fim, Hall [7] menciona no seu estudo que quando o comboio se encontra parado, o campo de tensões causado pelo seu peso encontra-se sob e em redor do comboio. Assim que se impele movimento ao comboio, o campo de tensões também o acompanha, apesar de modificado pela propagação das ondas de tensão. Este campo de tensões móvel causa uma reacção do solo variável que induz ondas de choque em redor, tornando-se assim, a principal fonte de vibração, para além da presença de imperfeições ou irregularidades periódicas no veículo ou na via.

2.2.2. PROPAGAÇÃO

Após ser gerada na linha, a vibração propaga-se pelo meio envolvente em forma de ondas causando a vibração do solo nas imediações. A intensidade e alcance destas ondas depende da geometria e rigidez do solo envolvente. As principais ondas induzidas são as ondas de compressão, de corte e Rayleigh. Cada uma destas ondas tem diferentes velocidades de propagação, movimento de partículas e diferentes diminuições de intensidade à medida que se afastam da fonte. A distribuição de energia também difere consoante o tipo de ondas e depende, sobretudo, da magnitude de excitação. Se a excitação se encontra numa área relativamente pequena quando comparada com o comprimento de onda da perturbação, serão as ondas Rayleigh que transportarão a maior parte da energia[7]. Assim, nas vibrações induzidas no solo devido ao tráfego rodoviário, é de esperar que sejam as ondas Rayleigh que transportem a maior parte da energia. Isto porque a secção do aterro é geralmente pequena quando comparada com o comprimento de onda das ondas que surgem no solo.

2.2.3. RECEPTOR

Após serem geradas na linha e se propagarem pelo meio envolvente, as vibrações são recebidas pelas fundações dos edifícios vizinhos, sendo depois propagadas às outras partes dos edifícios.

Bahrekazemi [1] apresenta uma investigação que visa caracterizar e explicar o processo de transmissão de vibrações em solos devidas ao tráfego ferroviário. O autor concluiu que apenas as vibrações compreendidas no intervalo de baixas frequências (1-60 Hz) é que são transmitidas às fundações dos edifícios.

2.3. EFEITOS DA VIBRAÇÃO

Como já foi referido, após serem recebidas pelas fundações do edifício, as vibrações propagam-se posteriormente às outras partes do edifício. As três principais questões que surgem a respeito desta temática são os efeitos nos ocupantes dos edifícios, nos equipamentos sensíveis à vibração e o risco de dano na estrutura do edifício. Nesta secção serão abordadas cada uma destas questões, e também serão introduzidos aspectos normativos relativos a vibrações.

Para cada um dos pontos referidos atrás, a norma ISO 14837-1 [14] define as gamas de frequências relevantes que, dentro das quais, cada um dos fenómenos tem mais probabilidade de se fazer notar. Assim, para as gamas de 1 a 80 Hz, os ocupantes sentem a vibração estrutural do edifício, afectando das mais diversas maneiras a sua qualidade de vida e eficiência no trabalho. No que concerne aos equipamentos sensíveis a norma estabelece que uma gama de frequências de excitação cifrada entre os 1 a 200 Hz é passível de provocar, entre outro tipo de anomalias, a sua descalibração. Finalmente, no que toca aos possíveis danos estruturais dos edifícios sujeitos a este tipo de vibração, a norma define uma gama de frequências mais abrangente, entre 1 e 500 Hz, apesar de mencionar que a grande maioria dos danos surgem entre os 1 e 150 Hz. Também é mencionado que os danos só são passíveis de ocorrer, em casos extraordinários, ou para níveis extremamente elevados de vibração do solo ou para um grande número de ciclos de elevada magnitude.

2.3.1. RESPOSTA HUMANA

A resposta humana a este tipo de vibrações é influenciada por muitos factores. Alguns deles são físicos como a amplitude, duração e frequência da vibração, enquanto outros como a idade, sexo e tipo

de população, são psicológicos (ISO 2631-2, [10]). Isto leva à percepção de que a resposta humana às vibrações é subjectiva e será certamente diferente de pessoa para pessoa. Assim, o estudo da resposta humana a determinado grau de vibração terá de ser realizado recorrendo à estatística, representando em percentagem a maneira como as pessoas sentiram determinada vibração. Exemplo dessa aplicação encontra-se na Figura 2.7:

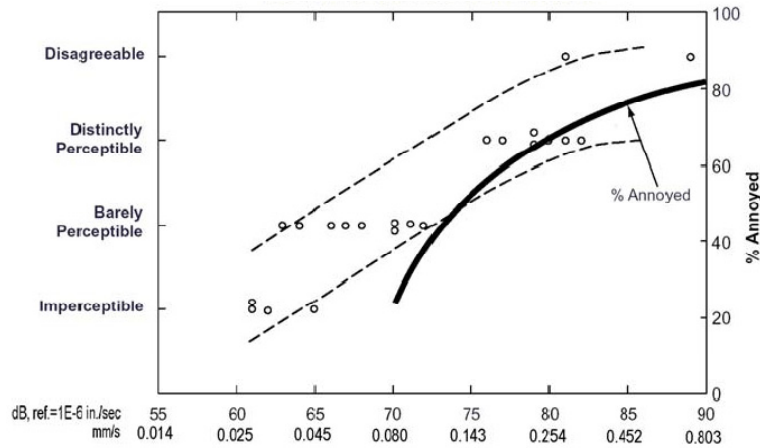


Fig.2.7 – Resposta humana às vibrações de edifícios comerciais provocadas por 4 a 15 comboios de alta velocidade por hora, de acordo com a US-DOT-293630-1 [18]

Na necessidade de se ter uma quantidade mensurável para avaliar a resposta humana a vibrações, a norma ISO 2631-1 [9] sugere o método r.m.s. (root-mean-square). O valor de r.m.s. de uma função unívoca $f(t)$, entre os instantes t_1 e t_2 , é definido como a raiz quadrada da média dos quadrados dos valores da função durante o intervalo:

$$r.m.s. = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \times \int_{t_1}^{t_2} f(t)^2 dt} \quad (2.1)$$

De acordo com a norma, a principal medida da magnitude das vibrações deve ser a aceleração, podendo, no caso de frequências muito baixas e magnitudes de vibração reduzidas serem medidas velocidades, sendo posteriormente transformadas em acelerações. Assim, a expressão de r.m.s. para a aceleração toma a seguinte forma:

$$a_w = \sqrt{\frac{1}{T} \times \int_0^T a^2(t) dt} \quad (2.2)$$

em que T representa a duração das medições, em segundos, a_w é expresso em m/s^2 para vibrações de translação e rad/s^2 no caso de vibrações de rotação[12].

A norma em questão contempla ainda outros métodos de quantificação das vibrações do ponto de vista da resposta humana (vibrações e ruído).

Do ponto de vista da gama de frequências das vibrações susceptíveis de serem perceptíveis pelos humanos, a norma divide a gama já referenciada dos 1 aos 80 Hz em dua:

- 0.5 Hz aos 80 Hz para saúde, conforto e percepção, e
- 0.1 Hz aos 0.5 Hz para o enjoo.

Posteriormente, apresenta ainda uma subdivisão destes onde expõe princípios de orientação para quantificar o impacto da vibração:

- Na saúde;
- No conforto e percepção;
- Na ocorrência de enjoos.

No primeiro caso a norma diz que, ao assumir que a resposta está relacionada com a energia, duas exposições são equivalentes quando:

$$a_{w1} \cdot T_1^{1/2} = a_{w2} \cdot T_2^{1/2} \quad (2.3)$$

onde a_{w1} e a_{w2} são os valores de r.m.s. para a aceleração da primeira e segunda exposição, respectivamente, e T_1 e T_2 as durações das exposições. A Equação 2.3 dá origem à zona de risco de saúde delimitada por linhas tracejadas correspondentes a exposições de 4 a 8h (Figura 2.8). Outros estudos indicam uma outra relação expressa na seguinte equação:

$$a_{w1} \cdot T_1^{1/4} = a_{w2} \cdot T_2^{1/4} \quad (2.4)$$

que é representada pela linha pontuada na Figura 2.8 para as mesmas durações de exposição que a Equação anterior. Para o intervalo de duração da exposição considerado as duas equações coincidem (zona sombreada na Figura 2.8).

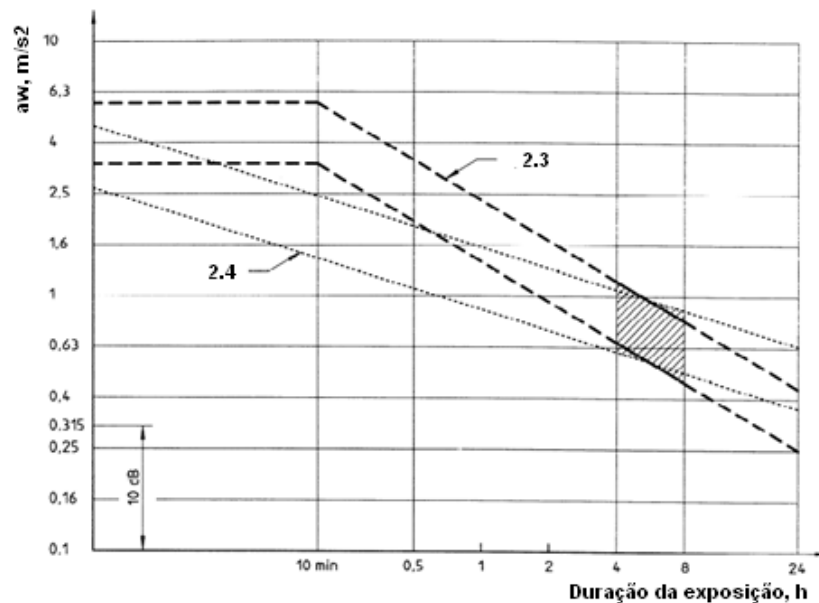


Fig.2.8 – Zonas de risco para a saúde [9]

Para exposições abaixo das zonas, mediante a optada, as consequências para a saúde humana ainda não se apresentam bem definidas; dentro da zona já existe um risco potencial e acima esse risco já é uma certeza.

A norma refere ainda que as recomendações expostas são principalmente baseadas em exposições de entre 4 a 8 horas como a zona a sombreado na Figura 2.8 indica.

Para a caracterização da exposição diária à vibração, a aceleração ponderada a_w em 8 horas pode ser calculada recorrendo à Equação 2.2, definindo o período, T , como 8 horas. Para casos onde existam várias exposições de diferentes magnitudes ao longo do período de análise, como é o caso em estudo, a aceleração equivalente pode ser calculada da seguinte forma:

$$a_{w,e} = \left[\frac{\sum a_{wi}^2 T_i}{\sum T_i} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.5)$$

No caso do conforto e percepção, a norma recomenda alguns limites gerais, que para o caso do conforto são:

- | | |
|--|----------------------------|
| ▪ Inferior a 0.315 m/s^2 | indiferente; |
| ▪ 0.315 m/s^2 a 0.63 m/s^2 | pouco desagradável; |
| ▪ 0.5 m/s^2 a 1 m/s^2 | tolerável; |
| ▪ 0.9 m/s^2 a 1.6 m/s^2 | desagradável; |
| ▪ 1.25 m/s^2 a 2.5 m/s^2 | muito desagradável; |
| ▪ Superior a 2 m/s^2 | extremamente desagradável. |

No que toca à percepção da vibração, esta encontra-se entre os 0.01 m/s^2 e os 0.02 m/s^2 . O cálculo das acelerações decorre da aplicação das equações 2.2 e 2.5.

Finalmente, as vibrações susceptíveis de provocar enjoo, não se aplicam no caso em estudo, pois requerem um tempo de exposição à vibração da ordem dos minutos, o que não se verifica.

Segundo o U.S. Department of Transportation [18], o limite da percepção humana das vibrações é o equivalente à velocidade de 0.4 mm/s das partículas, apesar de, como se viu na Figura 2.7, a maioria das pessoas sentirem incómodo para valores razoavelmente maiores. De acordo com esta norma os limites para as vibrações em edifícios correntes e especiais são os indicados no Quadro 2.1 e 2.2.

Quadro 2.1 – Limites para as vibrações em edifícios correntes (valores em r.m.s. para a velocidade) de acordo com US-DOT-293630-1 [18]

Categoria	Níveis das vibrações induzidas (dB, com valor de referência 1×10^{-6} in./sec)		Níveis das vibrações induzidas (mm/s)	
	Eventos frequentes ^(a)	Eventos não frequentes ^(b)	Eventos frequentes ^(a)	Eventos não frequentes ^(b)
Categoria 1: edifícios nos quais as vibrações interferem com as operações interiores	65	65 ^(c)	0.05	0.05
Categoria 2: residências e edifícios onde normalmente dormem pessoas	72	80	0.10	0.25
Categoria 3: edifícios institucionais com uso essencialmente durante o dia	75	83	0.14	0.36
Notas: (a) Entende-se por eventos frequentes os correspondentes a mais de 70 vibrações por dia. (b) Entende-se por eventos não frequentes os correspondentes a menos de 70 vibrações por dia. (c) Os critérios que originaram estes limites baseiam-se em níveis considerados aceitáveis para equipamentos moderadamente sensíveis, tais como microscópios ópticos. O fabrico ou investigação de equipamentos sensíveis requer uma avaliação mais detalhada para definir os níveis de vibração aceitáveis.				

Quadro 2.2 – Limites para as vibrações em edifícios especiais (valores em r.m.s. para a velocidade) de acordo com US-DOT-293630-1 [18]

Tipo de Edifício ou Sala	Níveis das vibrações induzidas (dB, com valor de referência 1×10^{-6} in./sec)		Níveis das vibrações induzidas (mm/s)	
	Eventos frequentes ^(a)	Eventos não frequentes ^(b)	Eventos frequentes ^(a)	Eventos não frequentes ^(b)
Salas de concerto	65	65	0.05	0.05
Estúdios de TV	65	65	0.05	0.05
Estúdios de gravação	65	65	0.05	0.05
Auditórios	72	80	0.10	0.25
Teatros	72	80	0.10	0.25
Notas: (a) Entende-se por eventos frequentes os correspondentes a mais de 70 vibrações por dia. (b) Entende-se por eventos não frequentes os correspondentes a menos de 70 vibrações por dia.				

Na Suécia, os critérios preparados pela Banverket (Swedish Railway Administration) e a Naturvardårdsverket (Swedish Environmental Protection Agency) conduziram aos limites apresentados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Limites de vibração correspondentes a critérios de impacto ambiental, de acordo com as orientações preparadas pelas Banverket e Naturvardårdsverket, Suécia [17]

Valor r.m.s. da vibração (1-80 Hz)	Velocidade das partículas	Aceleração das partículas
	0.4 mm/s	14 mm/s ²

2.3.2. EFEITOS DAS VIBRAÇÕES EM EQUIPAMENTOS SENSÍVEIS

A vibração induzida por comboios de alta velocidade pode interferir com o desempenho de equipamentos como microscópios electrónicos. Assim, torna-se necessário, quando tal acontece, mitigar a intensidade das vibrações.

As normas ISO 10811-1 (2000) [12] e ISO 10811-2 (2000) [13] cobrem os aspectos de medição, avaliação e classificação das vibrações em edifícios com equipamentos sensíveis. Normalmente o equipamento fornece no livro de instruções o nível de vibração a que pode estar sujeito. Quando tal não acontece, sugere-se a utilização dos limites dispostos na Figura 2.9 estando as classes explicadas no Quadro 2.4. Os limites apresentados baseiam-se em eventos isolados, atendendo ao facto de a probabilidade de dois eventos ocorrerem em simultâneo ser quase nula [12].

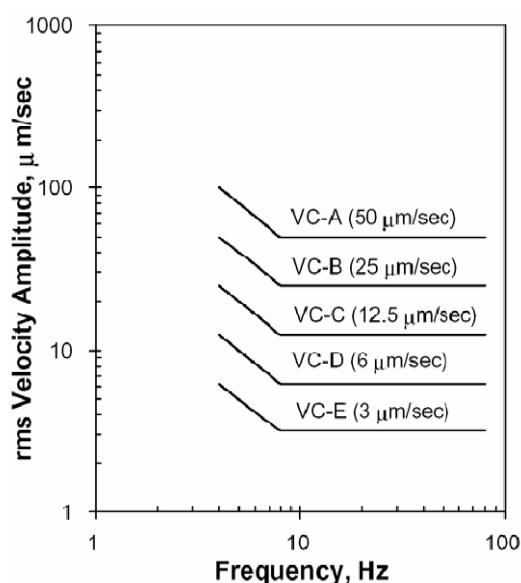


Fig.2.9 – Curvas genéricas de limites de vibração para equipamentos sensíveis [1]

Quadro 2.4 – Classes de equipamentos associadas às curvas apresentadas na Figura 2.9 [1]

Curva	Amplitude r.m.s. $\mu\text{m/s}$ ($\mu\text{in/s}$) ⁽¹⁾	Dimensão de detalhe (μm) ⁽²⁾	Descrição de uso
VC-A	50 (2000)	8	Adequado para microscópios ópticos até 400X, microbalanças, balanças ópticas, alinhadores de projecção, etc.
VC-B	25 (1000)	3	Apropriado para microscópios ópticos até 1000X, equipamentos de inspecção e litografia (incluindo processadores) até 3 μm de largura da linha.
VC-C	12.5 (500)	1	Ajustado para a maioria dos equipamentos de inspecção e litografia (incluindo microscópios electrónicos) até 1 μm de dimensão de detalhe.
VC-D	6 (250)	0.3	Apropriado em muitos casos para a generalidade dos equipamentos sensíveis, incluindo microscópios electrónicos (TEM's e SEM's) e sistemas de feixes de electrões, trabalhando no limite das suas capacidades.
VC-E	3 (125)	0.1	Crítério difícil de atingir em muitas situações. Assumido como sendo adequado para a generalidade das exigências dos equipamentos sensíveis, abrangendo sistemas de alvo (comando à distância, laser, etc) e outros sistemas que requerem uma estabilidade dinâmica extraordinária.

⁽¹⁾ Medida em bandas de frequência de 1/3 de oitava, no intervalo entre 1 Hz e 80 Hz.

⁽²⁾ As dimensões de detalhe correspondem à largura da linha no caso de fabrico de sistemas micro electrónicos e ao tamanho das partículas no caso de investigação médica ou farmacêutica.

2.3.3. IMPACTO DAS VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS

Bahrekazemi [1] mostra num estudo efectuado que existe apenas 5% de probabilidade dos edifícios serem afectados estruturalmente devido a velocidades de partículas inferiores a 50 mm/s. Segundo este autor, não há risco de danos em termos de arquitectura de edifícios normais causados por velocidades inferiores a 15 mm/s.

A norma ISO 4866 (1990) [11] tece considerações para a quantificação das vibrações e seus efeitos nos edifícios. De acordo com esta, a resposta estrutural dos edifícios depende da excitação e das propriedades dos mesmos. Assim, a duração de actuação da força de excitação dinâmica é um parâmetro importante, tal como a frequência e o intervalo de intensidade de vibração. Os factores a considerar relacionados com os edifícios são: o tipo e condição do edifício, as frequências naturais, o amortecimento, as dimensões da base do edifício e as características do solo no local onde o edifício se encontra. As medições devem incidir sobre a evolução temporal da velocidade das partículas.

A norma sugere que se considere, para vibrações provocadas por tráfego ferroviário, os intervalos de análise da resposta estrutural:

- Frequência: 1-80 Hz;
- Amplitude: 1-200 μm ;
- Velocidade das partículas: 0.2-50 mm/s;
- Aceleração das partículas: 0.02-1 m/s^2 .

2.4. MÉTODOS DE MITIGAÇÃO

Na tentativa de reduzir as vibrações induzidas nos edifícios devem ser considerados vários aspectos, já discutidos no presente trabalho, tais como a geração da vibração na fonte, a sua propagação pelo meio e a sua interacção com a estrutura do receptor. Assim sendo, os métodos de mitigação existentes até à data dividem-se em três grupos. O primeiro grupo inclui os métodos que provocam a redução da vibração ao nível da fonte, o segundo grupo actua no percurso da vibração entre a fonte e o receptor e, por último, o terceiro grupo de medidas de mitigação reduz os efeitos de vibração ao nível do receptor.

2.4.1. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO JUNTO À FONTE

Segundo Santos [17], estas medidas são as mais eficientes, correspondendo normalmente a uma combinação de um elemento elástico com um elemento de massa. Entre outras medidas mencionam-se as seguintes:

- Melhoramento da fundação, como a colocação de geodrenos ou estacas de brita (Figura 2.10);

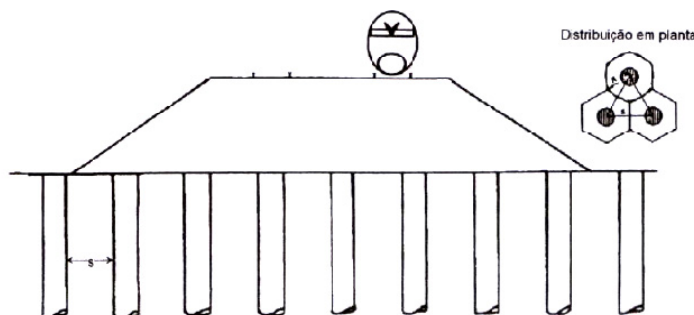


Fig.2.10 – Melhoramento da fundação com estacas de brita [17]

- Reforço da plataforma e do aterro (Figura 2.11);

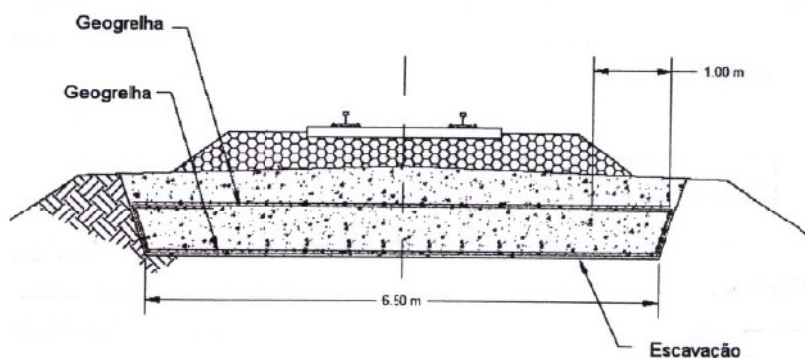


Fig.2.11 – Reforço da plataforma e do aterro [17]

- Carril soldado;
- Alinhamento das rodas;
- Esmerilamento do carril;
- Sistemas de fixação dos carris resilientes;
- Introdução de elementos elásticos (palmilhas, mantas de balastro, ...);
- Lajes flutuantes;
- Vigas flutuantes.

Normalmente recorrem-se a dois ou mais métodos acima descritos em simultâneo. Por exemplo, alinhamento das rodas, esmerilamento do carril, carril soldado e sistemas de fixação resilientes são normalmente usados simultaneamente. Cada um dos métodos actua com maior eficiência numa determinada gama de frequências. Enquanto, o alinhamento do guiador e o polimento do carril actua acima dos 100Hz, as lajes flutuantes são mais eficientes nas frequências entre os 15-20Hz [1].

2.4.2. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO AO LONGO DO TRAJECTO DE PROPAGAÇÃO

São medidas que consistem na colocação de elementos no solo de modo a reduzirem a propagação das vibrações, das quais se destacam as trincheiras. Estes elementos têm como principal objectivo evitar a propagação das ondas de superfície (Rayleigh). Estas podem ser preenchidas ou vazias, como se vê na Figura 2.12, sendo as vazias mais eficientes apesar da acrescida dificuldade na execução relativamente às preenchidas.

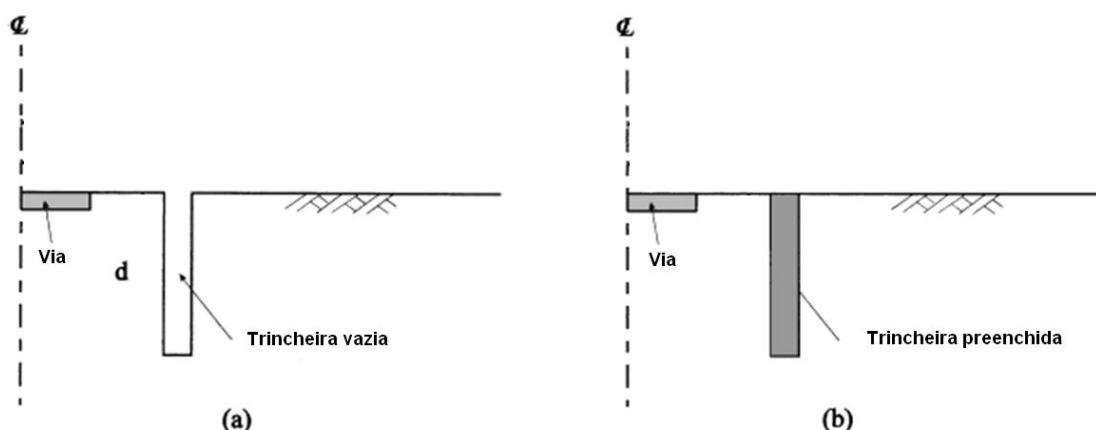


Fig.2.12 – Trincheiras. a) Vazias, b) Preenchidas [19]

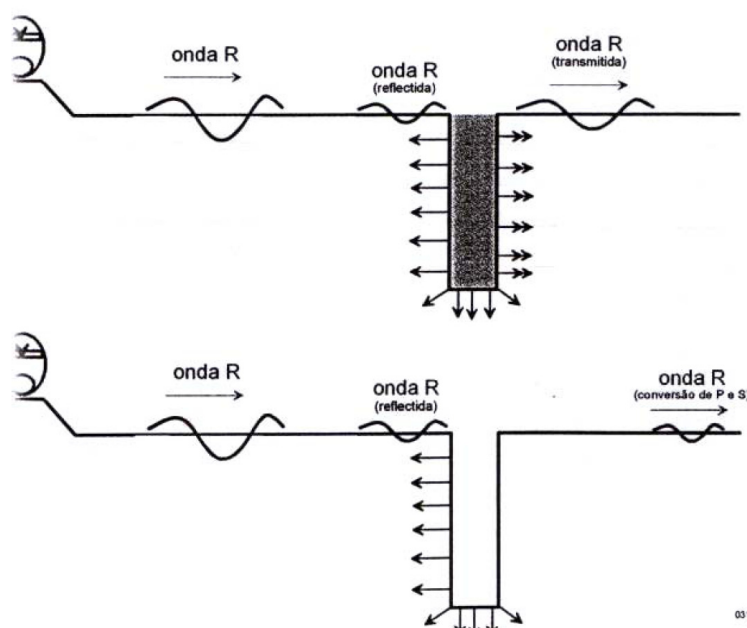


Fig.2.13 – Propagação das ondas em trincheiras [17]

Vários autores teceram considerações quanto às dimensões e distância à fonte da trincheira:

- Santos [17] confirmou a maior eficiência das trincheiras vazias no controlo de vibrações. O autor também concluiu que a profundidade da trincheira deve ser influenciada pelo comprimento de onda das ondas de superfície. A bibliografia mostra que 1.2 vezes o comprimento de onda das ondas R é considerado um valor óptimo, tendo como consequência a eficiência das trincheiras apenas para frequências médias e altas;
- Mateus da Silva [17] refere que a largura da trincheira é irrelevante no caso de estas serem vazias e não serem baixas (profundidades da ordem de grandeza do comprimento de onda);
- Ahmad et al. [17], verificou que a distância à fonte de vibrações é irrelevante para a eficiência das trincheiras.
- Por fim, Bahrekazemi [1] conclui que a associação de baixas frequências (elevados comprimentos de onda) com solos moles torna esta medida mitigadora inviável pois, leva a profundidades elevadas da vala.

Outras medidas de mitigação são, por exemplo, os blocos de controlo de vibração que, como a Figura 2.14 mostra, são colocados estrategicamente sob a via e estruturas nas proximidades desta.

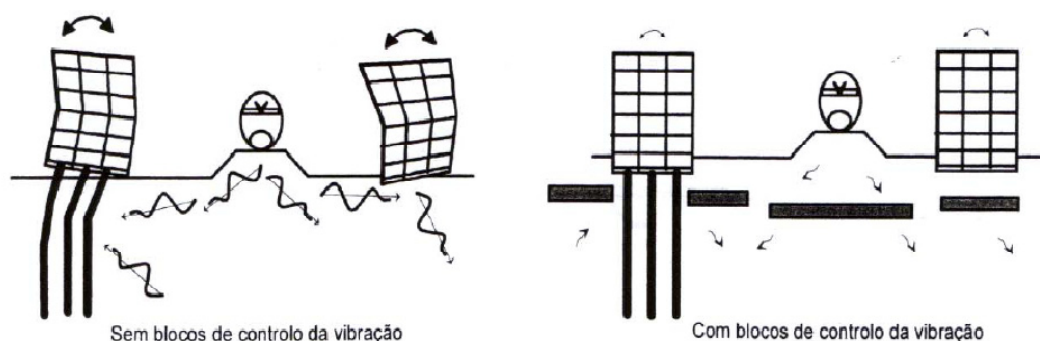


Fig.2.14 – Blocos de controlo de vibração [17]

2.4.3. MEDIDAS AO NÍVEL DAS ESTRUTURAS

Esta mitigação apenas se torna vantajosa no caso da operação se cingir a um único ou a um pequeno grupo de edifícios. Um dos métodos utilizados é o isolamento das fundações do edifício relativamente ao solo através da implementação de sistemas de apoio elásticos (Figura 2.15).

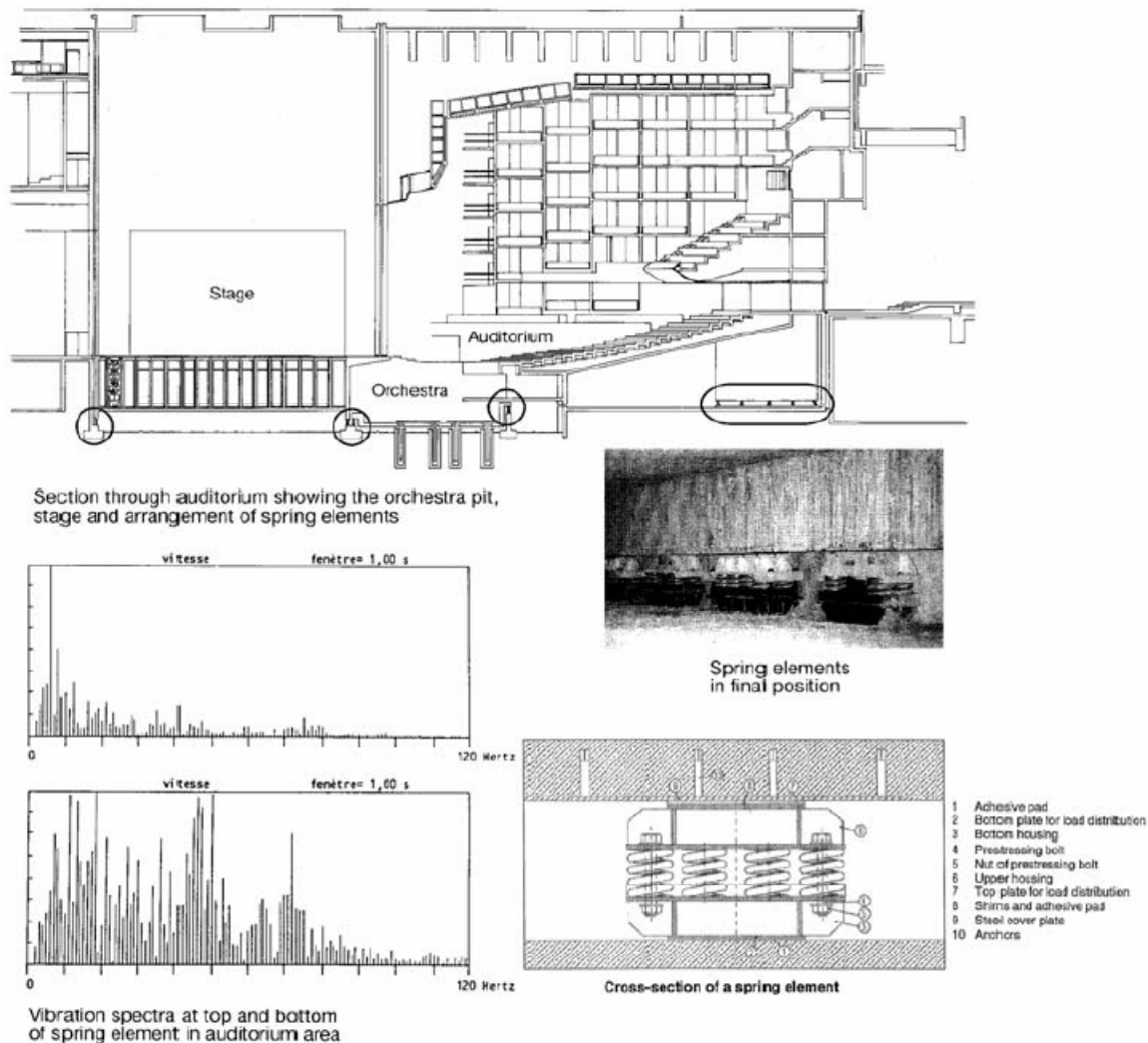


Fig.2.15 – Implementação de sistemas de apoio elásticos [1]

2.5. MÉTODOS PARA A PREVISÃO DE VIBRAÇÕES

Quando se debruça sobre a temática da previsão de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário de alta velocidade é possível distinguir três grandes grupos de abordagens:

- Empíricas;
- Teóricas;
- Numéricas.

Normalmente, pela combinação das várias abordagens conseguem-se obter resultados mais próximos da realidade. Os modelos mais completos englobam a previsão da magnitude da força, da vibração na fonte e a diferentes distâncias da fonte considerando o amortecimento geométrico e material, assim como a interacção entre o solo e a estrutura [1].

2.5.1. MODELOS EMPÍRICOS

Este tipo de modelos é geralmente usado para prever o impacto ambiental de novas linhas ferroviárias, baseando-se em medições efectuadas em locais semelhantes para fazer previsões grosseiras das vibrações induzidas no terreno. No entanto, esta abordagem é, em muitos casos, limitada a determinados aterros, velocidades de comboios e tipo de solo.

2.5.2. MODELOS TEÓRICOS

Este tipo de abordagem permite a obtenção de soluções exactas em determinadas condições particulares, denominadas ideais. Esta abordagem, no entanto, é de extrema utilidade na calibração de modelos numéricos através da obtenção de soluções exactas para casos ideais simples.

Existe uma grande variedade de modelos matemáticos que se focam no estudo das vibrações induzidas no solo pelo tráfego ferroviário, estando neles implementadas apenas partes de todo este processo. No entanto existe sempre a possibilidade de interligar vários modelos que se complementam concluindo todo o processo. A Figura 2.16 mostra os diferentes campos dos modelos teóricos no processo de análise das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário bem como a dependência/independência entre modelos.

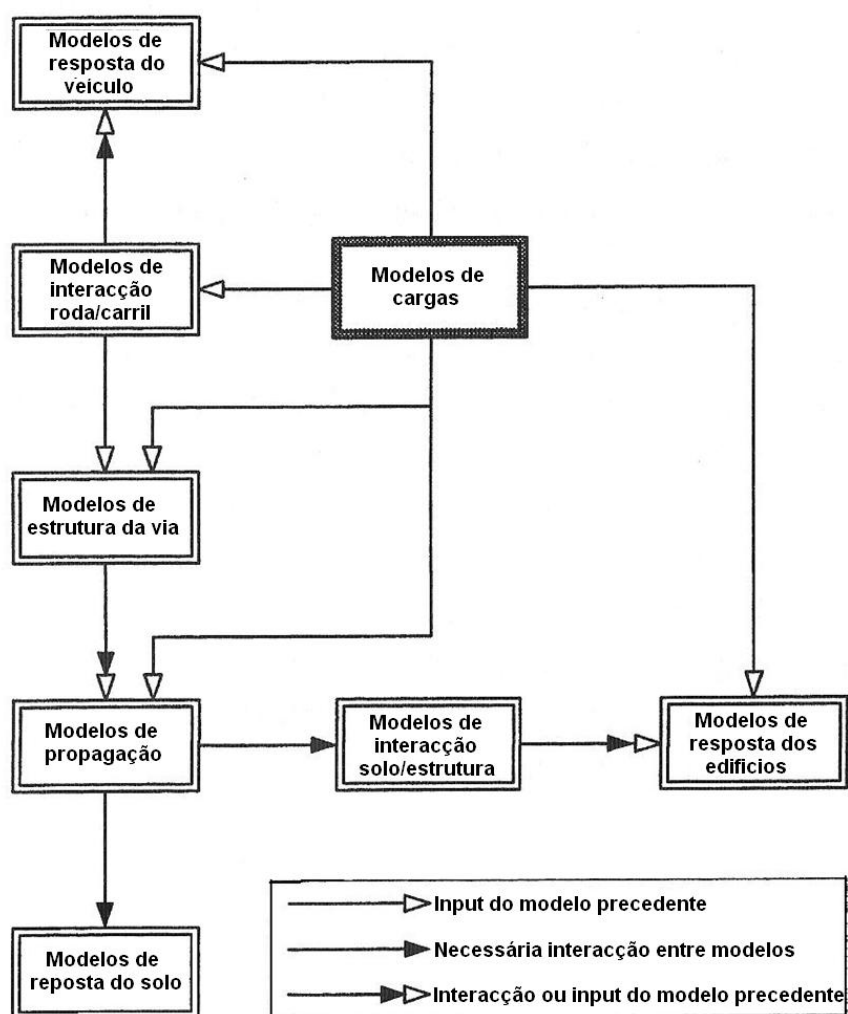


Fig.2.16 – Divisão esquemática dos diferentes modelos teóricos para a vibração induzida pelo tráfego ferroviário [7]

2.5.3. MODELOS NUMÉRICOS

O crescimento exponencial, que se tem verificado nos últimos anos, a nível informático e consequente surgimento de computadores cada vez mais potentes tornou possível o aparecimento de programas numéricos muito evoluídos. A modelação numérica permite uma reprodução mais detalhada das diferentes partes do processo de transmissão assim como um completo emparelhamento entre processos.

Dos diversos métodos existentes salienta-se o método dos elementos finitos (MEF) e o método de elementos fronteira. Na tentativa de tirar o máximo proveito das vantagens dos dois métodos surgiram outros designados de híbridos em que o sistema é dividido em dois subsistemas: o campo próximo (“near field”) modelado com recurso a elementos finitos e o campo afastado (“far field”) dimensionado de diferentes formas, método de elementos fronteira ou outro.

Pela análise de vários estudos efectuados constata-se que a maioria dos investigadores recorre a modelos numéricos bidimensionais, havendo alguns casos em que o recurso a modelos tridimensionais se justifica. Existe ainda uma modelação alternativa designada de 2.5D, em que os elementos considerados se comportam no plano como elementos finitos bidimensionais, mas consideram a extensão da geometria até ao infinito no plano perpendicular permitindo a determinação de deslocamentos nessa direcção. No entanto, é a modelação tridimensional aquela que reproduz com mais exactidão o fenómeno que se pretende analisar apesar do consequente aumento das exigências computacionais. A geração das cargas rolantes (comboio) em modelos tridimensionais exige uma elevada capacidade computacional. O modelo tem de se regular por uma determinada geometria e refinamento em função das frequências a captar, de modo a que o estudo retribua resultados fidedignos. Quanto mais extenso, refinado e completo de se tornar o modelo, maior será a exigência computacional, podendo levar consequentemente a tempos de análise elevados. Assim, opta-se muitas vezes pela simplificação face à precisão.

De salientar que a modelação numérica de problemas dinâmicos produz resultados exactos dentro dos limites espaciais e da frequência considerados.

3

METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido anteriormente, existem vários tipos de metodologias para abordar o tema das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário, tendo-se no presente trabalho recorrido à modelação numérica.

As metodologias de análise numérica apresentam a vantagem de permitir estudar o comportamento dinâmico de estruturas e problemas complexos. Como desvantagem principal pode referir-se o tempo de cálculo, devido ao número de análises dinâmicas que, em geral, é necessário efectuar, limitando por vezes a estudo de soluções estruturais variantes e consequentemente a optimização do dimensionamento. Dentro deste tipo de análise pode-se recorrer a diversos processos para a investigação do comportamento dinâmico de solos tais como, o método dos elementos finitos, o método dos elementos fronteira, sistema híbrido contemplando os dois métodos, método das diferenças finitas, entre outros.

O método dos elementos finitos é um método numérico de resolução de equações diferenciais que regem problemas com valores fronteira definidos. Uma das suas características básicas é a discretização do domínio do problema em vários subdomínios, denominados elementos finitos.

No âmbito do presente trabalho, considerou-se que o comportamento dinâmico do troço de terreno pode ser traduzido com aproximação suficiente através de modelos de análise dinâmica linear (material e geométrica) mediante o recurso a elementos finitos.

De entre as metodologias de análise numérica refira-se as metodologias de cargas móveis (secção 3.2). Esta metodologia considera o comboio como um conjunto de cargas em movimento, sendo de fácil utilização e implementação em programas de cálculo comerciais. A implementação e validação de uma metodologia deste tipo no programa ANSYS serão descritas no âmbito deste capítulo. Uma segunda metodologia, de maior dificuldade de utilização, é a interacção comboio-estrutura, pois envolve a modelação do próprio comboio e o conhecimento de parâmetros adequados relativamente a este, não se encontrando directamente disponível em programas de cálculo comerciais. Esta metodologia pode ser relevante em situações em que se pretenda avaliar o conforto dos passageiros, o que envolve a determinação de acelerações ao nível do comboio, a análise da estabilidade do contacto roda-carril, por exemplo em zonas de forte variação de rigidez, como as zonas de transição do aterro para a ponte, ou a avaliação dos efeitos de irregularidades da via, etc. Assim, e tendo em conta o principal objectivo do trabalho, apenas se implementou a primeira metodologia – cargas móveis.

3.2. ANÁLISE DINÂMICA

A análise das vibrações induzidas no solo sob acção de tráfego ferroviário pode em geral ser efectuada de uma forma simples considerando o comboio como um conjunto de cargas móveis.

Esta metodologia de análise apresenta a grande vantagem de permitir reduzir significativamente o tempo de cálculo, sendo também de mais fácil implementação na maioria dos programas de cálculo comerciais existentes, nomeadamente no programa ANSYS.

3.2.1. 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 para cada instante de tempo, estão presentes quatro tipos de forças:

- Forças exteriores ($F(t)$);
- Forças de inércia ($F_i(t)$);
- Forças de amortecimento ($F_a(t)$);
- Forças elásticas ($F_e(t)$).

O equilíbrio é estabelecido por intermédio da seguinte equação:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F(t) \quad (3.1)$$

As forças de inércia são dadas por $F_i = [M] \cdot \ddot{u}$ em que $[M]$ é a matriz de massa e $\ddot{u}$ o vector das acelerações. As forças de amortecimento são dadas por $F_a = [C] \cdot \dot{u}$, em que $[C]$ é a matriz de amortecimento e $\dot{u}$ o vector das velocidades. As forças elásticas são dadas por $F_e = [K] \cdot u$, em que $[K]$ é a matriz de rigidez e u o vector de deslocamentos. A equação (3.1) pode então ser reescrita na seguinte forma:

$$[M] \cdot \ddot{u}(t) + [C] \cdot \dot{u}(t) + [K] \cdot u(t) = F(t) \quad (3.2)$$

As matrizes de massa ($[M]$), de amortecimento ($[C]$) e rigidez ($[K]$) da estrutura no referencial global são construídas a partir do espalhamento das correspondentes matrizes elementares. A matriz de amortecimento utilizada nos problemas de análise dinâmica, ou a forma como o amortecimento é introduzido no sistema de equações, é bastante dependente da técnica de resolução numérica da equação de movimento pela qual se opta. Os modelos mais comuns de introdução do amortecimento são a matriz de amortecimento de Rayleigh e o amortecimento modal.

A matriz de amortecimento de Rayleigh assume que as matrizes de amortecimento dos elementos podem ser expressas através de uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez:

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (3.3)$$

Em que α e β são constantes escolhidas de forma a controlar o amortecimento. Esta assumption torna-se conveniente para a técnica de resolução denominada integração directa, que será abordada no ponto seguinte, tendo como inconveniente o amortecimento tornar-se dependente da frequência. A relação entre o coeficiente de amortecimento está descrita na Equação 3.4 [16],

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (3.4)$$

Para o caso concreto dos solos, o coeficiente de amortecimento é geralmente considerado como sendo independente da frequência. No entanto, é possível determinar um α e um β que fixem o coeficiente de amortecimento pretendido para duas frequências diferentes, mantendo-o aproximadamente constante entre essas mesmas frequências. As duas constantes são obtidas por intermédio da seguinte expressão [16]:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \begin{bmatrix} \omega_2 & -\omega_1 \\ -1/\omega_2 & 1/\omega_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

A definição dos coeficientes de amortecimento associados às frequências ω_1 e ω_2 permitem construir uma relação entre a frequência e o coeficiente de amortecimento, representada na Figura 3.1:

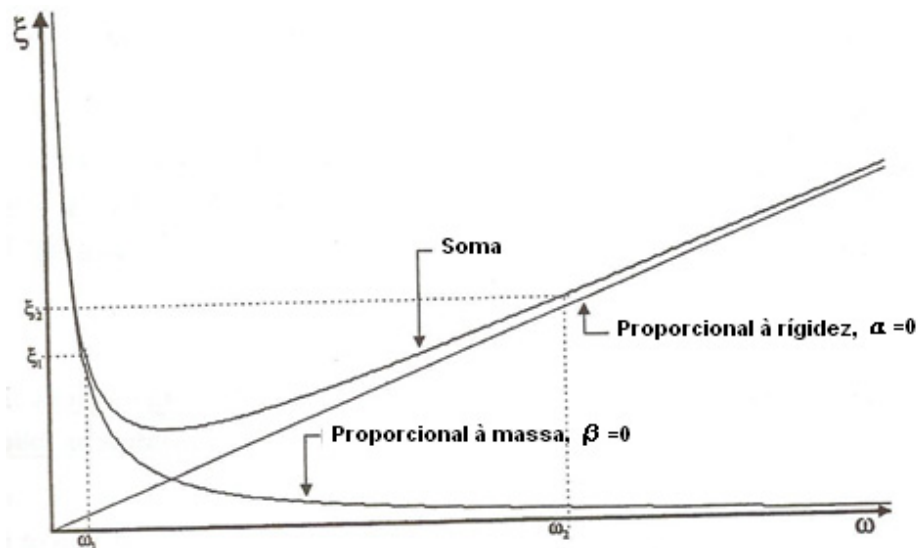


Fig.3.1 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência no amortecimento de Rayleigh [7]

No método de resolução clássico, sobreposição modal, o amortecimento material é negligenciado até às fases finais de resolução onde, nessa altura é introduzido sob a forma de coeficiente de amortecimento associado a cada modo de vibração. Isto implica que o amortecimento introduzido não está associado a nenhum elemento em particular mas sim aos modos de vibração da estrutura.

3.2.2. CARGAS MÓVEIS

A acção vertical, ou sobrecarga, aplicada pelo comboio à via é constituída pelas cargas móveis correspondentes a cada um dos eixos do comboio que percorrem esta. A consideração das cargas móveis no problema dinâmico pode ser efectuada através da definição de funções de carga temporal nos nós pertencentes ao percurso destas. Em cada instante de tempo, o valor desta função representa a força nodal equivalente às cargas móveis que percorrem a ponte.

Com base no Método dos Elementos Finitos para o caso de um elemento finito unidimensional com dois nós e comprimento L , foi estabelecida uma função de forma que tem um valor unitário quando a carga se posiciona em cima do nó e valor nulo nos restantes nós, conforme se pode constatar na Figura 3.2.

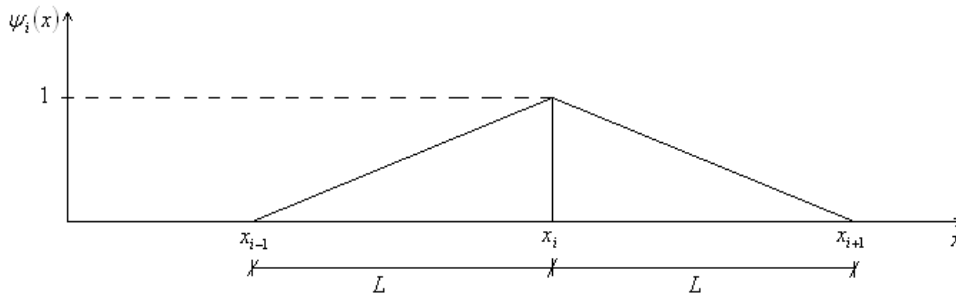


Fig.3.2. – Função de forma

Seja o nó x_i um nó qualquer do carril e $\psi_i(x)$ a função de forma definida para este nó, então:

$$\psi_i(x) = \begin{cases} 1 - \frac{x_i - x}{L} \Rightarrow x_{i-1} \leq x \leq x_i \\ 1 - \frac{x - x_i}{L} \Rightarrow x_i \leq x \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (3.6)$$

em que L é o espaçamento entre nós, tendo sido aqui tomado em consideração que este valor é constante ao longo de todo o carril, e x representa a posição da carga num determinado instante. Assim, seja x_0 a posição inicial da carga, v a velocidade do comboio e t o instante de tempo, então:

$$x(t) = x_0 + vt \quad (3.7)$$

Por fim, conhecida a posição da carga num determinado instante, o seu valor (P) e a função de forma para um determinado nó, é possível obter-se as forças nodais equivalentes:

$$P_i = P \times \psi_i(x) \quad (3.8)$$

A fim de facilitar a percepção do que foi explicado para a geração de cargas nodais, é de seguida exposto um exemplo com um lanço de carril com espaçamento entre nós de cinco metros e com a passagem do comboio Alfa-Pendular a 250 km/h com incrementos de tempo de 0.0020 s:

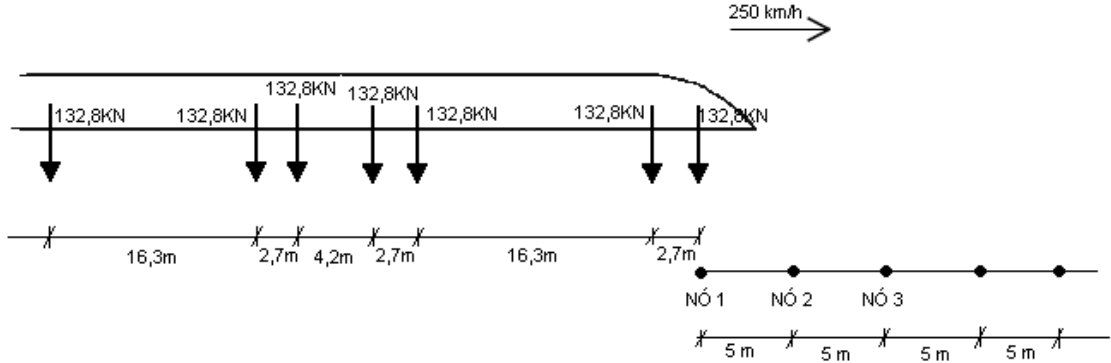


Fig.3.3 – Esquema do exemplo

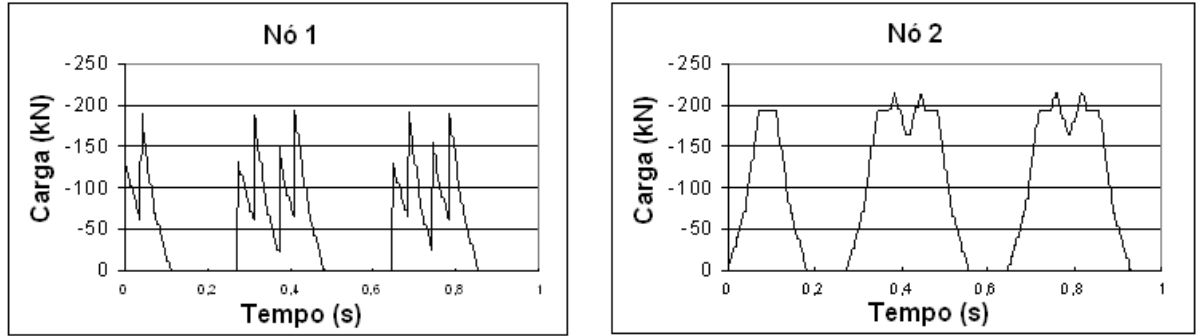


Fig.3.4 - Funções de carga para os nós 1 e 2

3.2.3. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

3.2.3.1. Método de Newmark

O método de Newmark é um método implícito de integração directa do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. Esta fórmula assenta na assumption de que a aceleração varia linearmente entre os instantes t e $t + \Delta t$. A equação de movimento (Equação 3.2) toma o seguinte aspecto:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C] \cdot \{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + [K] \cdot \{u_{t+\Delta t}\} = \{P_{t+\Delta t}\} \quad (3.9)$$

na qual os deslocamentos e velocidades tomam o seguinte aspecto:

$$\{u_{t+\Delta t}\} = \{u_t\} + \Delta t \cdot \{\dot{u}_t\} + \Delta t^2 \cdot \left(\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \{\ddot{u}_t\} + \beta \cdot \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} \right) \quad (3.10)$$

e

$$\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{u}_t\} + \Delta t \cdot ((1-\gamma) \cdot \{\ddot{u}_t\} + \gamma \cdot \{\ddot{u}_{t+\Delta t}\}) \quad (3.11)$$

respectivamente. Os parâmetros β e γ controlam a estabilidade e precisão do processo de integração, onde, conseqüentemente, a escolha do valor a atribuir a estes depende da precisão pretendida para a solução e da estabilidade que estes conferem ao processo de integração.

Para $\gamma \geq 1/2$ o método torna-se incondicionalmente estável e para $\beta = (\gamma + 1/2)^2 / 4$ atinge-se a máxima eficiência em termos de dissipação algorítmica. Por outro lado, verifica-se que este método só exibe precisão de 2ª ordem para $\gamma = 1/2$, o que corresponde a tomar $\beta = 1/4$ [16].

A fixação do incremento de tempo (Δt) com que a solução avança no domínio do tempo pode ser efectuada automaticamente, no caso dos processos de integração implícitos, com base em tolerâncias de convergência e incremento requeridos para o passo definidos pelo programa de cálculo. No entanto, para o caso em estudo, o incremento de tempo não deve ser superior ao tempo que a onda mais rápida demora a atravessar o elemento finito mais pequeno do modelo, caso contrário a análise torna-se instável. A condição mencionada pode ser escrita da seguinte forma [9]:

$$\Delta t = \min\left(\frac{L_e}{C_p}\right) \quad (3.12)$$

em que L_e é a dimensão do elemento finito mais pequeno e C_p é a velocidade das ondas P.

3.2.3.2. Método da sobreposição modal

No caso de sistemas puramente lineares, o método da sobreposição modal é o mais usado devido ao facto deste permitir uma visão do comportamento modal da estrutura assim como de permitir usualmente uma redução significativa do tempo de cálculo quando comparado com os métodos de integração directa.

Com base neste método é possível, através de uma transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais, proceder ao desacoplamento das equações diferenciais do movimento, permitindo que as respostas correspondentes a cada um dos modos de vibração da estrutura sejam obtidas independentemente das dos restantes, sendo posteriormente combinados para obter a resposta total. A integração numérica de cada uma das equações de um grau de liberdade pode também ser efectuada recorrendo-se a um método de integração como é exemplo o método de Newmark.

Quanto ao amortecimento, este método despreza-o nas fases iniciais da resolução do problema. Este pode ser atribuído separadamente a cada frequência (modo de vibração). A expressão que nos leva à matriz de amortecimento C , que se traduz num dado coeficiente de amortecimento ξ_i , associado a um dado modo de vibração ϕ_i com uma dada frequência $\omega_i = 2\pi f_i$, é a dada pela equação 3.13:

$$[C] = [M] \cdot \left(\sum_i \frac{2\xi_i \omega_i}{m_i} \phi_i^T \phi_i \right) \cdot [M] \quad (3.13)$$

em que:

$$m_i = \phi_i^T \cdot [M] \cdot \phi_i \quad (3.14)$$

3.2.4. IMPLEMENTAÇÃO NO PROGRAMA ANSYS DE UMA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE CARGAS MÓVEIS

Nesta secção é descrita a implementação no programa de cálculo automático ANSYS (versão 10.0 SP1) de uma metodologia de análise dinâmica das vibrações induzidas no solo sob acção de cargas móveis. Este programa comercial, apesar de não contemplar explicitamente a possibilidade de realização de análises dinâmicas deste tipo, revelou-se facilmente adaptável.

A implementação foi concretizada através da possibilidade de se recorrer à programação. O programa ANSYS dispõe de uma linguagem própria denominada APDL, onde através da criação de macros é possível implementar a passagem de qualquer tipo de comboio à velocidade desejada sobre o modelo. Assim, recorrendo a esta possibilidade criou-se uma macro (Anexo A1) que gera o conjunto de cargas móveis associadas aos comboios utilizados na análise, ou seja, o Alfa Pendular e o TVG, numa gama de velocidades, que embora podendo ser infinita, foi cifrada entre os 150 e 350 km/h.

Validação

Com o intuito de validar a macro desenvolvida foi testado um exemplo de solução conhecida que consiste numa viga simplesmente apoiada com 10 metros de vão, massa por unidade de volume igual 26015 kg/m^3 , coeficiente de amortecimento igual a 3 % e frequência fundamental de vibração igual a 8 Hz. Na Figura 3.7 apresentam-se registos do deslocamento a 1/2 vão em função do espaço percorrido pelo comboio, para a passagem do comboio de alta velocidade Eurostar à velocidade de 269 km/h, que provoca a ressonância da viga. A comparação dos resultados obtidos com base na análise efectuada evidenciou uma concordância perfeita com os resultados esperados que eram de cerca de 1,15 cm de deslocamento vertical máximo, tendo-se obtido 1,1554 cm.

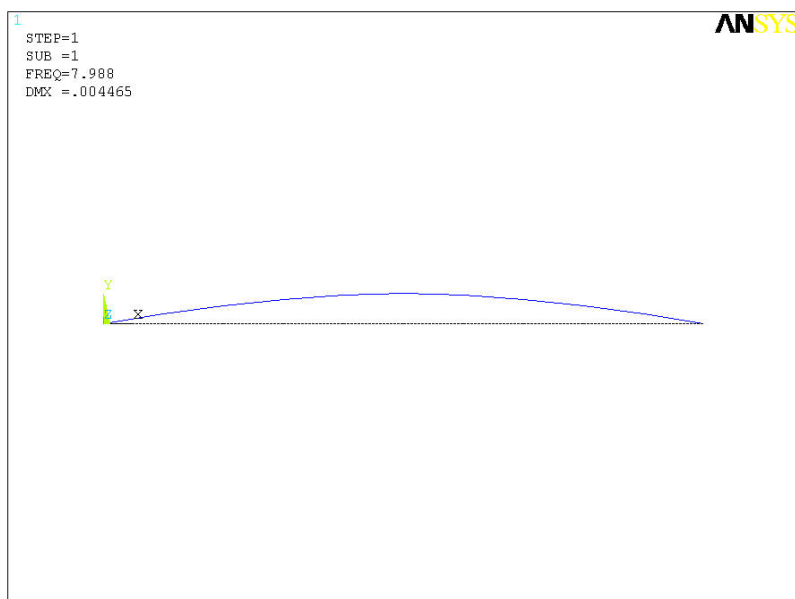


Fig.3.5 – Primeiro modo de vibração: 7.988 Hz

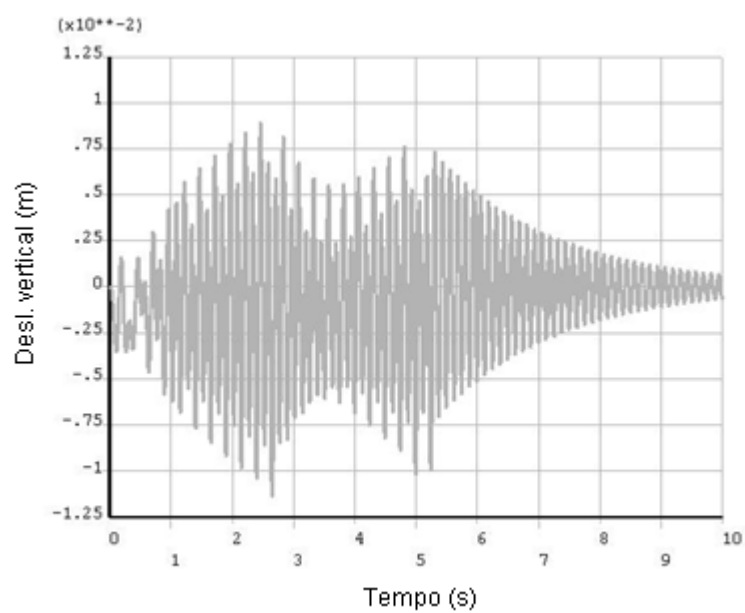


Fig.3.6 – Deslocamento vertical a meio vão

4

ESTUDO DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado um estudo da influência do tráfego ferroviário de alta velocidade nas vibrações induzidas na estrutura de edifícios vizinhos a uma via férrea de superfície.

O estudo é efectuado com base numa modelação tridimensional de um trecho da via, assim como do terreno e edifícios envolventes a esta, recorrendo a elementos de volume, elementos de viga 3D, elementos mola e amortecedor.

As análises dinâmicas são precedidas de um estudo de sensibilidade com vista a alcançar um modelo numérico optimizado a nível de tempo de cálculo e espaço necessário para o armazenamento de dados sem perda significativa na precisão dos resultados. Este estudo de optimização engloba o adquirir de sensibilidade quanto a:

- Tipo de elemento finito a empregar;
- Dimensão do elemento finito;
- Dimensão do modelo;
- Modelação da via.

Enquanto o primeiro e último ponto têm como único objectivo a economia de nós e consequente ganho no tempo de cálculo necessário, os restantes também condicionam a precisão com que o fenómeno é simulado.

Após a optimização e calibração do modelo numérico, são efectuadas análises dinâmicas para a passagem do comboio Alfa pendular, actual meio de transporte ferroviário que atinge maior velocidade no território nacional, e do comboio de alta velocidade TGV. Estas análises serão realizadas considerando três tipos de solo com rigidez crescente e para uma gama de velocidades entre os 150 e os 350 km/h, com incrementos de 50 km/h.

Para cada uma das análises serão registadas as respostas dinâmicas, a nível das fundações e do último piso, dos edifícios situados nas imediações da via, sendo posteriormente tratadas e confrontadas com a legislação existente a nível do conforto e percepção humanos.

É ainda testada uma solução de mitigação, trincheira vazia, para os casos extremos onde as vibrações registadas ultrapassam os limites estipulados nas normas, sendo também avaliada a sua eficácia perante os vários tipos de solos testados.

Finalmente, os valores registados serão comparados a uma modelação numérica bidimensional do mesmo fenómeno em estudo, realizada pelo autor num trabalho anterior, com o intuito de perceber o carácter tridimensional do estudo das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade.

4.2. O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS ANSYS

O programa ANSYS constitui uma ferramenta poderosa por se apresentar como um software completo que engloba análises estruturais, térmicas, dinâmicas de fluidos, acústicas e electromagnéticas. Esta secção proporciona uma breve introdução ao programa ANSYS e às suas capacidades, com especial relevo às opções disponíveis para se proceder a uma análise dinâmica estrutural.

À semelhança da grande maioria dos programas de elementos finitos, o ANSYS comporta três fases distintas no seu processo de cálculo, o pré-processamento, o processamento e o pós-processamento, que em seguida serão sumariamente detalhados.

4.2.1. PROCESSO DE CÁLCULO

4.2.1.1. Pré-processamento

A primeira fase do processo de cálculo engloba a definição física do problema em análise, ou seja, a geração do modelo sobre o qual a análise irá incidir. Normalmente, a definição do modelo passa pelos seguintes passos:

- Definição geométrica;
- Definição dos elementos;
- Definição das características dos elementos;
- Definição dos materiais;
- Geração da malha de elementos finitos.

A definição geométrica do modelo passa pela criação dos pontos, linhas, áreas e volumes necessários a reproduzir a forma deste.

O ANSYS dispõe de uma vasta gama de elementos finitos que, no caso de uma análise estrutural, são os apresentados na Quadro 4.1. Cada elemento tem características próprias que são definidas na opção “Real Constants”, enquanto as características do modelo físico (solo, por exemplo) são definidas na opção “Material Properties”. Cada uma destas opções pode depois ser acoplada e atribuída a cada elemento individualmente.

Os elementos finitos e os nós são usados para definir a geometria do modelo. Cada elemento (e nós respectivos) representa uma porção discreta do modelo físico, que por sua vez é representado por elementos interconectados pelos nós. O conjunto de todos os elementos e nós do modelo formam a malha.

Uma alternativa à definição geométrica do modelo passa pela definição deste recorrendo directamente aos elementos finitos e aos nós constituintes (evitando a definição de pontos, linhas, etc.).

Quadro 4.1 – Elementos finitos disponíveis numa análise estrutural

Categoria	Nome do(s) elemento(s)
Conector	LINK1, LINK8, LINK10, LINK180
Barra	BEAM3, BEAM4, BEAM23, BEAM24, BEAM44, BEAM54, BEAM188, BEAM189
Tubo	PIPE16, PIPE17, PIPE18, PIPE20, PIPE59, PIPE60
Sólido 2-D	PLANE2, PLANE25, PLANE42, PLANE82, PLANE83, VISC088, VISCO106, VISCO108, PLANE145, PLANE146, PLANE182, PLANE183
Sólido 3-D	SOLID45, SOLID46, SOLID64, SOLID65, VISC089, SOLID92, SOLID95, VISCO107, SOLID147, SOLID148, SOLID185, SOLID186, SOLID187, SOLID191
Casca	SHELL28, SHELL41, SHELL43, SHELL51, SHELL61, SHELL63, SHELL91, SHELL93, SHELL99, SHELL 150, SHELL 181
Sólido-Casca	SOLSHI90
Interacção	INTER192, INTER193, INTER194, INTER195
Contacto	CONTAC12, CONTAC52, TARGE169, TARGE170, CONTA171, CONTA172, CONTA173, CONTA174, CONTA175, CONTA176, CONTA178
Campos (fluídos, termicos, ...)	SOLID5, PLANE13, FLUID29, FLUID30, FLUID38, SOLID62, FLUID79, FLUID80, FLUID81, SOLID98, FLUID129, INFIN110, INFIN111, FLUID116, FLUID 130
Especiais	COMBIN7, LINK11, COMBIN14, MASS21, MATRIX27, COMBIN37, COMBIN39, COMBIN40, MATRIX50, SURF153, SURF154
Dinâmica explícita	LINK160, BEAM161, PLANE162, SHELL163, SOLID164, COMBI165, MASS166, LINK 167, SOLID 168

4.2.1.2. Processamento

Após a definição do modelo de elementos finitos, procede-se à análise pretendida. O programa ANSYS dispõe das seguintes análises dinâmicas dentro do campo estrutural:

- “Modal Analysis”, permite determinar as características modais da estrutura;
- “Transient Dynamic Analysis”, permite calcular a resposta da estrutura quando esta está sujeita a cargas que variam com o tempo;
- “Harmonic Analysis”, permite determinar a resposta de uma estrutura sujeita a forças harmónicas;
- “Spectrum Analysis”, permite determinar a resposta da estrutura sujeita a uma acção sísmica caracterizada por um espectro;
- “Buckling Analysis”, permite calcular os efeitos de segunda ordem de uma estrutura;
- “Explicit Dynamic Analysis”, permite o cálculo de soluções rápidas para análises dinâmicas com grandes deformações e problemas de contacto complexos.

Quanto à introdução das forças intervenientes no processo, que no caso de uma análise dinâmica variam ao longo do tempo, o programa permite a sua introdução de diversas maneiras. No caso em estudo, recorreu-se, como já mencionado, à possibilidade de através da linguagem própria do programa introduzir as forças intervenientes ao longo do tempo. O ANSYS permite ao usuário dividir

a evolução total das forças ao longo da análise no número de incrementos de tempo (steps), que são um período de tempo que o utilizador tenha definido, para o qual é calculado a resposta para a situação particular de cargas e condições fronteira presente nesse momento.

As análises dinâmicas podem ser executadas recorrendo à integração directa (“Full transient Dynamic analysis”) ou por sobreposição modal (“Mode superposition Transient Dynamic analysis”), exigindo esta última uma análise modal prévia.

4.2.1.3. Pós-Processamento

Os resultados do processamento podem ser obtidos a nível de soluções nodais (deslocamentos, velocidades e acelerações) e soluções dos elementos (tensões, extensões, ...), sendo que o programa permite obter e tratar os resultados de variadas maneiras. Permite obter gráficos, esquemas com cores ou vectores e outros das grandezas pretendidas. O programa também permite a extracção de resultados para tratamento noutros programas (Excel, etc.).

4.3. MODELAÇÃO

4.3.1. MODELO IDEALIZADO

O modelo tridimensional tem como objectivo a reprodução de um lanço de via férrea em que nas imediações desta existam fundadas estruturas de edifícios, para que a problemática das vibrações induzidas esteja presente (Figura 4.1).

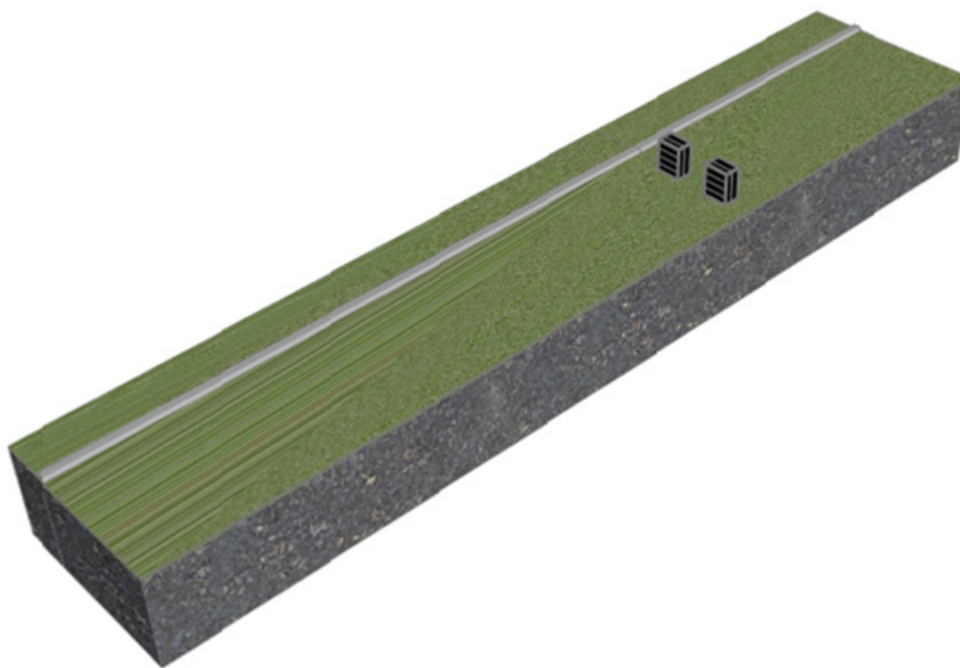


Fig.4.1 – Idealização do modelo tridimensional

Para representar os vários tipos de solos sob os quais a via pode ser instalada recorreram-se a três em que a rigidez difere, sendo que o mais deformável apresenta um módulo de elasticidade de 100 MPa e o mais rígido 200 MPa, existindo ainda um intermédio com 150 MPa (Quadro 4.2).

Quadro 4.2 – Características mecânicas dos solos usados

	E (MPa)	ν	ρ (kg/m ³)	ξ (%)
Solo 1	100	0.33	1800	3
Solo 2	150	0.33	1800	3
Solo 3	200	0.33	1800	3

A escolha dos materiais e propriedades dos elementos da estrutura férrea procurou traduzir as características que são efectivamente usadas numa via desta natureza. Por não fazer parte do âmbito do estudo proposto, não foi feita uma pesquisa exaustiva relativamente a esta questão. No entanto, sabe-se que o carril UIC60 apresenta características adequadas a linhas de alta velocidade por ser um carril pesado com inércia elevada, que deve ser fabricado com aço e níveis de qualidade elevadas.

O modelo de via utilizado encontra-se esquematizado na Figura 4.2. No Quadro 4.3 apresentam-se as características dos elementos que constituem a estrutura – via balastrada.

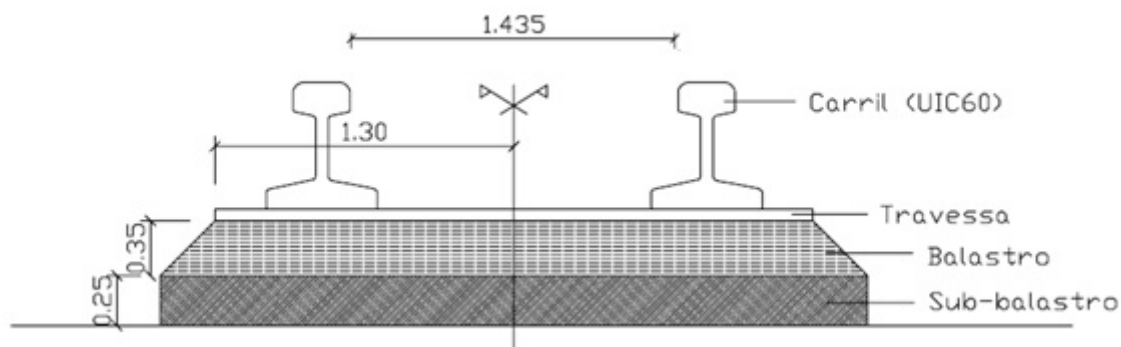


Fig.4.2 – Secção tipo da via férrea modelada

Quadro 4.3 – Características mecânicas da via

Carril	UIC60
Palmilhas	$K=100 \times 10^6$ N/m
Travessas	$b = 0.30\text{m}$ $h = 0.22\text{m}$ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Balastro	$E = 70 \text{ MPa}$ $\nu = 0.15$ $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
Sub-balastro	$E = 70 \text{ MPa}$ $\nu = 0.30$ $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$

Tendo em conta as condições de simetria que a via apresenta, apenas será modelada metade da via criando estas condições no modelo numérico.

Os edifícios onde se atendeu apenas à estrutura, vigas e pilares, tentam representar edifícios correntes tendo como características principais as representadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Características da estrutura dos edifícios

	Área (bxh)	E (GPa)	ν	ρ (kg/m ³)
P1	0.35x0.35	30	0.33	666.67
P2	0.25x0.25	30	0.33	666.67
V	0.20x0.50	30	0.33	5000

O peso das vigas é superior ao seu valor real com o objectivo de introduzir o peso dos pisos. Cada edifício é constituído por um conjunto de 3 pórticos, Figura 4.3, espaçados entre si de 3 metros, paralelamente à via férrea. Os pórticos encontram-se ligados entre si por vigas com características iguais às dos pórticos.

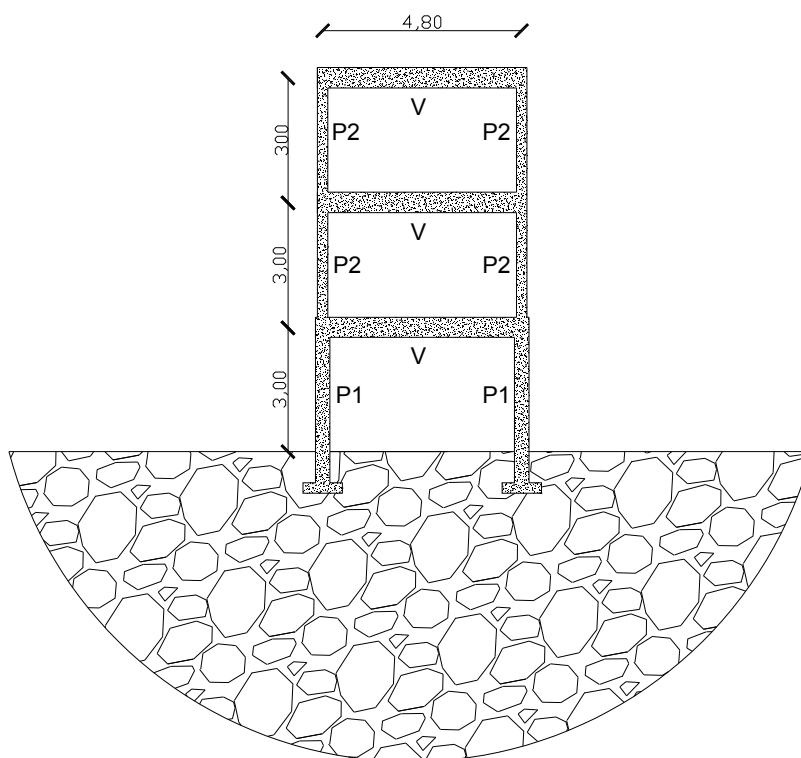


Fig.4.3 – Pórtico tipo

Para se definir a distância mínima a que um edifício se pode encontrar de uma via férrea, consultou-se o Decreto-lei n.º 56/2003, do Ministério das Obras Públicas, Transporte e Habitação, onde no artigo n.º 15º define o conceito de *Zonas non aedificandi*:

“1 — Nos prédios confinantes ou vizinhos das linhas férreas ou ramais ou de outras instalações ferroviárias em relação às quais se justifique a aplicação do presente regime, nomeadamente as subestações de tracção eléctrica, é proibido:

- a) Fazer construções, edificações, aterros, depósitos de materiais ou plantação de árvores a distância inferior a 10 m, sem prejuízo do disposto no n.º 2;

b) Fazer escavações, qualquer que seja a profundidade, a menos de 5 m da linha férrea, sem prejuízo do disposto no n.º 3.

2 — Quando se verifique que a altura das construções, edificações, aterros, depósitos de terras ou árvores é superior, real ou potencialmente, a 10 m, a distância a salvarguardar deve ser igual à soma da altura, real ou potencial, com o limite da alínea a).

3 — Quando a linha férrea estiver assente em aterro, a escavação não pode ocorrer senão a uma distância equivalente a uma vez e meia a altura do aterro; em qualquer caso, quando a profundidade das escavações ultrapasse os 5 m de profundidade, a distância a salvarguardar deve ser igual à soma da profundidade com o limite da alínea b).

4 — Os limites dos n.ºs 1, 2 e 3 do presente artigo podem, por ocasião da construção, ampliação ou remodelação da infra-estrutura ferroviária, ser alterados por meio de despacho do ministro da tutela, precedendo parecer do INTF, por solicitação do gestor da infra-estrutura ou do operador de transporte ferroviário, com fundamento em questões de segurança do transporte ferroviário.

5 — Os limites dos n.ºs 1, 2 e 3 do presente artigo serão estabelecidos pela mesma forma prevista no número anterior, aquando da construção de linhas de velocidade elevada, igual ou superior a 220 km/h, ou da renovação de linhas existentes que permitam idênticas velocidades de circulação, nunca podendo ser inferiores a 25 m para os casos das alíneas a) e b) do n.º 1, sem prejuízo da aplicação dos n.ºs 2 e 3.”

Assim, e tendo por base o Decreto-lei, a distância mínima do edifício à via férrea será de 25 m. Com vista a perceber os efeitos que uma construção, nomeadamente os seus ocupantes, sofrerão quando os limites impostos pela lei são transgredidos, optou-se por posicionar dois edifícios. Um dos edifícios estará a uma distância da via férrea de acordo com os limites impostos, 25 m, enquanto que o segundo estará a metade da distância mínima regulamentar, ou seja, 12.5 m.

4.3.2. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

Não obstante os meios informáticos actualmente existentes, que possuem uma maior velocidade de processamento aliada a uma crescente capacidade de armazenamento de dados, terem possibilitado a criação de programas de cálculo mais robustos capazes de dar resposta aos mais complexos problemas, há sempre a necessidade de otimizar todo o processo de cálculo previamente sob pena deste se tornar excessivamente moroso.

O caso em estudo, pela dimensão, tempo e volume de análise, torna este processo de optimização primordial para um correcto e eficaz processo de cálculo. Assim, os estudos que se seguem têm como objectivo o adquirir de sensibilidade, por parte do autor para questões como os tipos de elemento a empregar, a sua dimensão, assim como a dimensão que o modelo deverá ter para que o fenómeno das vibrações induzidas seja correctamente reproduzido, com vista à posterior optimização do modelo final e consequentemente o processo de cálculo.

4.3.2.1. Condições fronteira

Um dos aspectos principais a ter em conta no modelo são as condições fronteira a aplicar. Numa modelação numérica é impensável criar modelos com desenvolvimento infinito tornando-se assim importante perceber como incluir no modelo a continuidade, mudança ou fim do meio, além do modelo finito criado. Desta forma, no caso em estudo, houve a necessidade de modelar as seguintes condições de fronteira:

- “Bed-Rock”;
- Simetria;
- Continuidade do meio.

Os dois primeiros pontos são de modelação relativamente fácil. A simetria pressupõe apenas movimentos verticais no seu eixo. Assim, esta condição fronteira foi modelada recorrendo a apoios simples que impedem o movimento horizontal. A modelação do “firme” fez-se recorrendo a apoios triplos. Como as características de rigidez do “Bed-Rock” são muito superiores às do solo considerado, todas as ondas incidentes na transição entre os meios serão na sua grande maioria reflectidas para o interior do modelo, sendo assim os apoios duplos uma aproximação ideal para simular o efeito.

A simulação da continuidade do meio foi mais complexa que as anteriores. Segundo Faria [5], a condição de radiação necessária para dotar uma fronteira artificial de absoluta transparência, relativamente a ondas cuja direcção lhe seja perpendicular, pode ser modelada com base num conjunto de amortecedores com viscosidades ρc_p e ρc_s (Figura 4.4), sendo c_p e c_s a velocidade das ondas P e S respectivamente:

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (4.1)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.2)$$

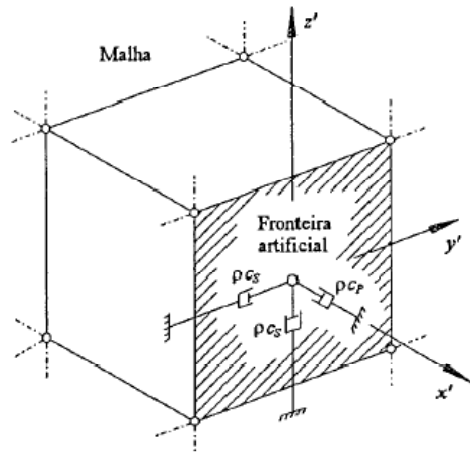


Fig.4.4 – Condição de transparência numa fronteira artificial de uma malha de elementos finitos [5]

sendo a condição matricial que expressa o conjunto de tensões que é necessário desenvolver na fronteira para lhe conferir radiação *perfeita*, e para o referencial considerado na figura anterior, a seguinte:

$$C'_{per} = \begin{bmatrix} \rho c_p & 0 & 0 \\ 0 & \rho c_s & 0 \\ 0 & 0 & \rho c_s \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Tendo a condição de radiação estabelecida com o único propósito de conferir à fronteira artificial condições e transparência *perfeita* em relação a ondas planas que nela incidissem perpendicularmente, para outros ângulos de incidência, como acontece no caso em estudo, esta condição não é satisfeita de forma exacta pelo facto de não prever as reflexões parciais das ondas em propagação para o exterior do domínio discretizado. Neste contexto, surge uma segunda condição de radiação, denominada radiação *ponderada* (Equação 4.4) que tem em conta a possível não incidência perpendicular das ondas [5].

$$C'_{pon} = \frac{8\sqrt{\rho G}}{15\pi} \begin{bmatrix} \frac{5}{s} - 2s + 2 & 0 & 0 \\ 0 & 4 + s & 0 \\ 0 & 0 & 4 + s \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

em que s toma o seguinte valor:

$$s = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}} \quad (4.5)$$

A simulação da continuidade do meio foi então realizada recorrendo a elementos amortecedor, *COMBIN14* (Figura 4.5).

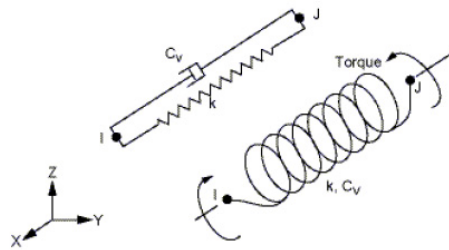


Fig.4.5 – Elemento *COMBIN14*

Estes elementos são aplicados, numa das suas extremidades, a cada nó constituinte da fronteira que se pretende dotar de transparência e na outra extremidade a um nó auxiliar que se encontra impedido de movimentos. Assim, é necessário proceder à distribuição do valor resultante obtido para cada direcção (Figura 4.4) nas resultantes equivalentes ao nível da cada no da face do elemento.

Para a comprovação da correcta aplicação destes elementos houve a necessidade de proceder a validações em exemplos simples que se apresentam em seguida.

Validação unidimensional

Uma maneira simples de comprovar a correcta aplicação destes elementos é considerar uma barra elástica semi-infinita simulando numa extremidade condições de radiação perfeita enquanto que na outra se aplica uma acção sob a forma de deslocamento segundo o desenvolvimento desta. Se os

elementos estiverem bem aplicados o registo do deslocamento num ponto intermédio da barra não deve evidenciar reflexão.

Considera-se então uma barra elástica semi-infinita, com 5 m de altura e 1 m de espessura. Apenas foi discretizada uma extensão de 100 metros, com 500 elementos finitos de 4 nós. A fronteira foi modelada com cinco elementos *COMBIN14* (Figura 4.6). As propriedades do material constituinte da barra são: $E = 25 \text{ GPa}$, $\nu = 0.2$, $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$, não sendo previsto qualquer amortecimento material. A acção imposta à extremidade esquerda, sob a forma de um deslocamento forçado com direcção axial, é o representado na Equação 4.6 cuja evolução temporal é a da Figura 4.7.

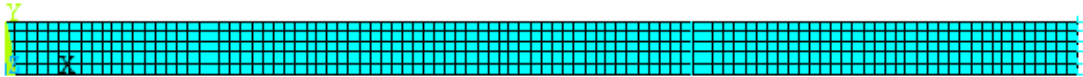


Fig.4.6 – Modelação do problema (validação unidimensional dos amortecedores)

$$u(t) = \begin{cases} 1,5 \times 10^{-4} \left[1 + \sin\left(\frac{2 \times \pi \times t}{0.012} - \frac{\pi}{2}\right) \right] & \text{se } 0 \leq t \leq 0.012 \\ 0 & \text{se } t > 0.012 \end{cases} \quad (4.6)$$

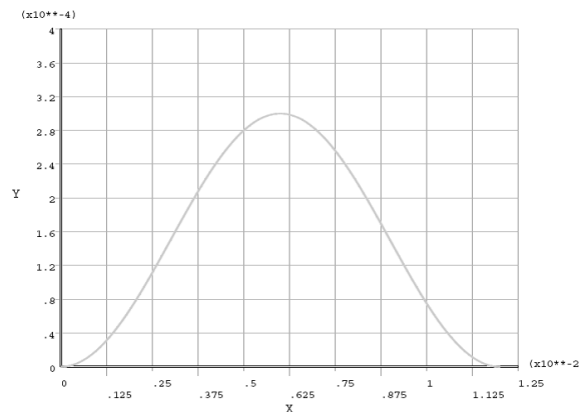


Fig.4.7 – Representação gráfica da acção

No caso unidimensional, a definição do amortecimento a atribuir ao elemento encontra-se na Figura 4.8. Por se tratar de um elemento de 4 nós a resultante é automaticamente distribuída em igual parte para cada nó.

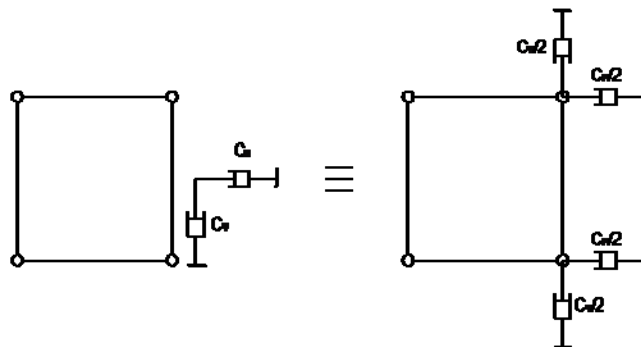


Fig.4.8 – Amortecimento nodal elemento de 4 nós (caso unidimensional)

Simultaneamente modelaram-se duas barras diferindo na condição fronteira. Enquanto uma tem apoios que impedem o deslocamento no sentido da acção, simulando um meio mais rígido, a outra tem extremidade livre simulando um meio com propriedades muito inferiores. Foram registados os deslocamentos horizontais num ponto intermédio e num ponto da fronteira da barra tendo-se obtido os resultados que as Figuras 4.9 e 4.10 mostram.

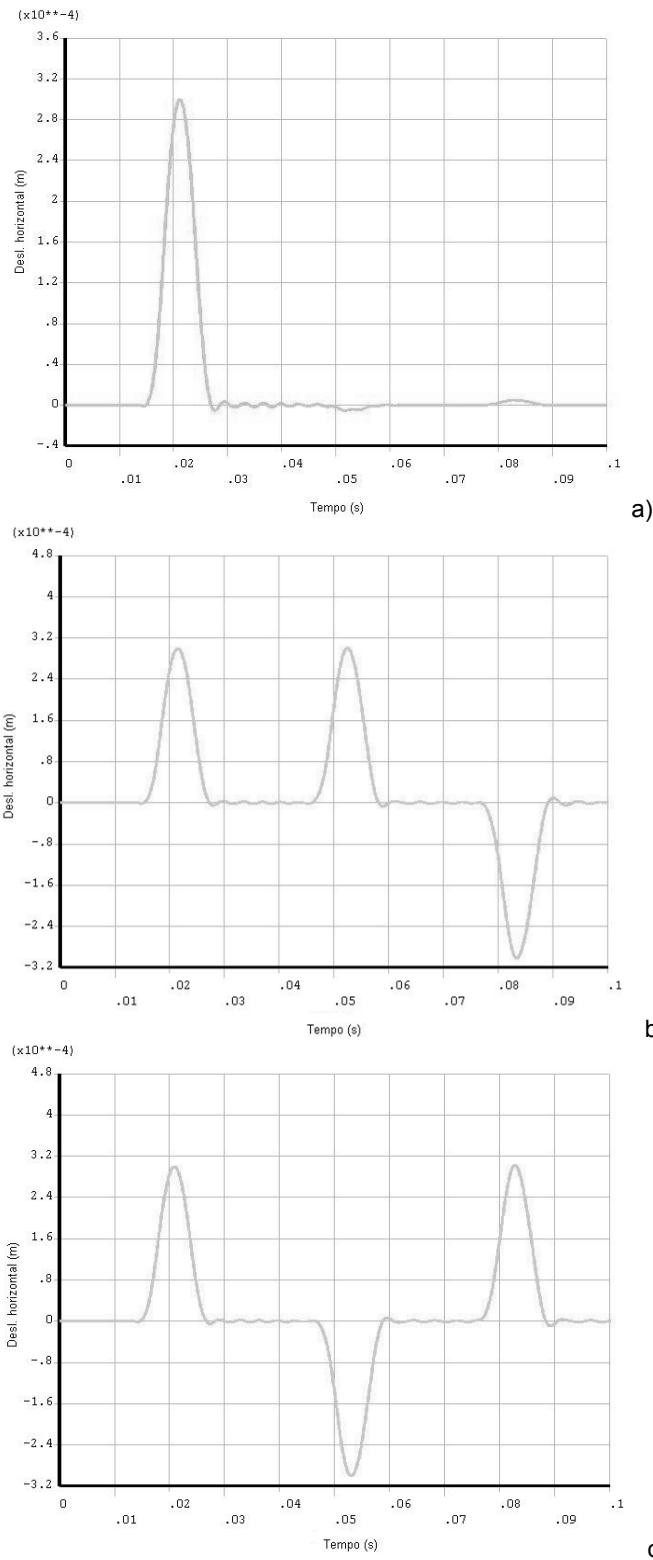


Fig.4.9 – Ponto intermédio: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida

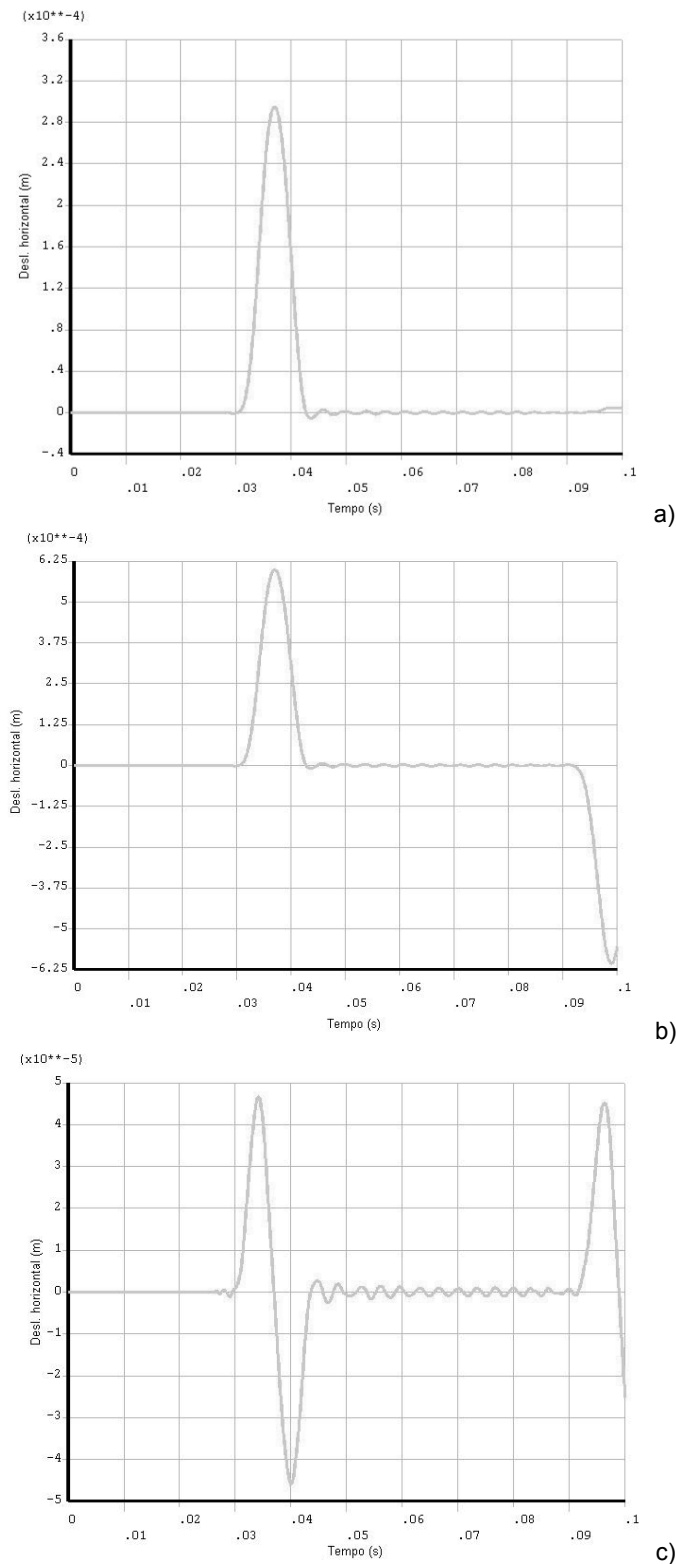


Fig.4.10 – Imediações da Fronteira: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida

Pela análise dos resultados verifica-se que os elementos amortecedor funcionam como esperado (Figuras 4.9 a) e 4.10 a)) não se verificando qualquer reflexão significativa do deslocamento imposto, o que não acontece no caso da Figura 4.9 c) em que claramente se verifica que a onda ao chegar à

fronteira é reflectida com a mesma amplitude e polaridade oposta. A Figura 4.9 b) mostra que no caso de se ter uma fronteira livre a onda é reflectida com a mesma amplitude e polaridade, invertendo-a somente quando chega à extremidade esquerda. Este fenómeno pode ser observado na Figura 4.10 b) que mostra que quando a onda chega à fronteira, esta duplica a sua amplitude pelo facto da onda que chega ter a mesma polaridade que a que vai ser reflectida, verificando-se o oposto na Figura 4.10 c) em que se vê a formação de uma onda de polaridade oposta à que chega, apesar de duplicar a amplitude também.

Validação bidimensional

Uma forma de verificar o funcionamento dos elementos que simulam a radiação *ponderada* nas fronteiras do modelo em análise, é a aplicação de uma carga súbita num “bloco” de solo (Figura 4.11) fixo na base e observado o registo da evolução das tensões até à chegada destas à fronteira.

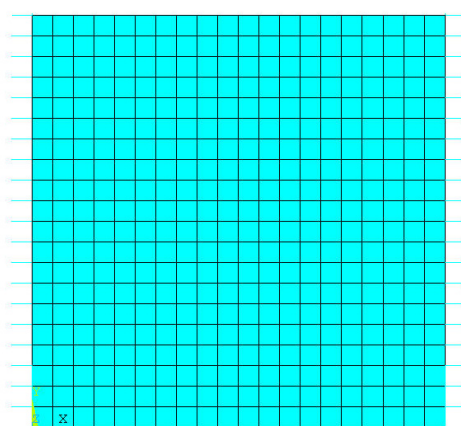


Fig.4.11 – Modelo para validação bidimensional

Neste caso, por se tratar de elementos de oito nós, o amortecimento a nível de cada nó é diferente do caso anterior. Considerando que cada face de um elemento de 8 nós representa um elemento unidimensional de 3 nós, através das funções de forma destes obteve-se o amortecimento equivalente em cada nó – Figura 4.12.

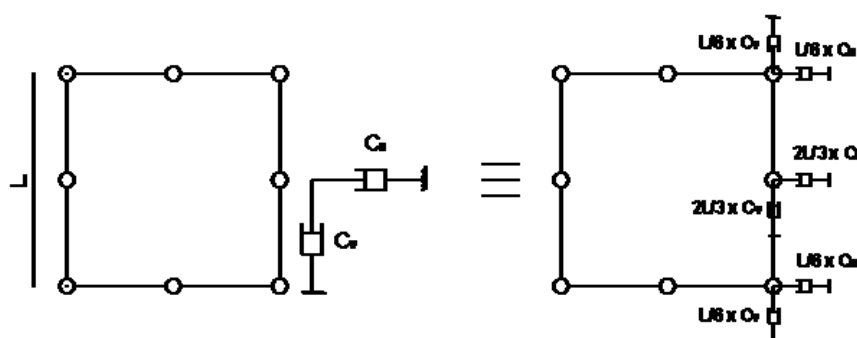


Fig.4.12 – Amortecimento nodal elemento de 8 nós (caso bidimensional)

A evolução das tensões é representada na figura seguinte:

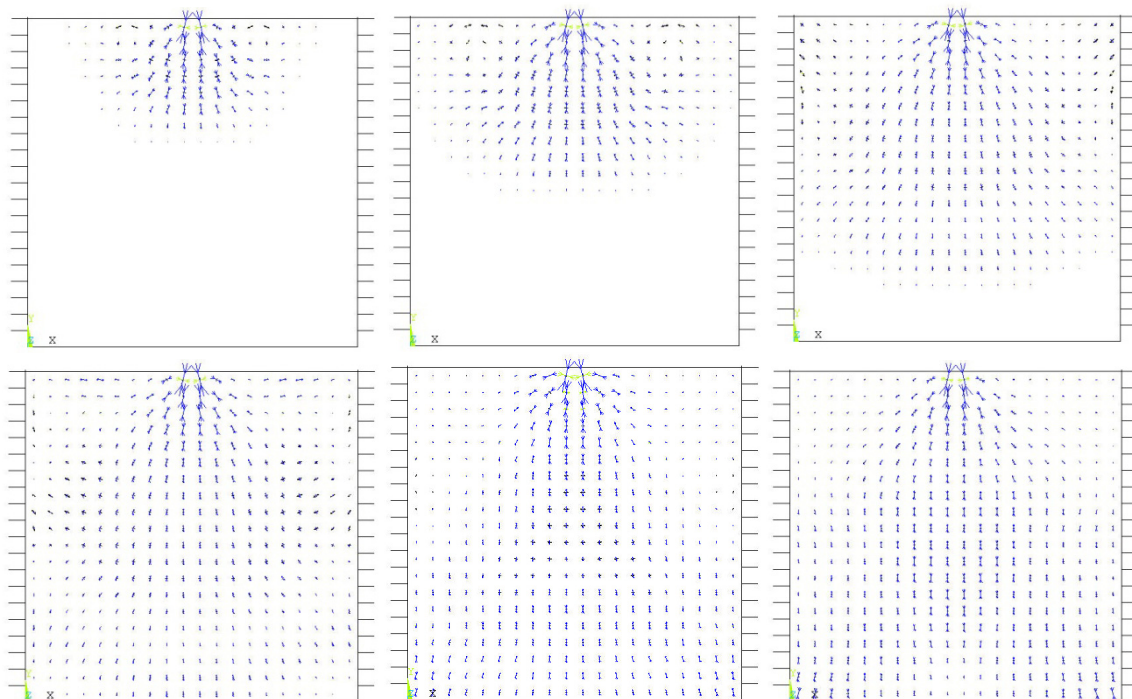


Fig.4.13 – Evolução temporal das tensões

Como evidencia a Figura 4.13, existe um acumular de tensões na base do modelo devido a, nessa fronteira, se ter simulado “Bed-Rock”, ou seja, há reflexão. O mesmo não se verifica nas zonas laterais onde se simulou continuidade recorrendo à matriz de radiação *ponderada*.

Validação tridimensional

Para esta validação recorreu-se a um modelo semelhante ao utilizado na validação unidimensional, à excepção de possuir apenas 10 m de desenvolvimento e 2 m de espessura (Figura 4.14). Utilizaram-se elementos de volume com 20 nós com dimensões de $1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$. A excitação usada foi a mesma que no caso unidimensional.

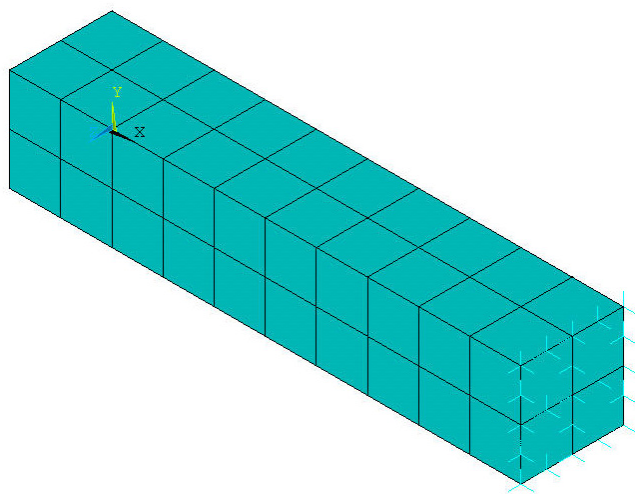


Fig.4.14 – Modelo para validação tridimensional

A passagem da resultante de amortecimento ao nível de cada nó da face dos elementos encontra-se na Figura 4.15.

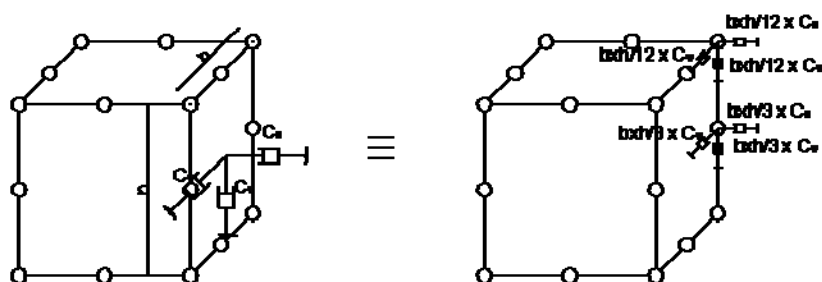


Fig.4.15 – Amortecimento nodal elemento de 20 nós (caso tridimensional)

Como é possível ver na Figura 4.16, onde está representado o deslocamento no nó intermédio, a ausência de reflexão comprova a correcta utilização do elemento amortecedor no caso tridimensional.

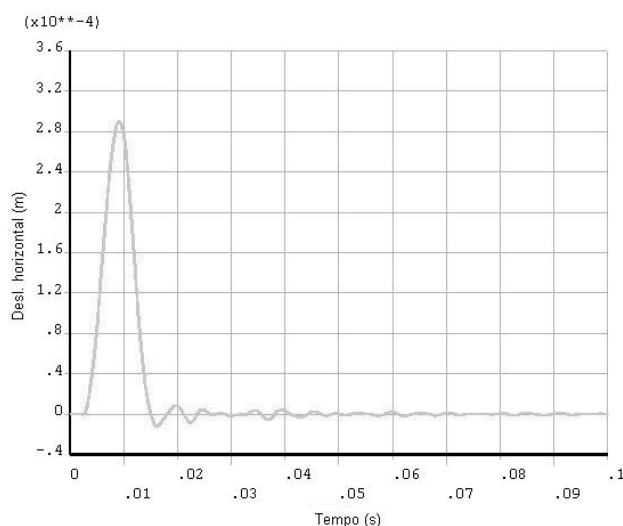


Fig.4.16 – Deslocamento do ponto intermédio

Para os três tipos de solo que foram alvo de estudo, as velocidades das ondas P e S encontram-se no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Velocidades das ondas S e P dos solos em estudo

	C_p (m/s)	C_s (m/s)
Solo 1	286.90	144.52
Solo 2	351.38	177.00
Solo 3	405.74	204.38

4.3.2.2. Dimensão e tipo de elemento a adoptar para o solo

No caso em estudo, o solo surge como um elemento determinante no modelo. Este apresenta-se como o meio de propagação que recebe a excitação da fonte (passagem do comboio) e a transporta até ao receptor (fundação dos edifícios), sendo importante a sua correcta discretização para que o fenómeno das vibrações induzidas se apresente o mais próximo da realidade possível.

A escolha da dimensão do elemento é muito importante devido a que, por um lado, quanto maior for, maior será o ganho no tempo de cálculo computacional e por outro lado, quanto menor for essa dimensão maior será a precisão dos resultados. Interessa assim chegar a uma dimensão de elemento o maior possível sem no entanto haver prejuízo na precisão. De acordo com Hall (2000), esta precisão é governada pela correcta transmissão pelo elemento do movimento provocado pela frequência mais alta que interessa para o estudo. Assim, os elementos finitos devem ser tão pequenos como os movimentos de pequeno comprimento de onda associados às altas frequências, para que a malha os consiga reproduzir. O comprimento de onda mais pequeno presente num sistema, pode ser representado da seguinte forma:

$$\lambda = c_s / f_{\max} \quad (4.7)$$

onde c_s representa a velocidade das ondas S e $f_{\max}$ a maior frequência relevante no estudo. As ondas P não necessitam de ser consideradas devido ao facto de possuírem maior velocidade e consequente comprimento de onda que as ondas S. Hall (2000) refere ainda que quando um comprimento de onda é representado por 8 elementos a precisão atinge os 90%. Um modelo com menos elementos por comprimento de onda não irá, como a Figura 4.17 mostra, “apanhar” o movimento de onda gerado, originando uma perda de precisão.

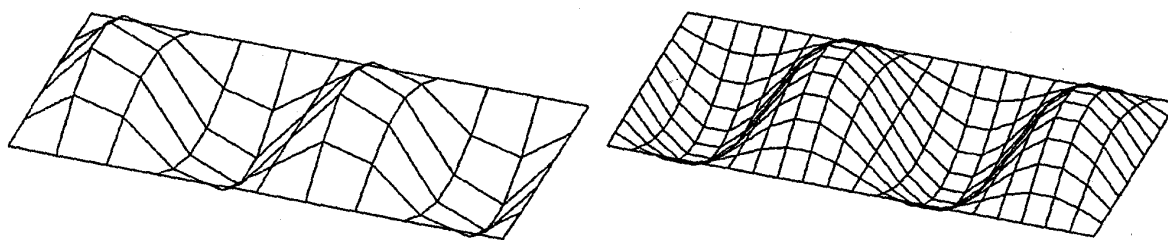


Fig.4.17 – Comparação entre modelos com elementos de diferentes dimensões quando atravessados por uma onda. Na primeira imagem o modelo tem 5 elementos por comprimento de onda enquanto que na segunda são 10 [7]

O critério mencionado anteriormente refere-se a elementos tridimensionais de 8 nós. O estudo que se segue tem como objectivo validar a uso de elementos de 20 nós com vista à redução do número de elementos e consequente ganho no tempo de cálculo. A redução do número de nós está exemplificada nas Figuras 4.18 e 4.19, para o caso bidimensional e tridimensional, respectivamente. Basicamente assume-se que 4 elementos de 4 nós equivalem a 1 elemento de 8 nós no caso bidimensional e que 4 elementos de 8 nós equivalem a 1 elemento de 20 nós no caso tridimensional.

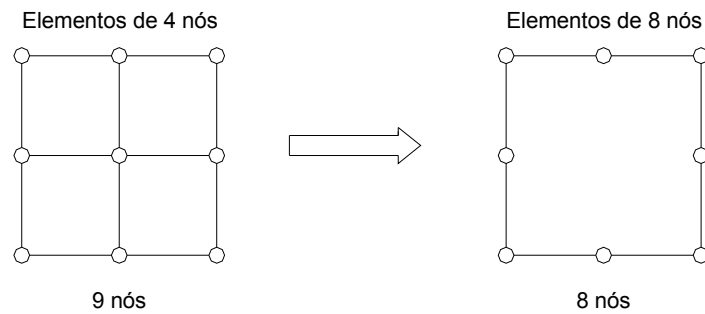


Fig.4.18 – Relação entre elementos de 4 e 8 nós (caso bidimensional)

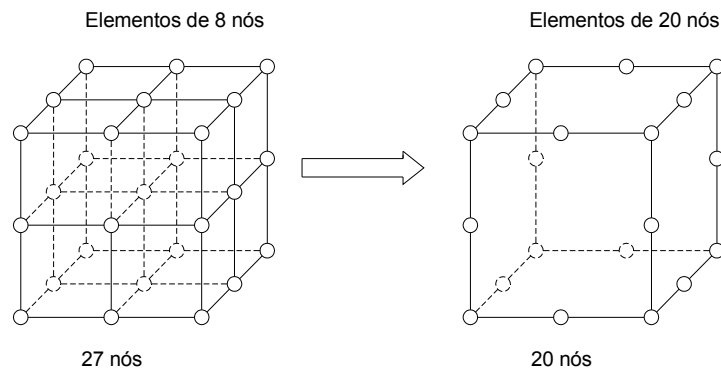


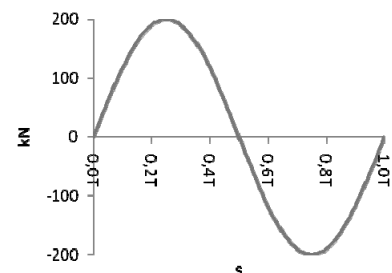
Fig.4.19 – Relação entre elementos de 8 e 20 nós (caso tridimensional)

Como se pode constatar existe um ganho significativo de nós, o que num número elevado de elementos, como é o caso em estudo, significa um tempo de cálculo muito mais reduzido.

Para validar esta assumpção construiu-se em primeiro lugar um modelo bidimensional, Figura 4.20, sujeito a cargas com frequência de excitação conhecida. Assim, os pressupostos desta análise são:

- Uma análise bidimensional (estado plano de tensão);
- 2 tipos de elementos, 4 e 8 nós, tendo em conta que um elemento de 8 nós representa 4 elementos de 4 nós (Figura 4.18);
- Malha com 4 graus de refinamento, reflectido na dimensão do elemento, com dimensões de 0.25, 0.5, 0.75 e 1.0 metros, no caso dos elementos de 4 nós e 0.5, 0.75, 1.0 e 1.5 metros para os elementos de 8 nós;
- Coeficiente de amortecimento nulo e 3%;
- Excitação harmónica do tipo $p(t) = p_0 \sin \omega t$, em que a intensidade se mantém constante fazendo variar a frequência entre os 1 e os 80 Hz:

Excitação	p_0 kN	f Hz	T s	ω rad/s
1	200	1	1,000	6,28
2		5	0,200	31,41
3		10	0,100	62,83
4		20	0,050	125,66
5		50	0,020	314,15
6		80	0,013	502,65



- Força impulsiva com a intensidade da excitação anterior.

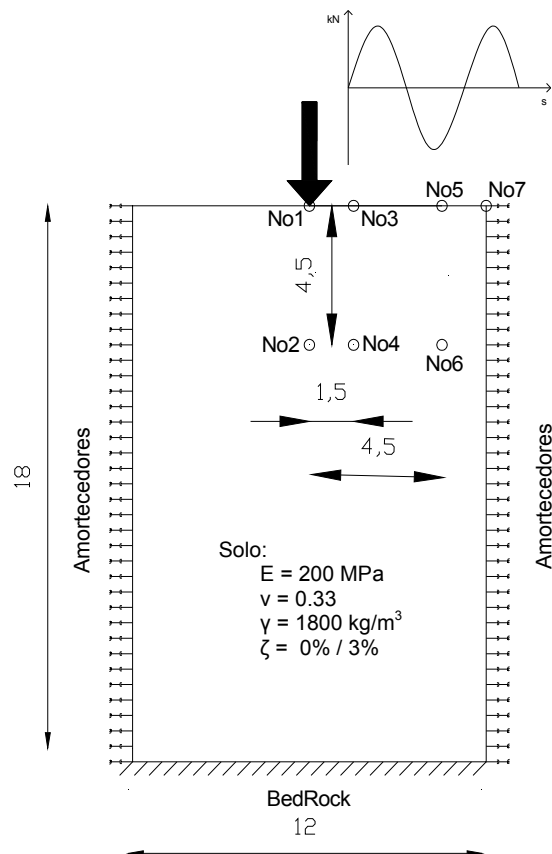


Fig.4.20 – Modelo bidimensional para o estudo da influência do tipo de elemento

Para todas as análises foram comparadas as respostas dentro do mesmo tipo de elemento e entre tipos de elementos com vista a validar a relação em questão para os pontos assinalados na Figura 4.20. Com o objectivo de evitar uma exposição morosa e repetitiva dos resultados, apresenta-se somente a evolução temporal do deslocamento vertical, U_z , relativamente ao nó 4, coeficiente de amortecimento nulo, para as excitações 3 e 7.

Excitação 3

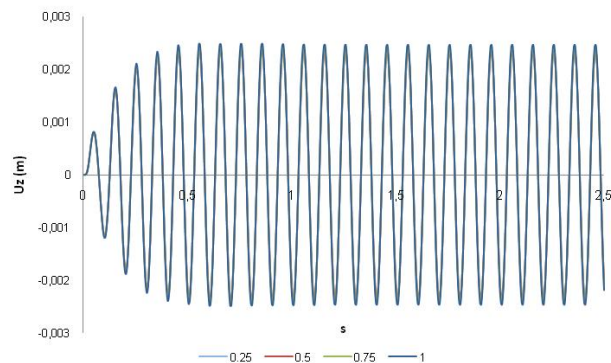


Fig.4.21 – Influência do refinamento (Elementos de 4 nós)

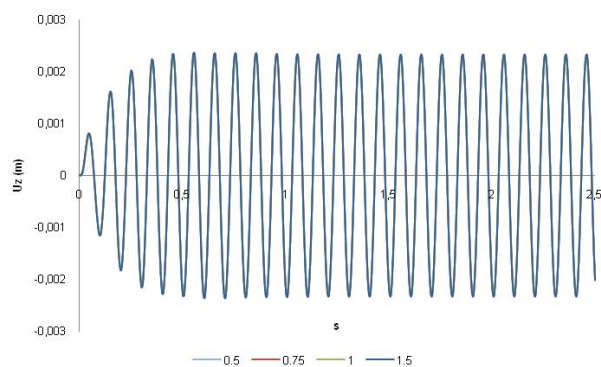


Fig.4.22 – Influência do refinamento (Elementos de 8 nós)

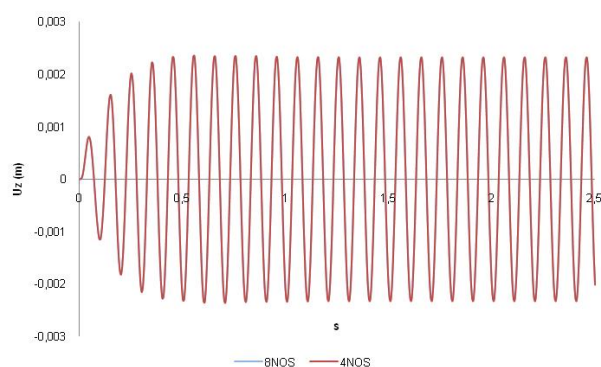


Fig.4.23 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos de 8 nós de dimensão 0.5 m

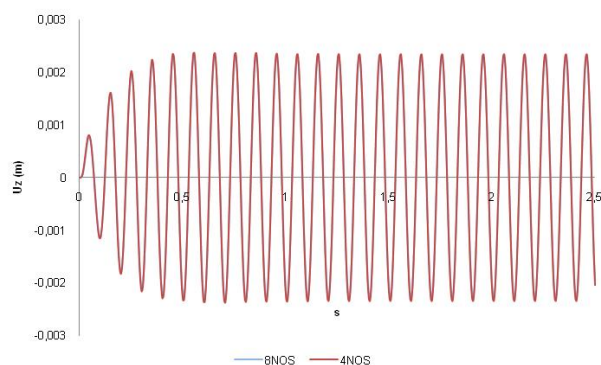


Fig.4.24 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos 8 de nós de dimensão 1.0 m

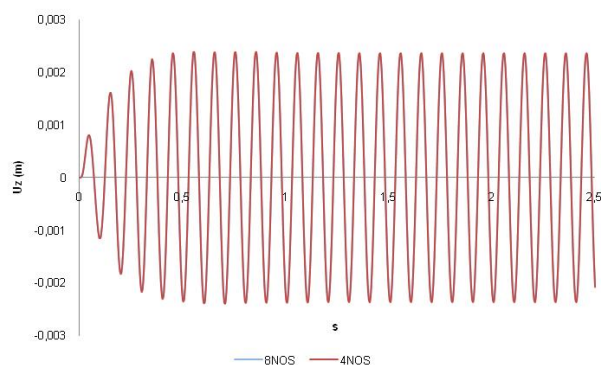


Fig.4.25 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos de 8 nós de dimensão 1.5 m

Excitação 7

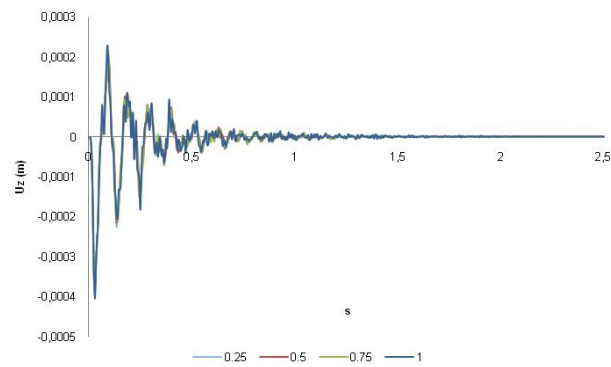


Fig.4.26 – Influência do refinamento (Elementos de 4 nós)

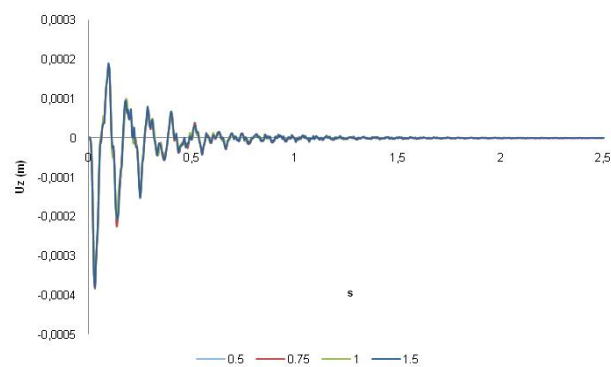


Fig.4.27 – Influência do refinamento (Elementos de 8 nós)

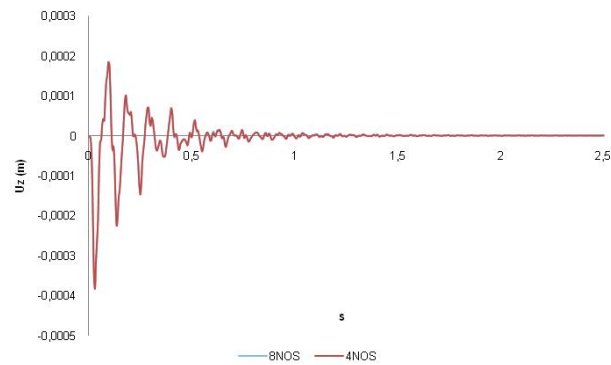


Fig.4.28 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos de 8 nós de dimensão 0.5 m

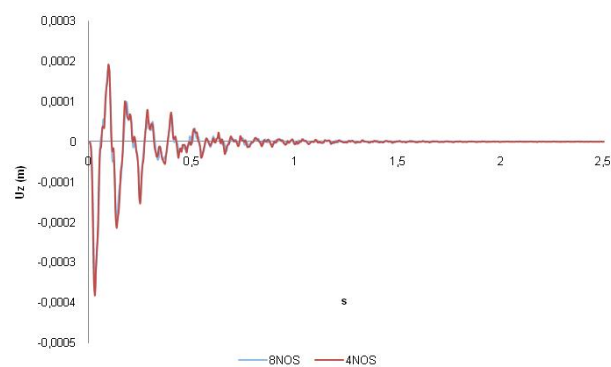


Fig.4.29 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos de 8 nós de dimensão 1.0 m

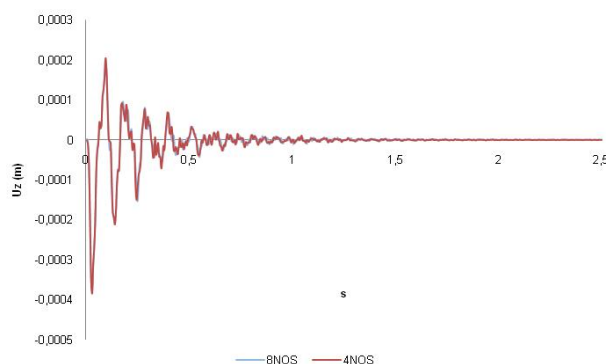


Fig.4.30 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos de 8 nós de dimensão 1.5 m

Como se pode observar ao analisar as figuras, a diferença verificada entre os diferentes tipos de elementos é quase inexistente validando assim a ideia em análise. Na Quadro 4.6 estão presentes as diferenças verificadas, para o nó 4, para todas as análises e coeficientes de amortecimento considerados. Os restantes nós são alvo de análise semelhante em anexo (Anexo A2).

Quadro 4.6 – Diferenças verificadas no nó 4 (caso bidimensional)

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25/0.5		0.5/1		0.75/1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	3,45E-07	0,04	5,57E-05	7,65	5,91E-06	0,70
	Desvio Médio	7,39E-08	0,01	2,24E-05	3,04	2,18E-06	0,28
	Média	5,53E-08	0,01	1,70E-05	2,31	1,66E-06	0,21
2	Máximo	1,23E-06	0,16	5,13E-05	7,36	6,74E-06	0,93
	Desvio Médio	5,61E-08	0,01	6,63E-06	0,95	3,26E-07	0,04
	Média	3,04E-08	0,00	3,59E-06	0,51	1,76E-07	0,02
3	Máximo	1,05E-05	0,52	9,69E-05	4,87	7,29E-05	3,61
	Desvio Médio	2,88E-06	0,13	3,10E-05	1,46	2,14E-05	0,99
	Média	2,17E-06	0,10	2,39E-05	1,12	1,63E-05	0,75
4	Máximo	1,28E-06	0,21	8,32E-05	16,08	2,80E-06	0,47
	Desvio Médio	1,39E-08	0,00	8,20E-07	0,15	1,96E-08	0,00
	Média	7,00E-09	0,00	4,13E-07	0,07	9,86E-09	0,00
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	3,50E-04	35,11
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,57E-04	5,30
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,30E-04	2,70
6	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	4,05E-04	1581,12
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,62E-06	6,31
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	8,10E-07	3,16
7	Máximo	5,91E-06	2,82	5,06E-05	29,39	1,42E-05	7,44
	Desvio Médio	4,25E-08	0,02	7,11E-07	0,32	1,57E-07	0,07
	Média	2,16E-08	0,01	3,62E-07	0,17	8,00E-08	0,03

Quadro 4.6 – Diferenças verificadas no nó 4 (continuação)

Excitação		4/8NOS					
		0.25/0.5		0.5/1		0.75/1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,99E-07	0,03	5,34E-05	7,58	5,11E-06	0,66
	Desvio Médio	6,30E-08	0,01	2,20E-05	3,06	2,13E-06	0,28
	Média	4,81E-08	0,01	1,68E-05	2,33	1,62E-06	0,21
2	Máximo	9,00E-08	0,02	3,78E-05	8,09	3,46E-06	0,73
	Desvio Médio	2,35E-08	0,00	1,37E-05	3,06	1,02E-06	0,21
	Média	1,67E-08	0,00	9,78E-06	2,18	7,25E-07	0,15
3	Máximo	4,73E-08	0,02	2,66E-05	8,93	2,77E-06	0,90
	Desvio Médio	7,71E-10	0,00	6,29E-07	0,20	5,53E-08	0,02
	Média	3,91E-10	0,00	3,19E-07	0,10	2,80E-08	0,01
4	Máximo	4,08E-08	0,02	1,53E-05	10,18	1,76E-06	1,08
	Desvio Médio	3,51E-10	0,00	1,60E-07	0,10	1,46E-08	0,01
	Média	1,77E-10	0,00	8,03E-08	0,05	7,35E-09	0,00
5	Máximo	1,65E-08	0,04	4,31E-06	10,66	3,31E-07	0,74
	Desvio Médio	8,83E-11	0,00	3,02E-08	0,08	1,91E-09	0,00
	Média	4,43E-11	0,00	1,51E-08	0,04	9,61E-10	0,00
6	Máximo	4,39E-09	0,04	1,18E-06	13,20	1,47E-07	1,36
	Desvio Médio	3,86E-11	0,00	1,66E-08	0,17	1,30E-09	0,01
	Média	1,95E-11	0,00	8,41E-09	0,09	6,56E-10	0,01
7	Máximo	3,20E-08	0,10	1,07E-05	19,52	1,28E-06	4,41
	Desvio Médio	2,23E-09	0,01	3,98E-07	0,76	3,97E-08	0,11
	Média	1,45E-09	0,02	2,44E-07	2,14	2,47E-08	0,32

Constata-se que a análise sem amortecimento produz maiores diferenças do que a que o contempla, onde as diferenças se podem afirmar nulas. Naturalmente, as diferenças aumentam com o aumento da frequência de excitação e da dimensão do elemento. De salientar que para o cálculo das diferenças apenas se contabilizaram os valores acima de 80% do valor absoluto máximo das respostas comparadas.

Um aspecto importante que se avaliou foi a concordância da frequência de excitação com a frequência da resposta. Para isso realizaram-se FFT's (Fast Fourier Transform) sobre as respostas para quantificar em que frequência a estrutura respondia. A Figura 4.31 mostra, a título de exemplo, a resposta do nó 4 à excitação 6 (80 Hz) para todas as dimensões e elementos e para um ξ de 3%. Verifica que a resposta das diversas estruturas se situa um pouco acima dos esperados 80 Hz. Isto deve-se ao facto da estrutura possuir um modo de vibração próprio em torno dos 80.1 Hz, como a Figura 4.32 confirma.

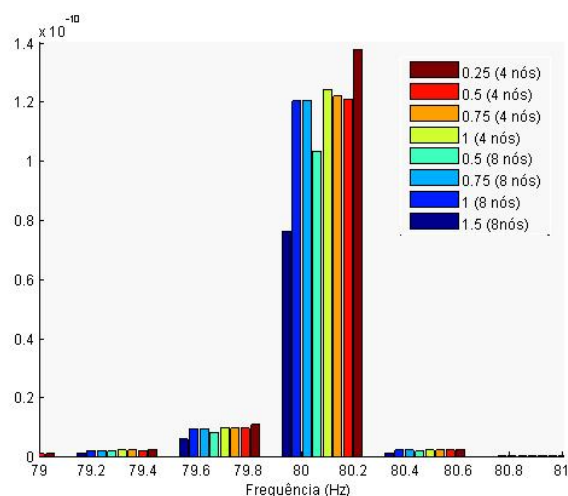


Fig.4.31 – Resposta no domínio da frequência dos nós controlados (amortecimento nulo)

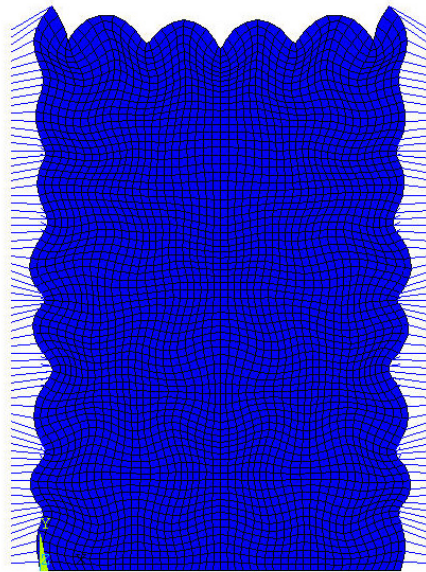


Fig.4.32 – Modo de vibração com frequência própria 80.08 Hz
(malha com elementos de 4 nós e dimensão 0.25)

O mesmo raciocínio foi efectuado para o caso tridimensional. Aplicaram-se as mesmas acções, sob a forma de uma carga distribuída ao longo da espessura do modelo (Figura 4.33 a)) tendo-se registado as respostas nos pontos já referenciados. Recorreu-se a elementos de 8 nós e 20 nós, análogos aos de 4 e 8 nós no caso bidimensional.

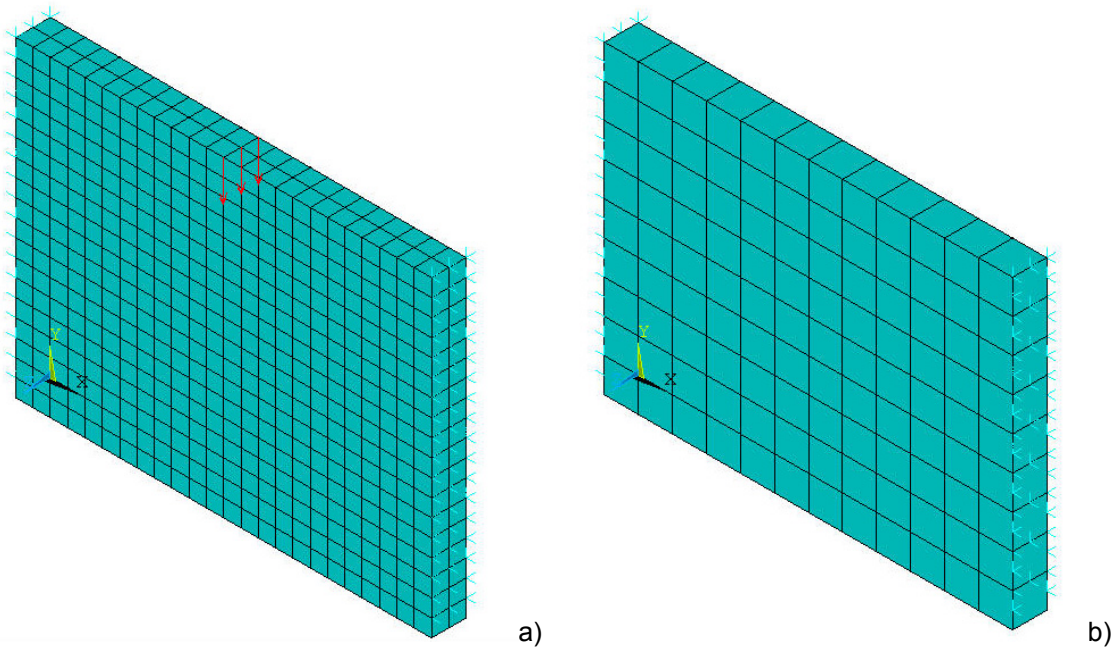


Fig.4.33 – a) Malha tridimensional com elementos de 8 nós com 0.5 m de dimensão; b) Malha equivalente com elementos de 20 nós com 1.0 m de dimensão

À semelhança do caso bidimensional apresentam-se em seguida as evoluções temporais da resposta no nó 4 face, desta vez, somente à excitação 2 para um coeficiente de amortecimento de 3%.

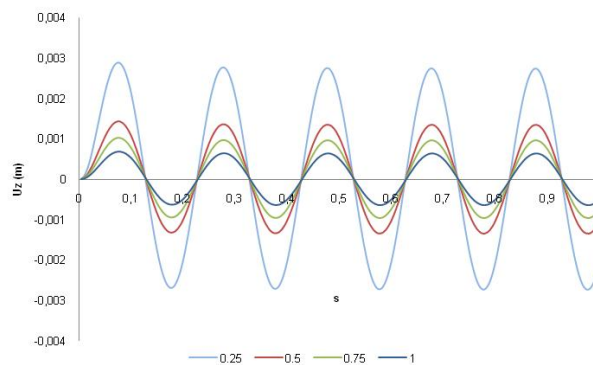


Fig.4.34 – Influência do refinamento (Elementos de 4 nós)

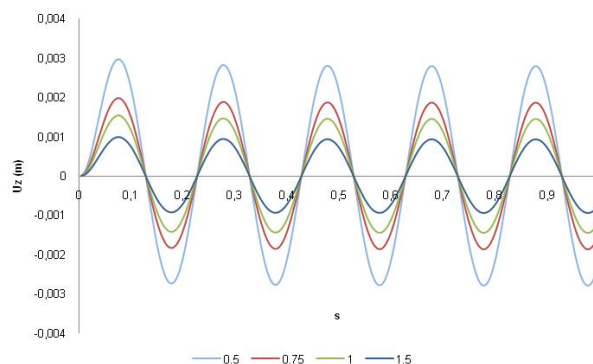


Fig.4.35 – Influência do refinamento (Elementos de 8 nós)

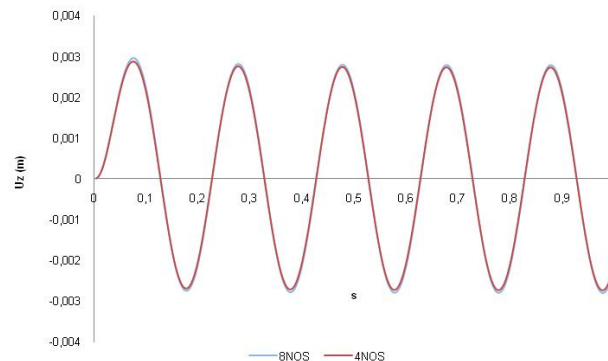


Fig.4.36 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.25 m e elementos de 8 nós de dimensão 0.5 m

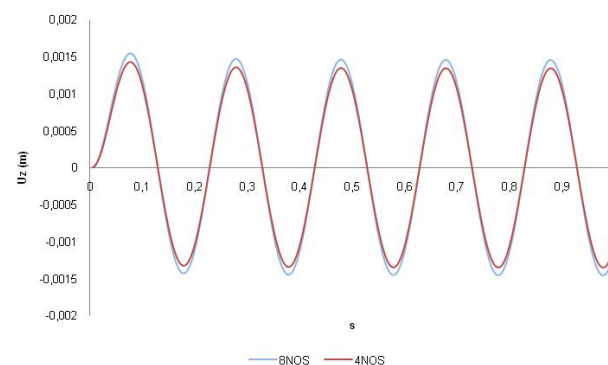


Fig.4.37 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.5 m e elementos de 8 nós de dimensão 1.0 m

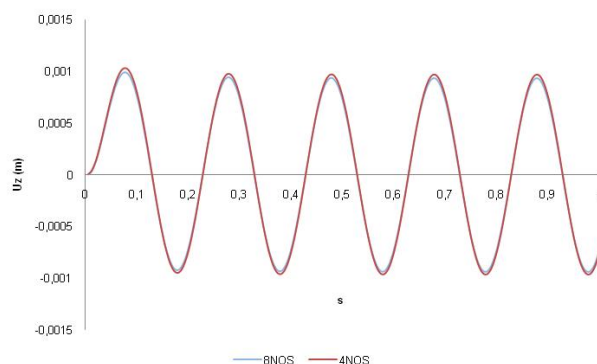


Fig.4.38 – Comparação entre elementos de 4 nós de dimensão 0.75 m e elementos de 8 nós de dimensão 1.5 m

Como se verificou, a passagem ao domínio tridimensional revelou que o aumento da dimensão do elemento leva a que haja perda significativa na precisão dos resultados, nomeadamente na amplitude da resposta. Já na confrontação entre elementos de 8 e 20 nós, tendo por base a assumpção presente na Figura 4.19, verifica-se uma grande proximidade entre resultados. No Quadro 4.7 estão presentes as diferenças verificadas, para o nó 4, para todas as análises e coeficientes de amortecimento considerados. Os restantes nós serão alvo de análise semelhante em anexo (Anexo A3).

Quadro 4.7 – Diferenças verificadas no nó 4 (caso tridimensional)

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2.97E-04	8.19	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	8.46E-05	2.26	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	5.97E-05	1.59	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
2	Máximo	2.70E-04	6.47	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	1.29E-05	0.30	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	6.79E-06	0.16	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
3	Máximo	1.27E-03	14.09	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	5.19E-05	0.51	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	2.71E-05	0.27	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
4	Máximo	9.17E-04	34.96	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	2.06E-05	0.65	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	1.06E-05	0.34	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
5	Máximo	7.74E-04	65.10	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	3.05E-05	2.12	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	1.58E-05	1.09	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
6	Máximo	3.23E-04	51.12	0.00E+00	0.00	1.19E-03	68941.78
	Desvio Médio	3.11E-06	0.48	0.00E+00	0.00	4.85E-04	2014.69
	Média	1.56E-06	0.24	0.00E+00	0.00	3.80E-04	1500.54
7	Máximo	4.78E-04	28.60	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	6.11E-06	0.31	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	3.11E-06	0.16	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00

Quadro 4.7 – Diferenças verificadas no nó 4 (continuação)

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,16E-04	5,79	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,04E-05	1,34	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	3,02E-05	0,80	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	8,98E-05	3,12	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,21E-05	0,43	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	6,82E-06	0,24	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	5,44E-05	2,59	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,60E-07	0,03	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	2,82E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	2,46E-05	2,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,65E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	8,26E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	3,74E-06	1,05	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,49E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	7,49E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	5,27E-07	0,57	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,10E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,05E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	1,70E-05	1,99	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,12E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	5,60E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

À semelhança do caso bidimensional, verifica-se uma maior disparidade de resultados na ausência de amortecimento, verificando-se também que com o aumento da frequência de excitação e dimensão do elemento essa disparidade ainda se acentua mais. Com a presença de amortecimento, as respostas entre elementos diferentes coincidem quase completamente, validando o estudo efectuado.

Como já foi mencionado no Capítulo 2, as normas subdividem por categorias de gamas de frequência, a acção que as vibrações podem provocar. Pela natureza da acção em estudo, cargas móveis, que apresentam uma gama de frequências de excitação baixa, cingiu-se o estudo aos efeitos que as vibrações induzidas em edifícios têm a nível do conforto e percepção humana (1-80 Hz). O Quadro seguinte mostra a dimensão mínima dos elementos face aos solos em estudo para vários tipos de frequência máxima. De notar que o elemento em questão, e face ao estudo anterior, é de 20 nós, sendo assim necessários 4 elementos de 20 nós para representar com 90% de precisão um comprimento de onda associado a uma dada frequência, em vez dos oito elementos de 8 nós como já mencionado (Figura 4.18).

Quadro 4.8 – Dimensão mínima do elemento face à máxima frequência em análise

ρ kg/m ³	ν	E Mpa	G Mpa	c_s m/s	f Hz	λ m	Dim. elem. m
1800	0.33	100.00	37.59	144.52	40	3.61	0.90
		150.00	56.39	177.00		4.42	1.11
		200.00	75.19	204.38		5.11	1.28
1800	0.33	100.00	37.59	144.52	60	2.41	0.60
		150.00	56.39	177.00		2.95	0.74
		200.00	75.19	204.38		3.41	0.85
1800	0.33	100.00	37.59	144.52	80	1.81	0.45
		150.00	56.39	177.00		2.21	0.55
		200.00	75.19	204.38		2.55	0.64

4.3.2.3. Dimensão do modelo

De acordo com os vários estudos efectuados em torno das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário de alta velocidade, nomeadamente na medição in situ dos valores das vibrações, verifica-se que até 30 m de distância da fonte de vibração, os efeitos ainda se podem fazer sentir, principalmente na presença de equipamentos sensíveis. Quanto ao desenvolvimento do modelo, convencionou-se o dobro da largura, ou seja, cerca de 60 m. A profundidade deverá corresponder à profundidade média do firme, que para o caso em estudo se convencionou ser 20 m.

Assim, um modelo com dimensões 60 x 30 x 20 m³ (Comprimento x Largura x Profundidade), com elementos de dimensão suficiente para poder analisar frequências de 80 Hz (Quadro 4.8), e 3 graus de refinamento em profundidade, em que a última teria o dobro da dimensão do elemento que a primeira (Figura 4.39), daria origem a um modelo com cerca de 550000 elementos, sem a contabilização da via.

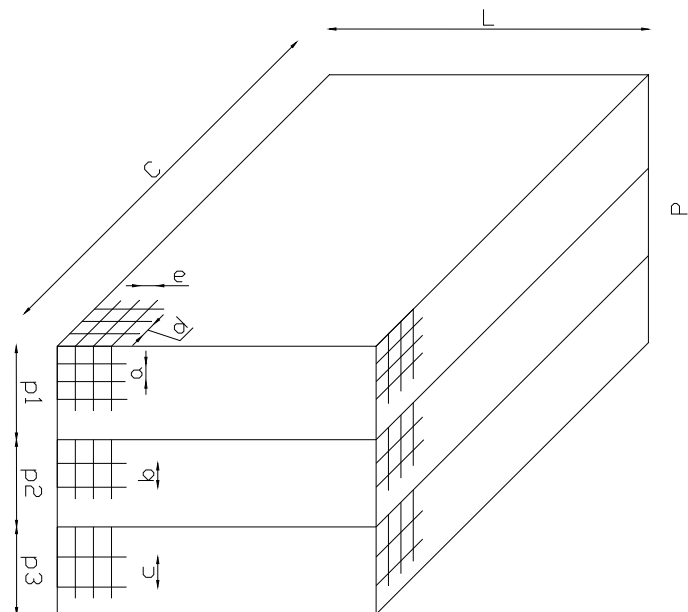


Fig.4.39 – Esquema do modelo

Logicamente tal valor é inoportável num cálculo, onde seriam precisos vários meses para a realização das análises pretendidas. Posto isto, e na sequência do que já foi mencionado anteriormente, optou-se por, a custo de alguma perda na precisão dos resultados, reduzir a dimensão do modelo e a onda associada à frequência máxima que o modelo consegue reproduzir. Fixou-se assim um modelo com dimensões 40 x 30 x 20 m³ (Comprimento x Largura x Profundidade), com elementos de dimensão suficiente para incluir frequências até 40 Hz (Quadro 4.8). Na Quadro 4.9 estão presentes as dimensões do modelo adoptado em relação ao esquema da Figura 4.39.

Quadro 4.9 – Dimensões dos elementos e modelo adoptado

Solo	L m	C m	P m	p1 m	p2 m	p3 m	a m	b m	c m	d m	e m	Número de Elementos
1	30.00	40.20	20.25	6.30	6.75	7.20	0.90	1.35	1.8	0.60	0.60	36180
2	30.00	40.20	19.80	6.60	6.60	6.60	1.10	1.65	2.20	0.60	0.60	28743
3	30.00	40.20	20.20	6.00	7.00	7.20	1.20	1.75	2.40	1.2	1.2	6767

Pela natureza do carregamento em análise, a perda de precisão ao considerar apenas uma gama de frequências até 40 Hz acaba por quase não existir, pois as acções dos comboios associadas ao modelo de cargas móveis dificilmente induzem frequências de 40 Hz. Este valor só será atingido para velocidades muito elevadas.

4.3.2.4. Modelação da via

A via férrea adoptada na modelação foi a via balastrada, cujas características já foram mencionadas. A principal questão levantada nesta modelação foi a discretização das travessas recorrendo a elementos de barra ou de volume, com vista à economia de nós. Os restantes constituintes da via foram modelados recorrendo a elementos de volume de 20 nós (balastro e sub-balastro), elementos mola (palmilhas) e elementos de barra (carril). No caso de se optar por elementos de barra para a modelação das travessas, seria possível obter uma discretização dos elementos de volume ao longo do comprimento do modelo de 1.20 m no máximo, devido ao afastamento entre travessas ser de 0.6 m, como a Figura 4.40 tenta exemplificar.

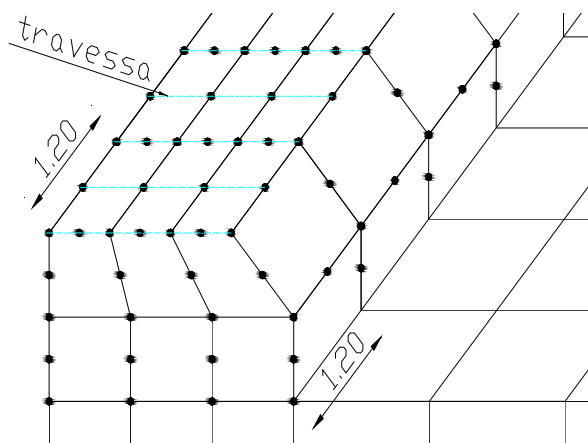


Fig.4.40 – Esquema do modelo com travessas modeladas com elementos de barra

Com recurso a elementos de volume para discretizar as travessas, a máxima dimensão que os elementos pertencentes ao balastro poderão ter ao longo do comprimento é de 0.6m, devido à largura das travessas ser de 0.30 m como a Figura 4.41 mostra.

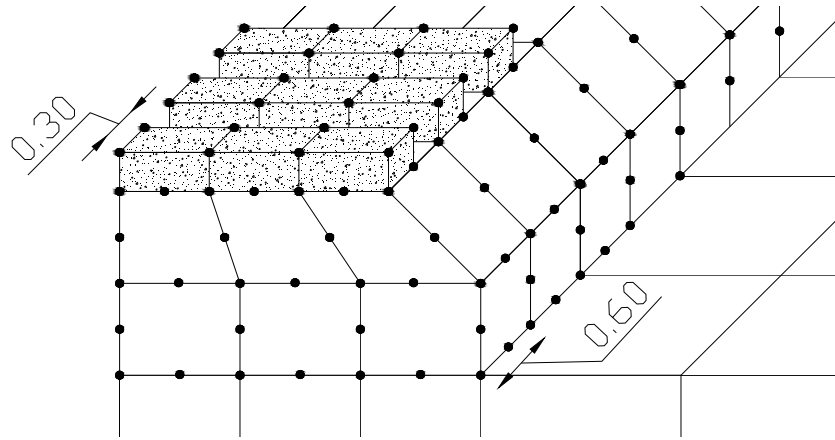


Fig.4.41 – Esquema do modelo com travessas modeladas com elementos de volume

De notar que para evitar que a dimensão máxima fosse de 0.30 m (elementos do balastro) os elementos que constituem as travessas são de oito nós.

Para tentar perceber qual a modelação mais correcta, com vista a implementar no modelo final, foram efectuadas análises estáticas para a passagem do comboio Alfa Pendular sobre seis hipóteses de modelação da via onde se testam conjuntamente com o tipo de modelação das travessas, vários tipos de refinamento dos elementos volúmicos e do carril. A figura seguinte mostra os modelos em análise. O solo em questão é o solo 3.

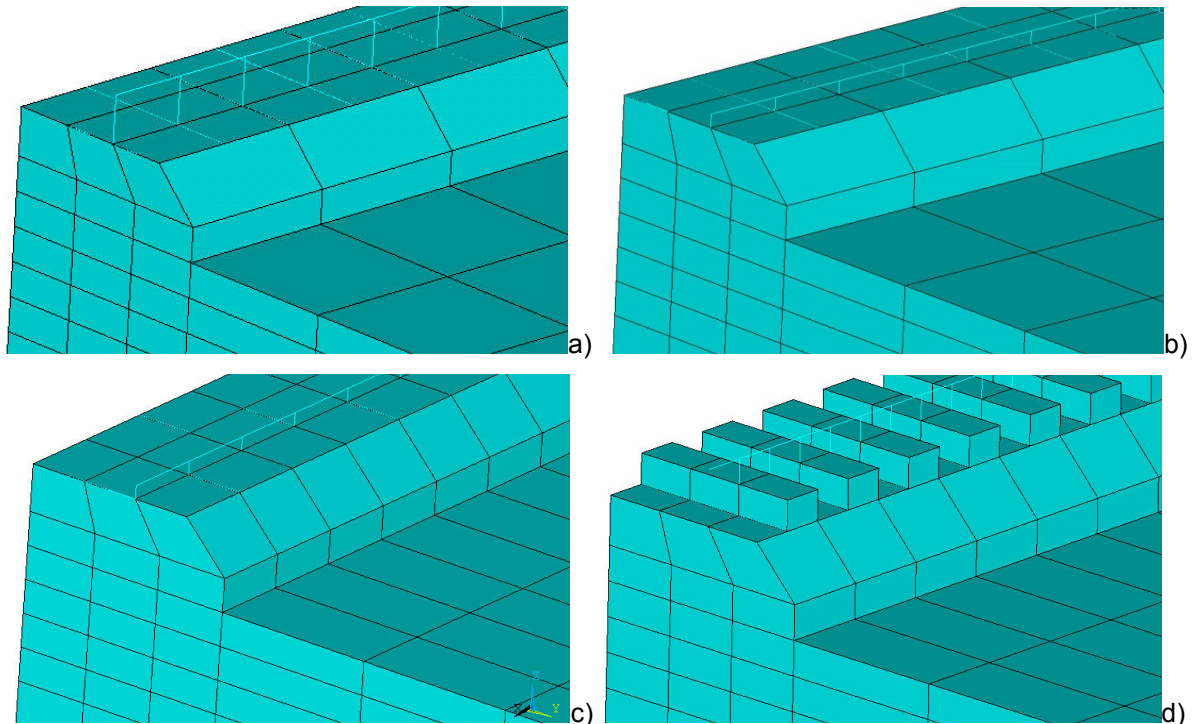


Fig.4.42 – Modelos representando as hipóteses em análise

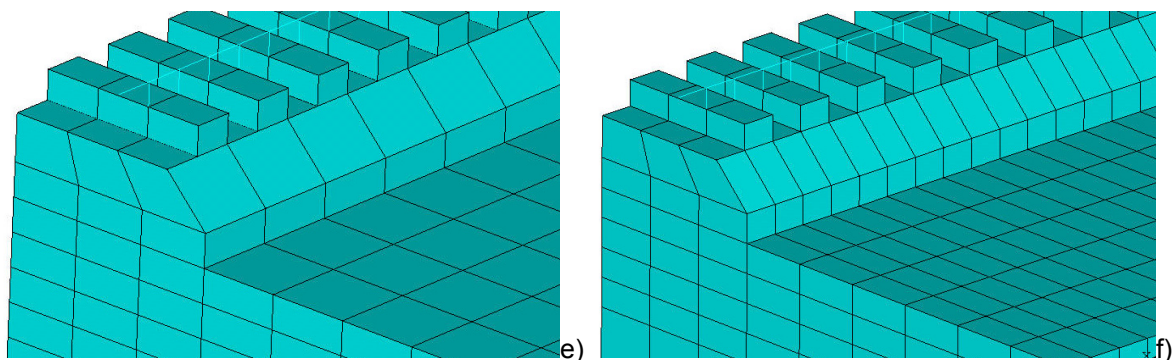


Fig.4.42 – Modelos representando as hipóteses em análise (continuação)

A Figura 4.42 a) representa um modelo com elementos com dimensões 1.2 x 1.2 m, a dimensão correspondente à espessura vai aumentando em profundidade desde os 0.25 m até aos 0.5 m em todos os modelos, carril com barra de 0.6m e travessas definidas com elementos de barra. O modelo representado na Figura 4.42 b) apresenta como única diferença em relação ao anterior o refinamento do carril (barras com 0.3 m). A evolução seguinte, representada na Figura 4.42 c) prende-se com o refinamento da dimensão dos elementos de volume ao longo do comprimento, passando a ter 0.6 m. Na Figura 4.42 d) substituem-se os elementos de barra por elementos de volume para discretizar as travessas. Os dois modelos seguintes refinam os elementos de volume em 0.6 m, perpendicularmente ao desenvolvimento da via (Figura 4.42 e)) e 0.3 m ao longo da da via (Figura 4.42 f)). As características dos modelos encontram-se sintetizadas no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Descrição das hipóteses em estudo

Hipótese	Elemento		Travessas	Carril Refinamento
	Comprimento	Largura		
a	1.2	1.2	barras	0.6
b	1.2	1.2	barras	0.3
c	0.6	1.2	barras	0.3
d	0.6	1.2	Elementos de volume	0.3
e	0.6	0.6	Elementos de volume	0.3
f	0.3	0.6	Elementos de volume	0.3

O primeiro parâmetro cuja influência foi avaliada foi o refinamento do carril, onde se compararam as duas primeiras soluções tendo-se obtido um ligeiro melhoramento na resposta estática (deslocamento vertical) num ponto a meio do carril – Figura 4.43.

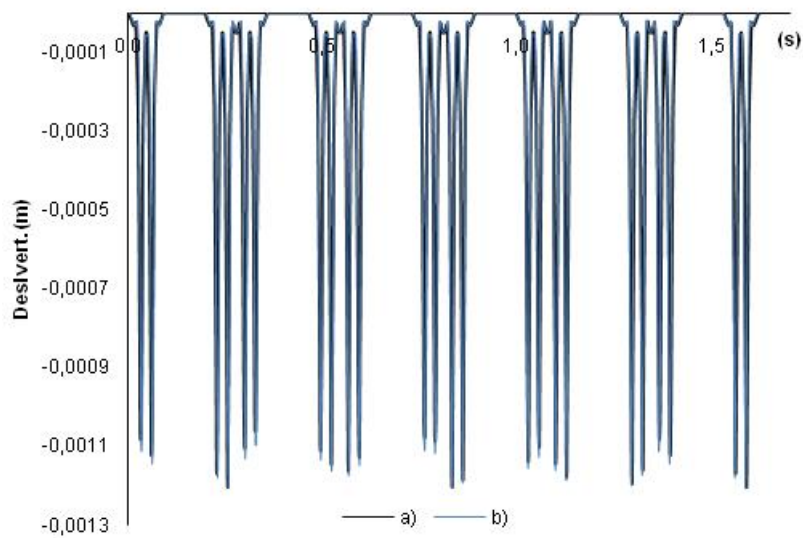


Fig.4.43 – Influência do refinamento do carril

Como se pode verificar, também pela análise da Figura anterior, o modelo de cargas móveis representa correctamente o comboio Alfa Pendular onde se distinguem perfeitamente os 24 eixos que o caracterizam. O segundo parâmetro em análise foi o refinamento da dimensão do elemento volúmico, onde se confrontaram as hipóteses b e c – Figura 4.44.

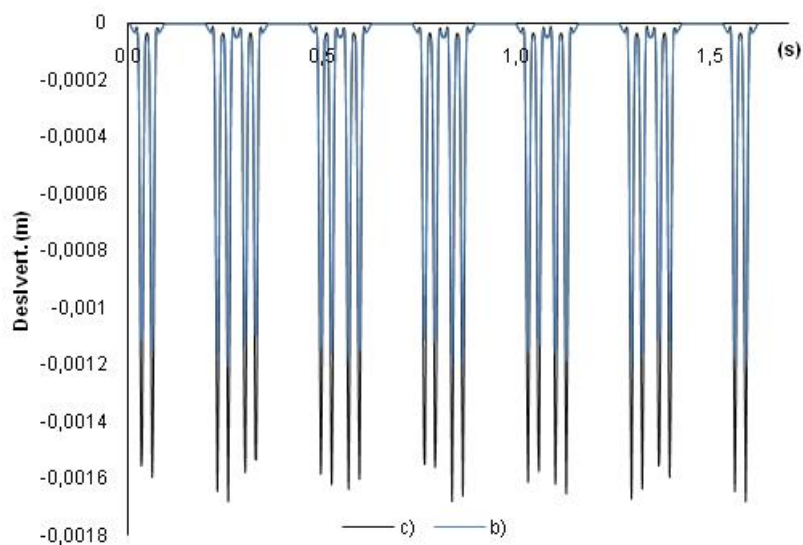


Fig.4.44 – Influência do refinamento do elemento

O caso onde a dimensão do elemento é mais reduzida leva a deslocamentos estáticos superiores, destronando a hipótese 2. No entanto, o deslocamento estático apresenta-se um pouco exagerado, dando a entender que a opção de modelar as travessas recorrendo a barras, leva a que as cargas, ao serem aplicadas, não degradem convenientemente, assemelhando-se a uma carga pontual, onde no limite os deslocamentos seriam infinitos no ponto de aplicação destas.

Assim, recorreu-se à quarta hipótese (hipótese d)) onde se utilizaram elementos de volume para simular as travessas verificando-se de imediato uma diminuição do deslocamento estático – Figura 4.45.

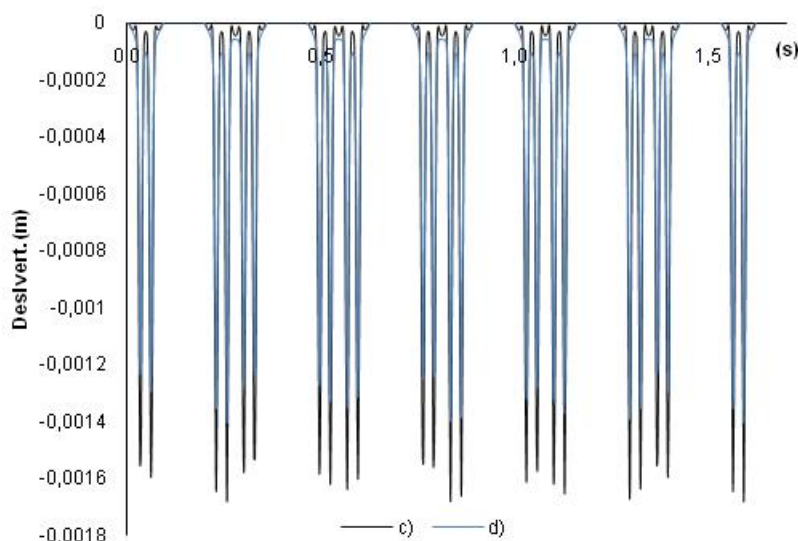


Fig.4.45 – Influência do tipo de modelação das travessas

Também se verifica um aumento de interacção entre cargas o que reforça a modelação das travessas recorrendo a elementos de volume. Foram efectuadas mais duas comparações (hipóteses 5 e 6) onde se avaliou a influência do refinamento a nível de comprimento e largura dos elementos constituintes do solo, em que o ganho na precisão da resposta não foi suficiente para justificar o aumento no número de elementos, e consequentemente o tempo de cálculo.

Em seguida apresentam-se as análises estáticas para os solos em análise, verificando-se, como seria de esperar uma crescente interacção entre cargas e deslocamentos à medida que as características de rigidez do solo vão diminuindo.

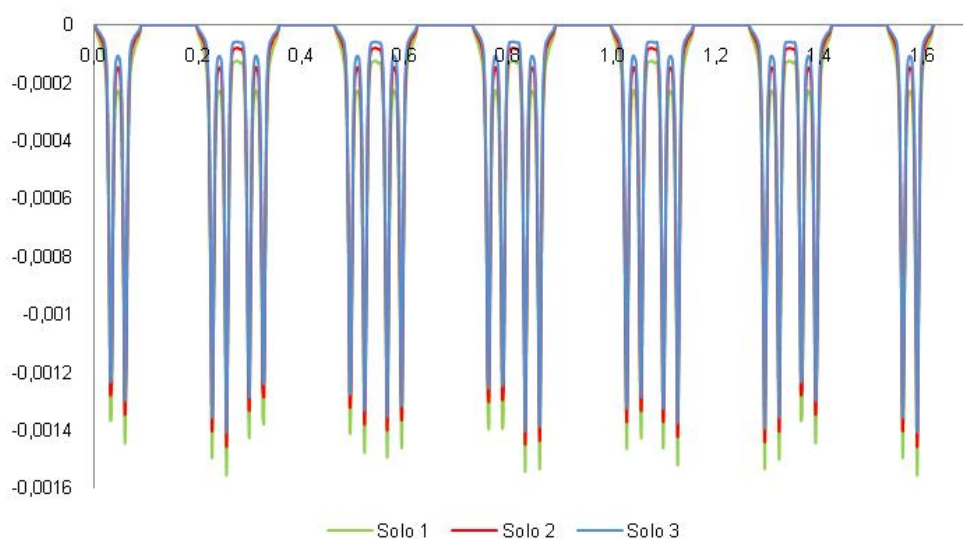


Fig.4.46 – Influência do tipo de solo na resposta estática (Alfa pendular)

4.3.3. MODELO FINAL

Findas as análises que levaram à optimização do modelo, este pode ser gerado. Para tal recorreu-se à programação de uma macro (Anexo A4) que gera o modelo automaticamente pela introdução das suas características geométricas assim como do solo em análise.

A macro mencionada foi uma parte muito importante da modelação. A sua construção acompanhou todo o evoluir das análises efectuadas permitindo um ganho considerável na geração dos modelos analisados. Os parâmetros necessários introduzir prendem-se com as características geométricas do modelo e dimensões dos elementos volúnicos, assim como das características do solo a analisar. A Figura 4.47 mostra a parte inicial da macro onde são introduzidos os parâmetros mencionados.

```

1  !INTRODUZIR:
2
3  !CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
4
5  COMP=          !COMPRIMENTO (MAIOR DIMENSÃO)
6  LARG=          !LARGURA
7  CAM1=          !PROFUNDIDADE REFINAMENTO 1 (MAIS FUNDA)
8  CAM2=          !PROFUNDIDADE REFINAMENTO 2
9  CAM3=          !PROFUNDIDADE REFINAMENTO 3
10
11  !DIMENSÃO ELEMENTO PROFUNDIDADE
12
13  E_SIZE1=       !DIMENSÃO ELEMENTO 1 (MAIS GROSSEIRO)
14  E_SIZE2=       !DIMENSÃO ELEMENTO 2
15  E_SIZE3=       !DIMENSÃO ELEMENTO 3
16
17  !DIMENSÃO ELEMENTO AO LONGO DO COMPRIMENTO
18
19  E_SIZE_C=       !0.3, 0.6 OU 1.2
20
21  !DIMENSÃO ELEMENTO AO LONGO DA LARGURA
22
23  E_SIZE_L=
24
25  !CARACTERISTICAS SOLO
26
27  M_EX=          !MODULO ELASTICIDADE SOLO
28  M_DAMP=        !AMORTECIMENTO
29  M_DENS=        !DENSIDADE DO SOLO
30  M_PRXY=        !COEFICIENTE DE POISSON
31
32  !FIM INTRODUZIR
33
34  PROF=CAM1+CAM2+CAM3  !PROFUNDIDADE
35
36
37  !-----

```

Fig.4.47 – Parâmetros de entrada (macro para a geração do modelo)

Como se pode ver na figura anterior o gerador do modelo criado prevê três camadas de refinamento em profundidade com o objectivo de, sem perda de precisão nos resultados, diminuir o número de elementos usados.

O modelo apresenta umas dimensões finais de 40 x 30 x 12 m³ (Comprimento x Largura x Profundidade). A profundidade foi reduzida pelo facto de não justificar uma dimensão tão elevada, que levaria a um tempo de cálculo muito mais longo quando poderia ser evitado sem prejuízo para a precisão dos resultados. O modelo apresenta três níveis de refinamento ao longo da profundidade, onde a dimensão do elemento varia entre os 1.2, 1.8 e 2.4 metros (Figura 4.48). Ao longo da largura a dimensão do elemento é de 1.2 m e ao longo do comprimento é de 0.6 m (Figura 4.49). As travessas são modeladas recorrendo a elementos de volume, as palmilhas recorrendo a elementos mola e o carril a barras (Figura 4.50). A face junto ao carril tem apoios que simulam simetria, sendo que as restantes têm amortecedores simulando a continuidade do meio (Figura 4.51). A base é constituída por apoios duplos simulando o firme.

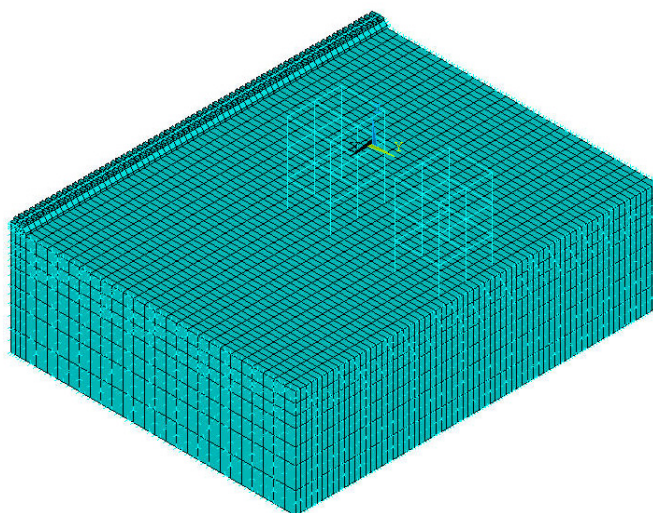


Fig.4.48 – Modelo Tridimensional

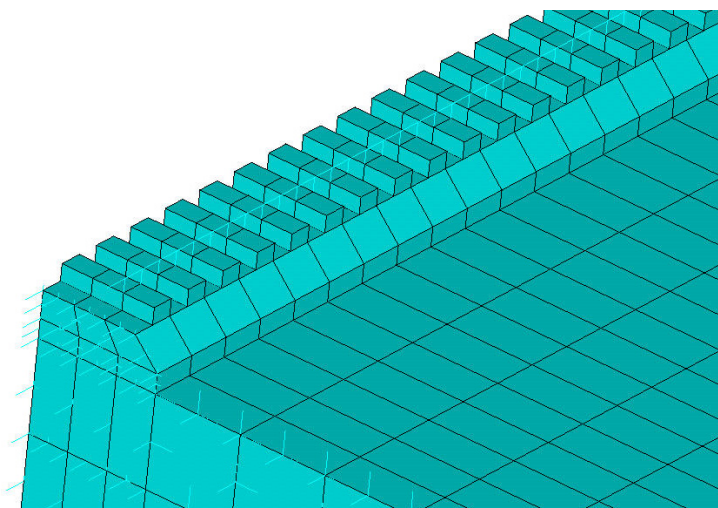


Fig.4.49 – Pormenor das travessas

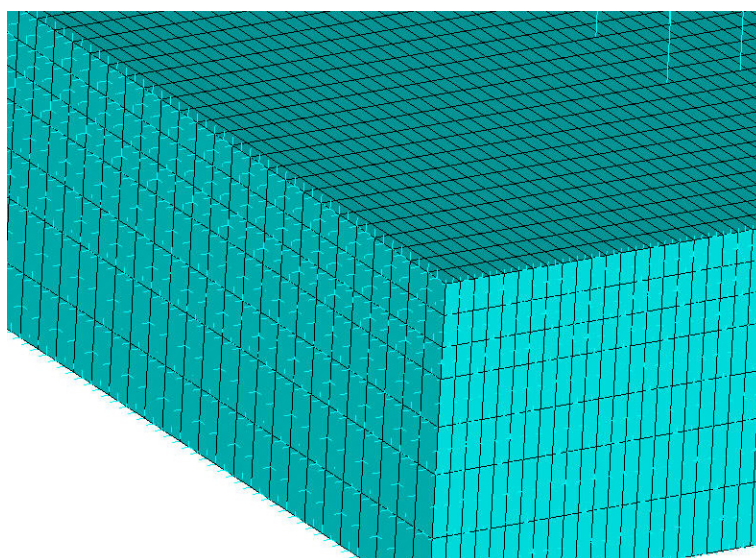


Fig.4.50 – Pormenor da simulação da continuidade do meio (amortecedores)

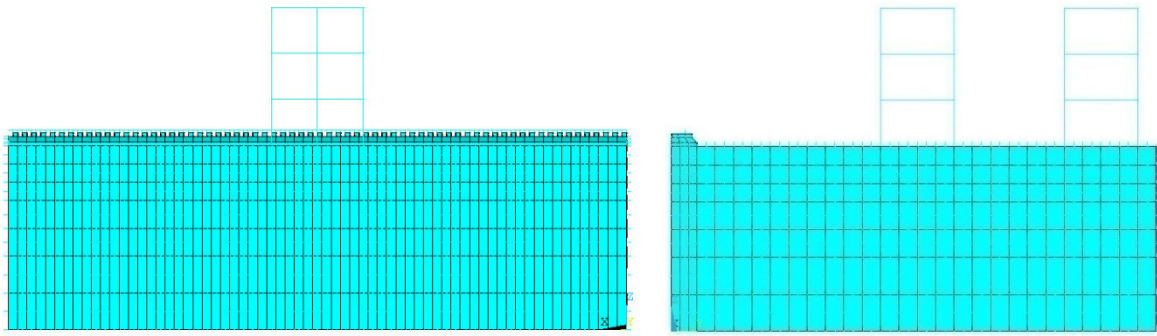


Fig.4.51 – Vista frontal e lateral, respectivamente

O modelo é constituído por 22841 elementos e 71759 nós. Na Figura seguinte apresentam-se os 20 primeiros modos de vibração. As zonas onde a deformação é mais acentuada apresentam uma coloração avermelhada enquanto que, a tons de azul apresentam-se as zonas onde a deformação é menor. Verifica-se que os elementos amortecedor não têm influência na quantificação das frequências naturais da estrutura.

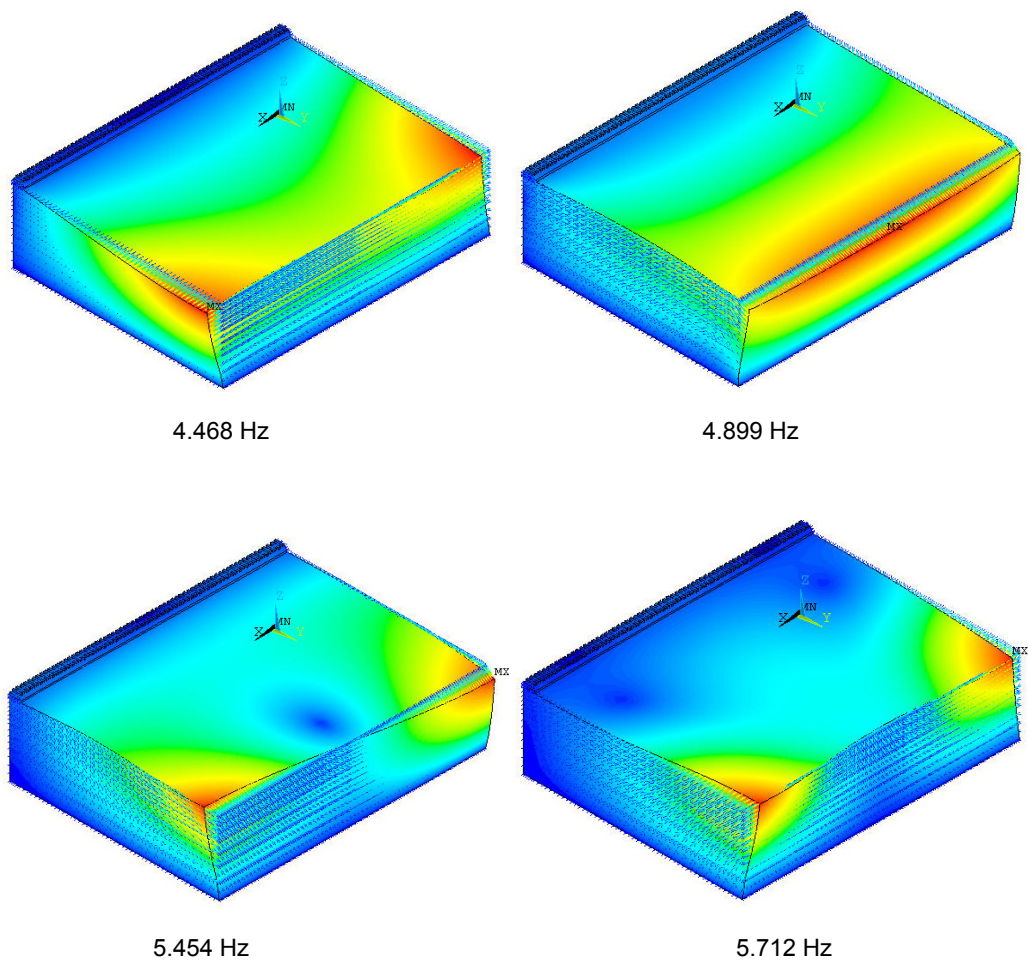


Fig.4.52 – 20 primeiros modos de vibração do modelo

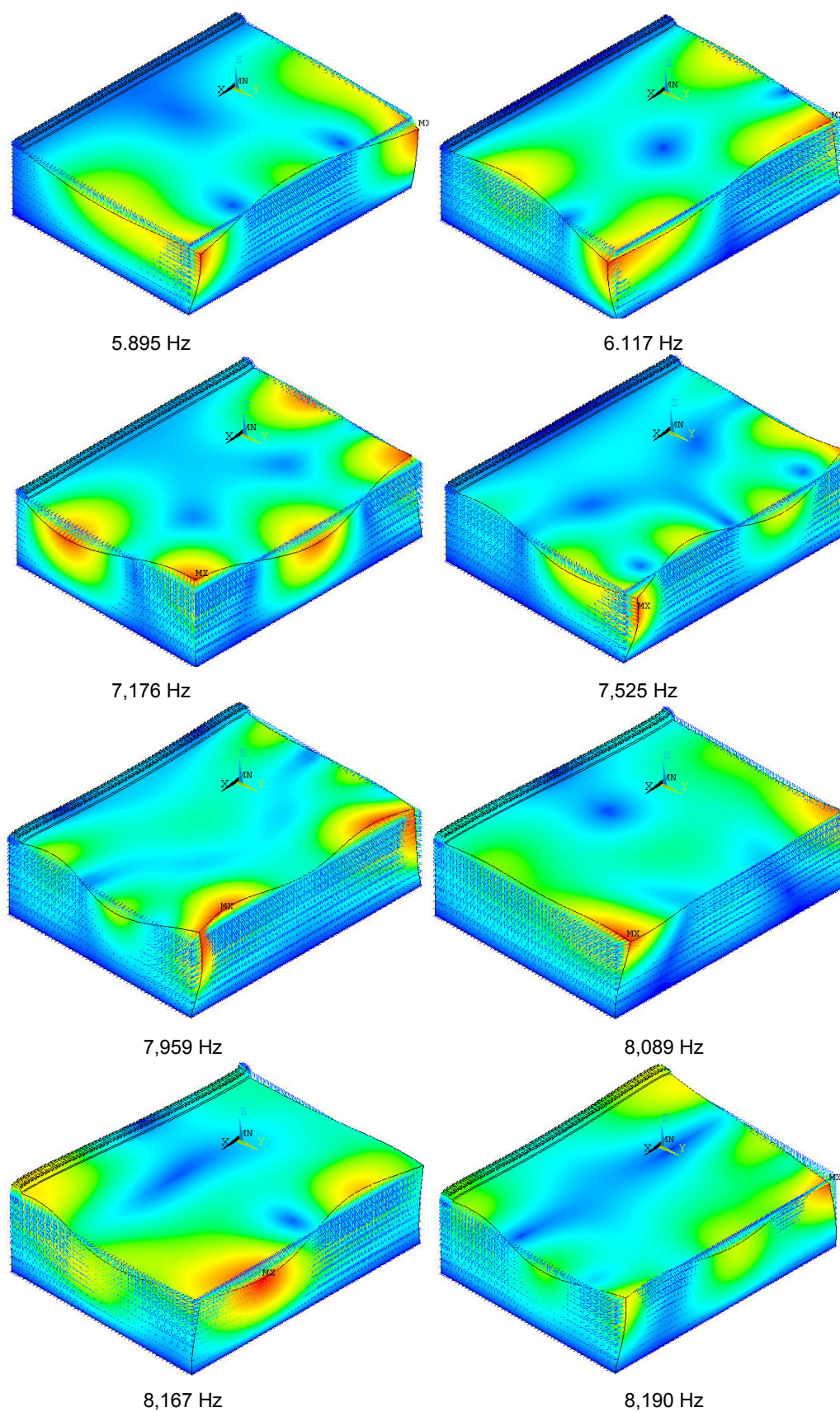


Fig.4.52 – 20 primeiros modos de vibração do modelo (continuação)

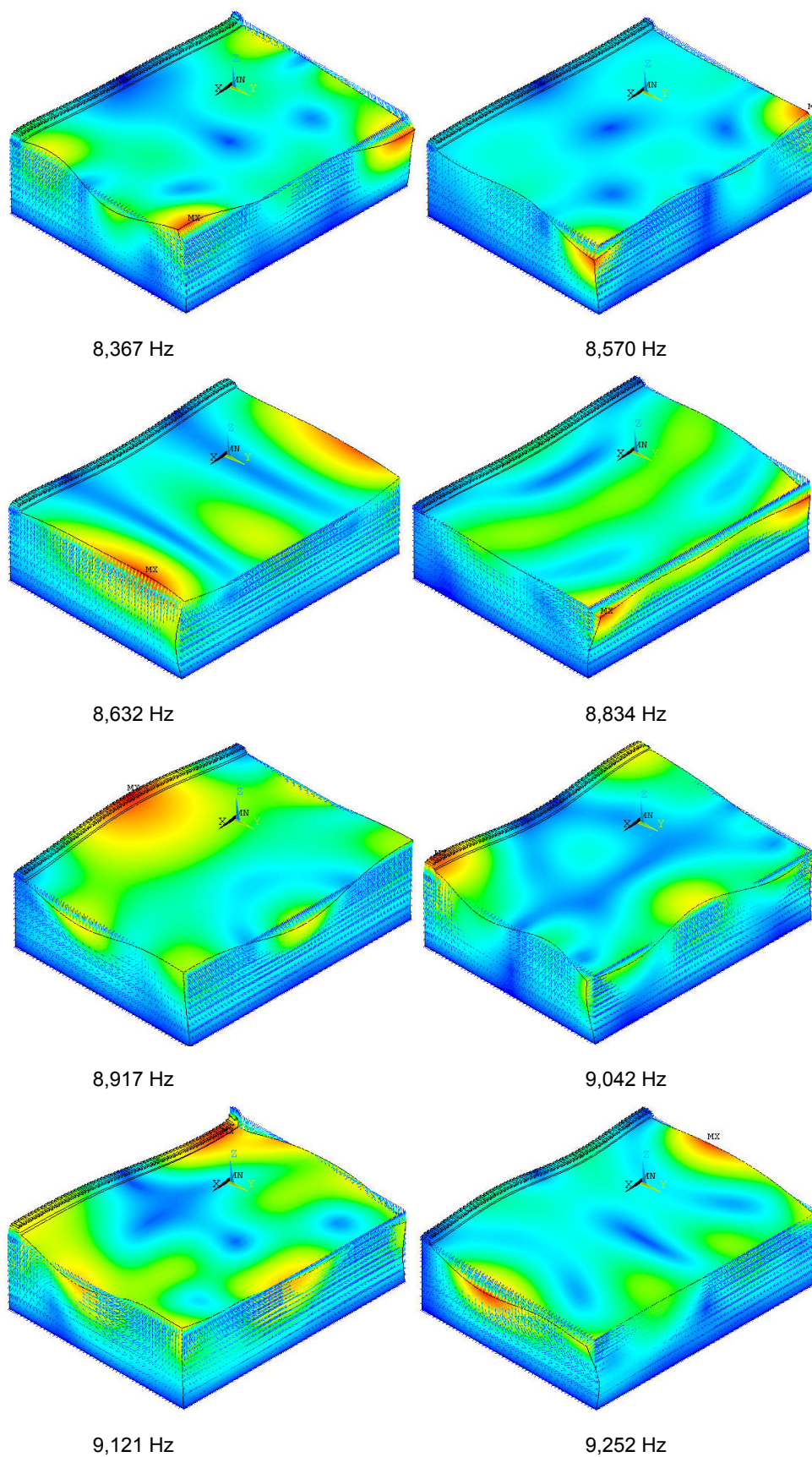


Fig.4.52 – 20 primeiros modos de vibração do modelo (continuação)

4.4. ANÁLISE DINÂMICA

4.4.1. JUSTIFICAÇÃO DO MÉTODO DE RESOLUÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO ADOPTADO

Como já foi mencionado o método de sobreposição modal apresenta, geralmente, a vantagem de economizar tempo de cálculo relativamente ao método de integração directa de Newmark. No caso concreto em estudo, análise dinâmica de um volume considerável de solo, é preciso considerar mais de 150 modos de vibração, que são consideravelmente mais modos que os necessários em estruturas correntes, para que a análise pelo método de sobreposição modal seja correcta. Este facto aliado ao número elevado de modos de vibração que este tipo de modelos tem, faz com que o potencial ganho no tempo de cálculo se perca. Assim, optou-se por uma análise dinâmica por integração directa, recorrendo ao método de Newmark.

Para definição do incremento de tempo da análise recorreu-se à Equação 3.12, que para uma dimensão mínima de 0.6 m indica um incremento de 0.0020 s (Solo 3). A definição do amortecimento decorre do tipo de método utilizado. Assim, sabendo-se que se vai recorrer a uma análise dinâmica por integração directa no tempo, a definição do amortecimento a impor ao modelo pode ser efectuada pelo amortecimento de Rayleigh. Tendo em atenção que o modelo apenas considera com precisão frequências até 40Hz, interessa que entre o intervalo de frequências 0-40 Hz o amortecimento se mantenha num valor intermédio entre os 2% e os 3%. Assim, para a definição dos valores α e β impôs-se o limite de frequências de 4.468 e 80 Hz, sendo 4.468 Hz o primeiro modo de vibração do modelo, onde se definiu nestas um coeficiente de amortecimento de 3%. Resolvendo a Equação 3.5:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{2\pi 4.468 \times 2\pi 80}{(2\pi 80)^2 - (2\pi 4.468)^2} \begin{bmatrix} 2\pi 80 & -2\pi 4.468 \\ -1/2\pi 80 & 1/2\pi 4.468 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.03 \\ 0.03 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.5953 \\ 1.1305 \times 10^{-4} \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

A representação gráfica da relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência no amortecimento de Rayleigh, para o caso em estudo, encontra-se na Figura 4.53.

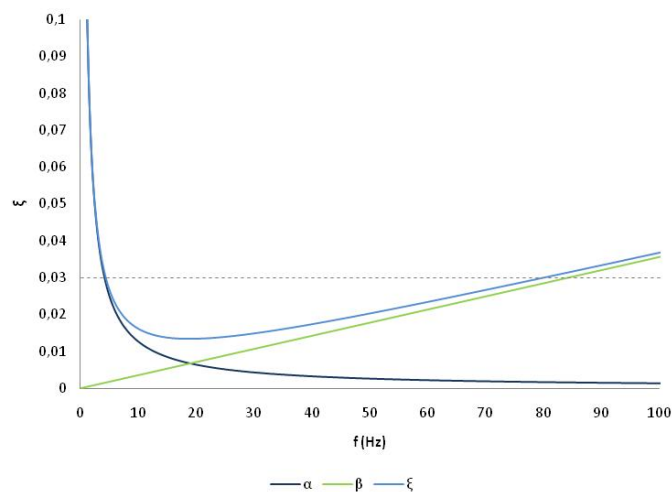


Fig.4.53 – Representação gráfica do amortecimento de Rayleigh

4.4.2. CENÁRIOS DE ANÁLISE

As análises dinâmicas foram efectuadas para a passagem dos comboios Alfa Pendular e TGV, considerando o intervalo de velocidades compreendido entre os 150 km/h e os 350 km/h. Conforme referido anteriormente o método de análise seleccionado foi o método de integração directa de Newmark, com um incremento de tempo, Δt , de 0.0020 s. O amortecimento estrutural foi introduzido recorrendo ao amortecimento de Rayleigh (Equação 4.8).

Na Figura 4.54 encontram-se representados os nós que serviram de base ao controlo da resposta dinâmica, que se encontram ao nível das fundações e do último piso do pórtico intermédio.



Fig.4.54 – Nós utilizados para controlo da resposta dinâmica

Também se controlou um nó do carril sensivelmente a meio do modelo. O registo obtido será, após convenientemente tratado, confrontado com os limites de vibração impostos por normas existentes para percepção da importância dos efeitos do fenómeno em estudo e a necessidade de aplicação de uma medida que os mitigue.

4.4.3. RESULTADOS

Na Figura 4.55 encontram-se representadas as amplificações dinâmicas para o deslocamento vertical, no nó do carril monitorizado, para a passagem dos comboios Alfa Pendular e TGV.

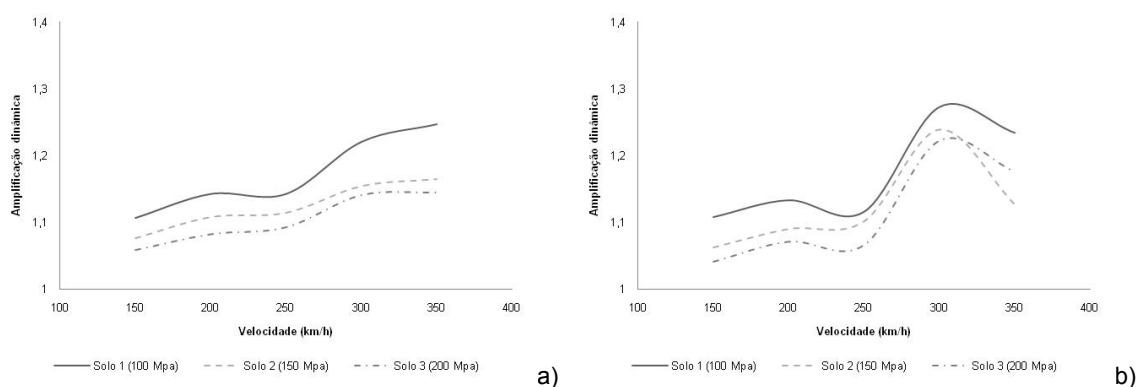


Fig.4.55 – Amplificação dinâmica no carril: a) Alfa pendular; b) TGV

Pela análise da Figura constata-se um aumento da amplificação gradual, como seria espectável, com o aumento da velocidade, registando-se no entanto um pico significativo para o TGV a 300 km/h.

Pela análise dos modos de vibração do solo presentes na Figura 4.52, conclui-se que o primeiro modo que participa numa possível amplificação dinâmica dos deslocamentos verticais no carril é o modo com a frequência 8.917 Hz. Por outro lado, os efeitos dinâmicos dos comboios em movimento são devidos à passagem das cargas rolantes que induzem acções periódicas com uma dada frequência $\bar{f}$ e seus múltiplos. No Quadro 4.11 apresentam-se os valores destas frequências, obtidas dividindo a velocidade de circulação pela distância entre eixos, para os dois comboios Alfa e TGV e para diferentes valores da velocidade de circulação. No mesmo quadro apresentam-se também os factores de amplificação dinâmica que são de prever para a componente da resposta devida ao referido modo de vibração de 8.917 Hz quando solicitado por uma acção harmónica com frequência $\bar{f}$ e com o correspondente primeiro múltiplo $2 \times \bar{f}$. Como se pode observar, as excitações com frequência $\bar{f}$ têm sempre valores inferiores à do modo de vibração em consideração, originando valores crescentes de amplificação à medida que dela se aproximam, enquanto que nas amplificações devidas ao primeiro múltiplo da frequência se verifica um valor ressonante ($2 \times \bar{f} = 8.78$ Hz) para a velocidade de 300 km/h do TGV, explicando deste modo a maior amplificação identificada na Figura 4.55 b).

Como é possível ver nas respostas da Figura 4.56, existe um pico na frequência de excitação correspondente a cada velocidade, verificando-se para a velocidade 300 km/h, um pico significativo na frequência dos 9 Hz, múltiplo da frequência de excitação (Quadro 4.11), que corresponde ao modo mencionado anteriormente, levando a um aumento significativo da amplificação dinâmica.

Quadro 4.11 – Factores de amplificação dinâmica (AD) para diferentes velocidades de circulação do Alfa e TGV

Comboio	Velocidade (km/h)	Distância entre eixos (m)	$\bar{f}$ (Hz)	$r = \bar{f}/8.9$	$r = 2\bar{f}/8.9$
				$AD = \frac{1}{\sqrt{(2\xi r)^2 + (1-r^2)^2}}$	$AD = \frac{1}{\sqrt{(2\xi r)^2 + (1-r^2)^2}}$
Alfa	200	26	2.14	1.06	1.30
	250		2.67	1.10	1.56
	300		3.20	1.15	2.08
	350		3.74	1.22	1.22
TGV	200	19	2.92	1.12	1.76
	250		3.65	1.20	3.09
	300		4.39	1.32	18.95
	350		5.12	1.50	3.16

Do mesmo modo se poderia concluir que as velocidades ressonantes devidas à frequência $\bar{f}$, que incidem no modo 8.9 Hz, serão os 600 e 800 km/h para o TGV e Alfa, respectivamente.

A ligeira diminuição da amplificação verificada aos 250 km/h, por ser residual, quando comparada com a velocidade anterior, encontra-se dentro do erro que advém da discretização do carril e de o nó controlado ser o mesmo. Para velocidades diferentes, as cargas percorrem pontos diferentes levando envolventes máximas de deslocamentos que podem ser inferiores às reais repercutindo-se esse efeito na amplificação dinâmica.

Estas conclusões podem ser confirmadas através da análise das FFT's da resposta do carril para o TGV às velocidades 200, 250, 300 e 350 km/h – Figura 4.56, em que se identificam os picos associados às frequências de excitação $\bar{f}$ e um relativamente maior valor na frequência $2*\bar{f}$ para a velocidade de 300km/h.

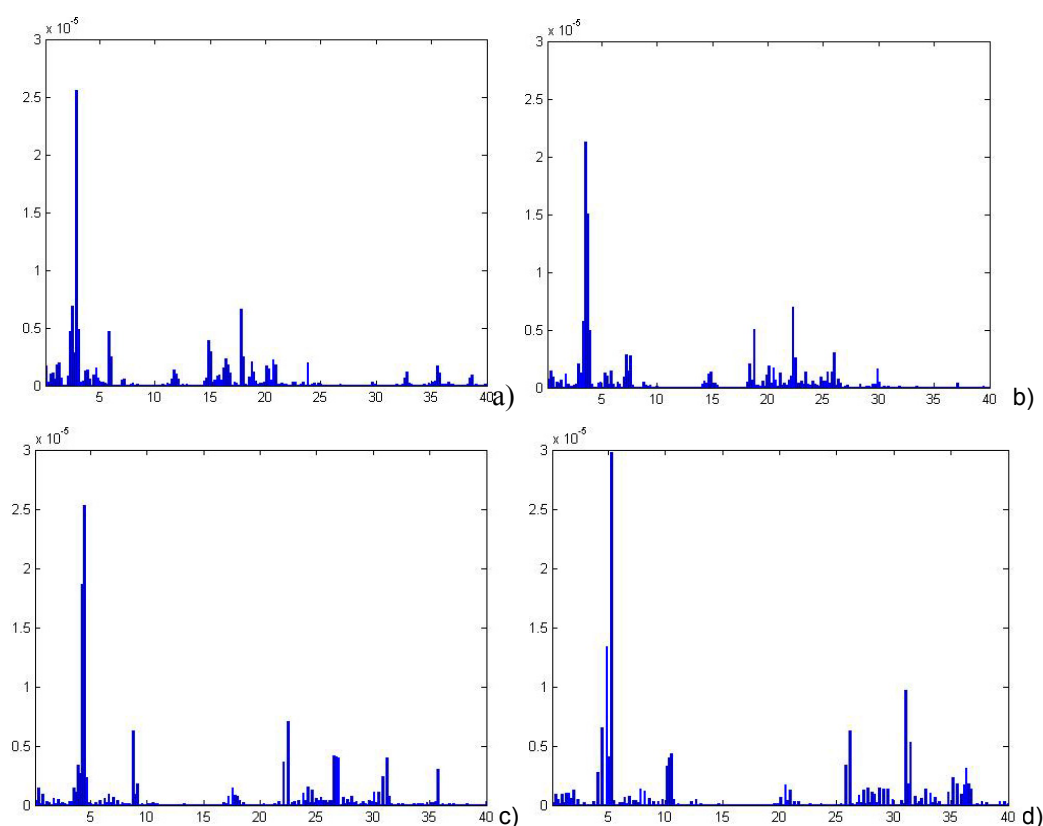


Fig.4.56 – Resposta do carril no domínio da frequência: a) 200km/h; b) 250km/h; c) 300km/h; d)350km/h

Nas Figuras 4.57 e 4.58 estão apresentadas as envolventes de deslocamentos e acelerações verticais máximas para os nós do solo e da estrutura monitorizados em função do tipo de solo para a passagem dos comboios em análise.

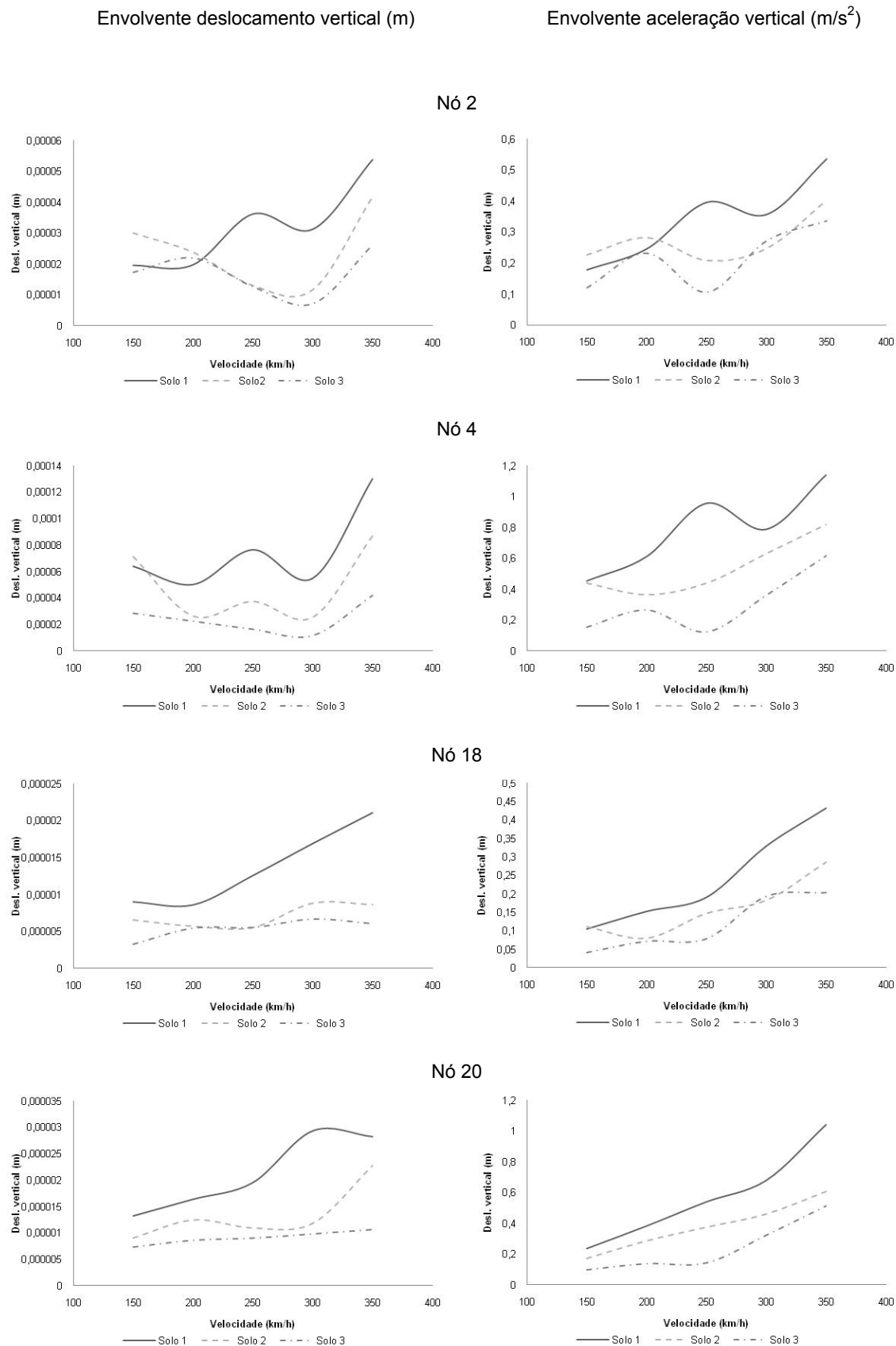


Fig.4.57 – Envoltória de deslocamentos e acelerações verticais máximas para a passagem do Alfa pendular

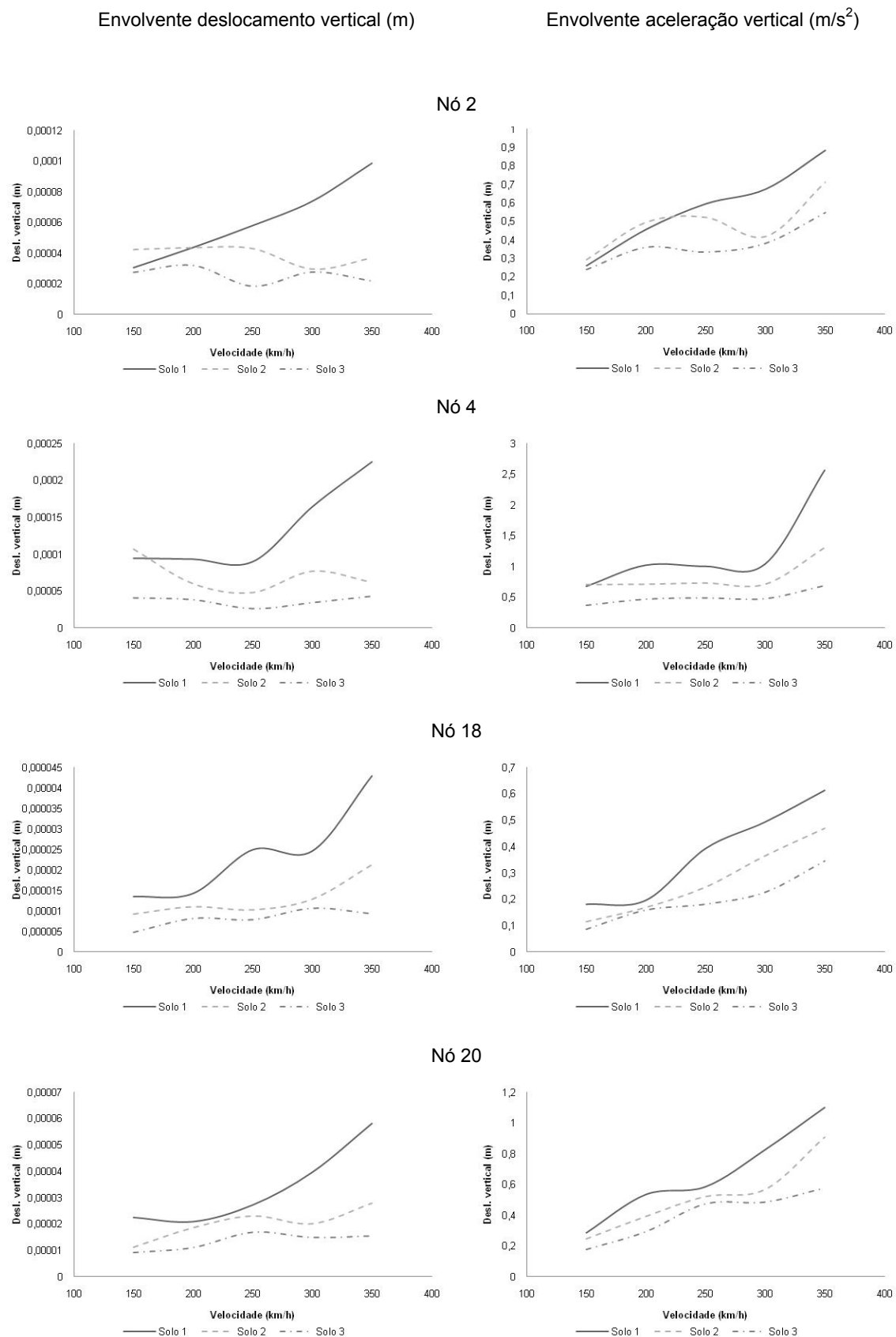


Fig.4.58 – Envoltória de deslocamentos e acelerações verticais máximas para a passagem do TGV

Constata-se que quando os edifícios assentam no terreno com as características do solo 1 ($E=100$ MPa), o impacto causado pela passagem dos comboios Alfa pendular e TGV é sempre maior que nos restantes solos para qualquer velocidade em análise, como se previa. Verificam-se algumas excepções nos nós 2 e 4, nós representativos da resposta ao nível do último piso dos edifícios, que se justifica pelo facto da excitação incidente na fundação coincidir com modos próprios de vibração do edifício levando à amplificação da resposta. Este facto leva a que o controle das vibrações induzidas passe a ser avaliado com maior atenção pelos nós representativos das fundações dos edifícios, nunca descurando o exemplo que esta estrutura representa. O estudo concentra-se principalmente no controlo das vibrações que incidem nas fundações, mitigando essa vibração antes da chegada à estrutura, e não o estudo da optimização das estruturas para fazer face a excitações que lhes provoquem ressonância. De qualquer forma, a redução da excitação na base do edifício leva, consequentemente, à redução ou anulação da amplificação desta nos pisos superiores.

À semelhança do sucedido com a amplificação dinâmica realizaram-se FFT's na fundação e topo dos edifícios com o intuito de perceber a razão da amplificação das respostas no topo dos edifícios. Devido ao elevado número de casos, apenas se apresenta o caso correspondente à passagem do Alfa pendular a 250 km/h (solo 1) onde se avaliou o edifício situado à distância legal da via (nós 2 e 18). Verificou-se uma alteração na frequência predominante da resposta que se situa por volta dos 18 Hz, que corresponde a uma frequência natural do edifício.

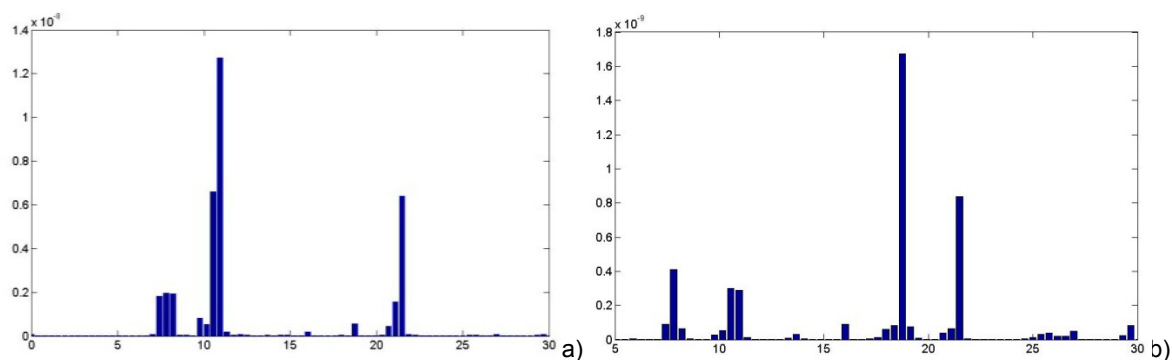
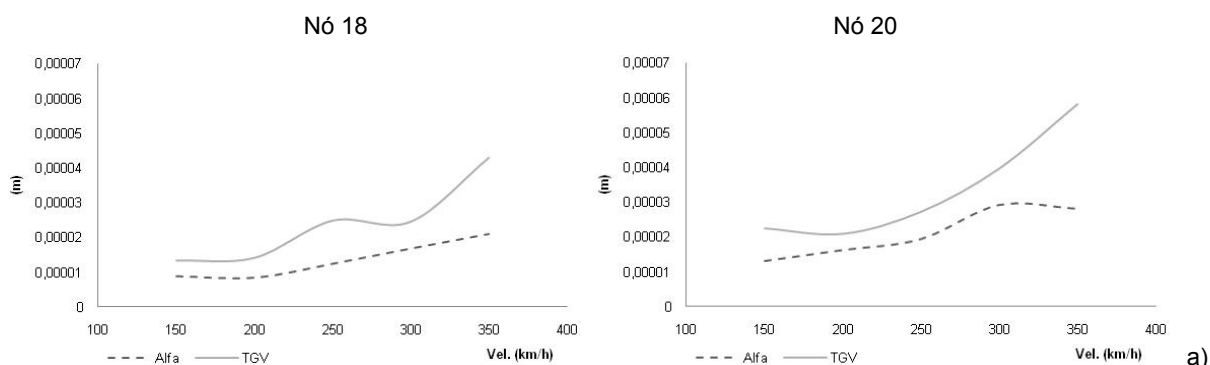


Fig.4.59 – Deslocamento vertical no domínio da frequência para a passagem do Alfa pendular a 250 km/h: a) nó 18; b) nó 2

A Figura 4.60 compara o impacto provocado pelo Alfa pendular e TGV na fundação dos edifícios, em termos de envolventes máximas de deslocamentos, velocidades e acelerações verticais, quando estes se encontram fundados no tipo de solo 1, o qual já se constatou ser o mais gravoso.



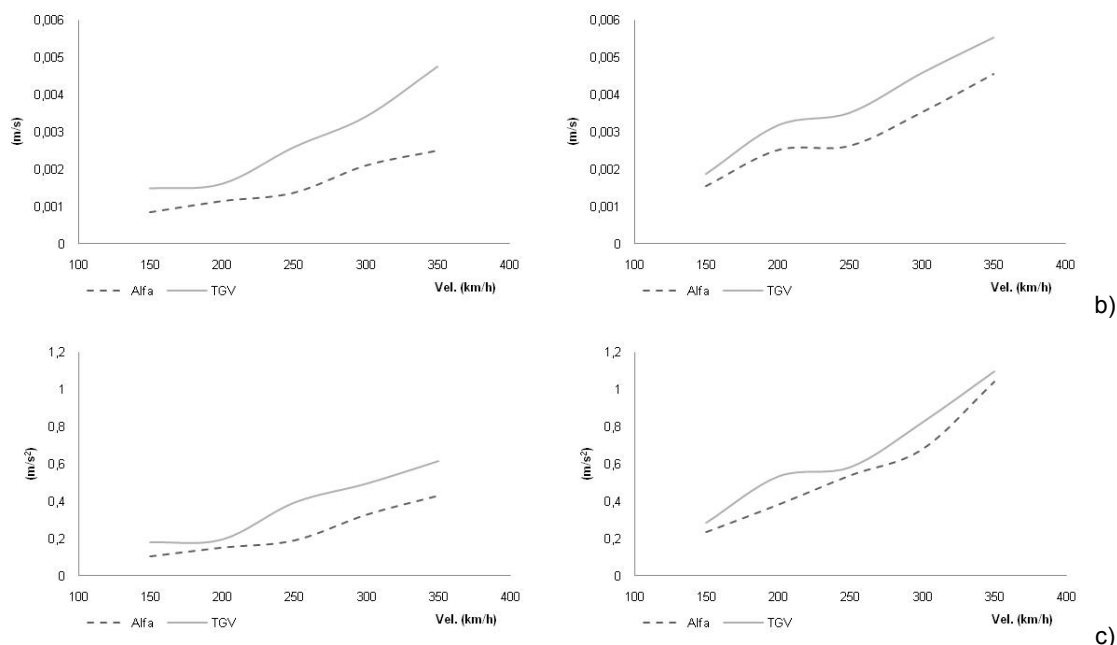


Fig.4.60 – Envelope máxima de a) deslocamentos, b) velocidades e c) acelerações verticais para a passagem do TGV e Alfa Pendular

Naturalmente, como a Figura 4.60 mostra, o TGV apresenta-se como o mais gravoso. A diferença de desenvolvimento assinalável, 468 m face a 151 m do Alfa pendular, e o seu maior peso por eixo (170 kN face a 133 kN) são os factores determinantes para esta diferença. O nó 20 apresenta resultados mais gravosos face ao nó 18 em virtude da sua maior proximidade à via (Figura 4.61). Pela análise da Figura anterior, agora atendendo somente ao TGV, constata-se que a velocidade mais gravosa é a de 350 km/h.

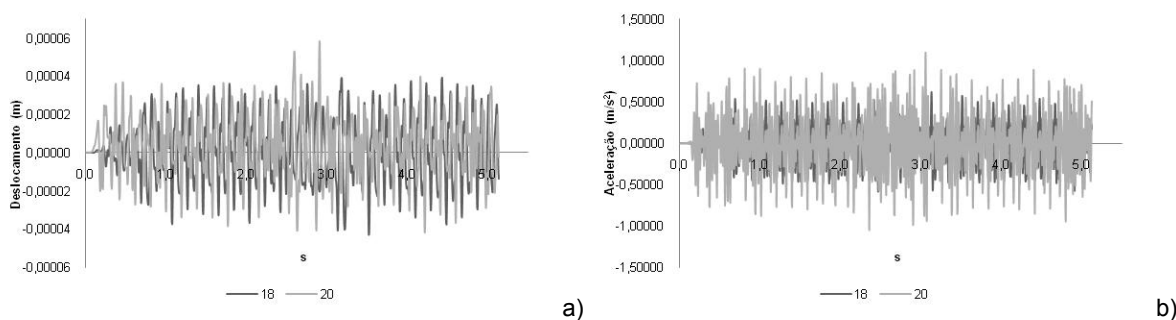


Fig.4.61 – Deslocamentos e acelerações verticais registados nos nós 18 e 20 (TGV a 350 km/h, solo1)

Apurados os resultados interessa então saber, através da confrontação destes com a legislação existente, o grau do impacto das vibrações a nível de conforto e percepção humanas.

4.5. CONFRONTAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS NORMAS

Nesta secção os resultados obtidos pelo cálculo serão tratados de forma a ser possível a sua confrontação com as leis em vigor, nomeadamente as normas mencionadas na Secção 2 no que concerne à resposta humana.

4.5.1. CONFRONTAÇÃO COM LEGISLAÇÃO

Para todas as normas em questão há que quantificar os resultados obtidos numa quantidade denominada r.m.s. definida de acordo com a Equação 2.1. Como a amostra é constituída por um conjunto de resultados discreto, o desenvolvimento da equação resulta:

$$r.m.s. = \sqrt{\left[\frac{1}{t_2 - t_1} \times \int_{t_1}^{t_2} f(t)^2 dt \right]} = \sqrt{\frac{1}{T} \times \Delta t \times \sum f^2} = \sqrt{\frac{1}{n^\circ \text{ steps}} \sum f^2} \quad (4.9)$$

em que $f(t)$ significa, no caso em estudo, a aceleração e a velocidade.

Na Quadro 4.12 apresentam-se os valores de r.m.s. para a velocidade e aceleração para os nós 2, 4, 18 e 20 tendo em consideração apenas o comboio TGV (mais gravoso).

Quadro 4.12 – Valores r.m.s. para a velocidade e aceleração

Solo (MPa)	Velocidade (km/h)	r.m.s. para a velocidade (mm/s)				r.m.s. para a aceleração (m/s ²)			
		2	4	18	20	2	4	18	20
100	150	0.83	2.68	0.35	0.45	0.07	0.21	0.04	0.08
	200	1.49	2.78	0.53	0.8	0.17	0.31	0.07	0.14
	250	1.45	2.19	0.82	1.05	0.17	0.27	0.12	0.18
	300	1.48	3.28	0.91	1.70	0.19	0.36	0.15	0.29
	350	3.07	6.34	1.60	2.00	0.31	0.64	0.23	0.40
150	150	1.13	2.64	0.23	0.33	0.09	0.20	0.03	0.06
	200	1.73	1.86	0.36	0.58	0.18	0.22	0.05	0.10
	250	1.14	1.46	0.49	0.77	0.13	0.20	0.08	0.15
	300	0.85	1.97	0.66	0.92	0.12	0.23	0.11	0.18
	350	1.11	2.17	0.72	1.41	0.18	0.37	0.14	0.29
200	150	0.77	1.07	0.17	0.26	0.07	0.10	0.03	0.05
	200	1.42	1.45	0.30	0.40	0.14	0.16	0.04	0.08
	250	0.70	0.88	0.39	0.55	0.09	0.13	0.06	0.12
	300	0.73	0.10	0.42	0.71	0.11	0.13	0.08	0.15
	350	0.88	1.41	0.53	0.90	0.16	0.23	0.10	0.20

Segundo as normas ISO, que definem limites para a saúde, conforto e percepção para humanos sujeitos à exposição de vibrações no interior de edifícios, os valores presentes na Quadro anterior apenas excedem os limites impostos para a percepção e conforto. Segundo a norma não há risco para a saúde. O nó 4 regista dois valores, de 0.37 e 0.64 m/s^2 , que levam a situações de pouco e algum desconforto, respectivamente. O nó 20 regista uma situação de pouco conforto (0.40 m/s^2). Quanto à percepção pode-se afirmar que todas as situações são perceptíveis, pois excedem o limite de 0.02 m/s^2 .

A norma Americana US-DOT-293630-1, que estipula valores limites de r.m.s., para a velocidade, em edifícios, como já foi apresentado anteriormente - Quadro 2.1. Os edifícios em estudo inserem-se na Categoria 2 (Edifícios de habitação) tendo-se considerado que a frequência de passagem dos comboios era inferior a 70. Posto isto, o limite de r.m.s. para a velocidade é de 0.25 mm/s. A confrontação dos resultados com esta norma revelou um pior cenário onde a esmagadora maioria dos pontos controlados excede o limite imposto na norma em questão, à excepção do nó 4 numa ocasião e do nó 18 em duas.

Por fim, as normas Suecas definem valores limite menos exigentes que a anterior, levando a que haja um maior equilíbrio entre situações acima e abaixo dos limites.

Das 3 normas em análise, conclui-se que a US-DOT-293630-1 é a mais exigente, pois é aquela que reprova mais situações. A Figura 4.62 mostra os valores de r.m.s. para a velocidade dos nós da fundação dos edifícios, 18 e 20, em função da velocidade e tipo de solo para o TGV e Alfa Pendular.

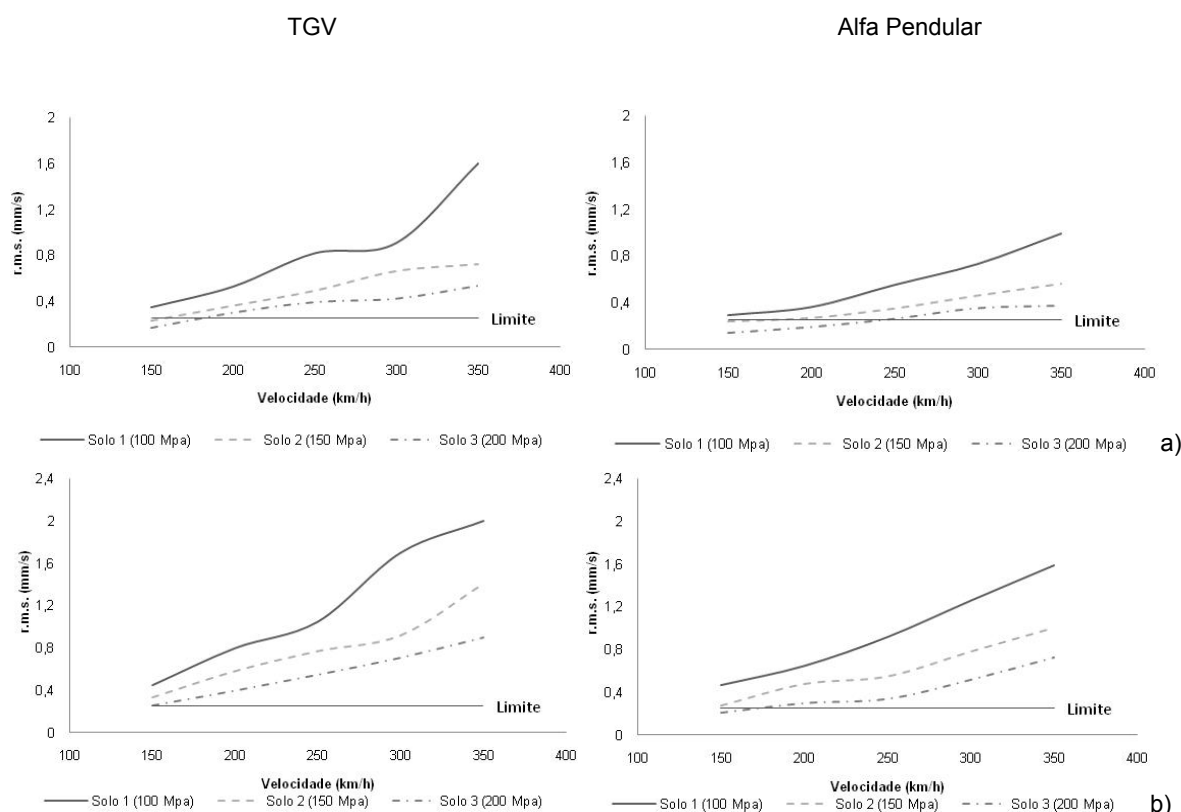


Fig.4.62 – Valores de r.m.s. para a velocidade registados nos nós a) 18 e b) 20

A Figura demonstra, como já mencionado, que a passagem do TGV é mais gravosa quando comparada ao Alfa Pendular que, no caso do edifício situado à distância mínima imposta por lei, nó 18, apresenta

vários valores de r.m.s. inferiores ao limite. No entanto, a análise da figura demonstra uma necessidade clara de se implementar uma medida mitigadora, visto a grande maioria dos casos exceder em muito o valor imposto pela norma Americana, especialmente no caso do TGV. Em seguida será implementada a medida mitigadora e avaliada a sua eficácia com nova confrontação.

4.5.2. MITIGAÇÃO

Como já foi mencionado anteriormente, a medida mitigadora aplicada no modelo tridimensional foi a trincheira vazia. Esta medida insere-se no grupo que actua ao longo do percurso entre a fonte de vibração (via) e o receptor (edifício). Tendo por base a bibliografia sobre trincheiras vazias pode dizer-se que:

- A largura da trincheira é irrelevante;
- A distância à fonte não influi na eficiência da trincheira;
- 1.2 vezes o valor do comprimento de onda das ondas R é o valor ideal para a profundidade, para frequências médias e altas.

Foi construído o modelo, que se apresenta na Figura seguinte, para avaliar a eficiência da medida mitigadora trincheira vazia.

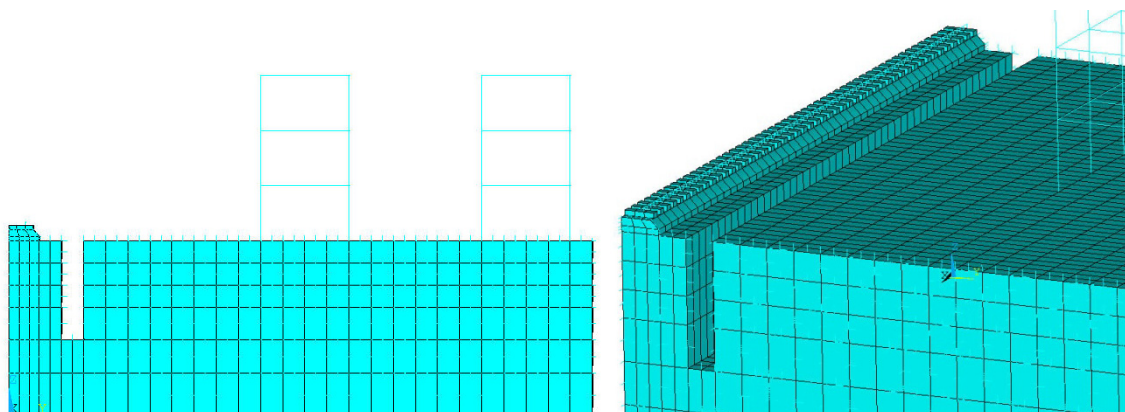


Fig.4.63 – Modelo tridimensional com trincheira vazia

As ondas Rayleigh apresentam uma velocidade que ronda os 70% das ondas S. Assim e tendo em conta a gama de frequências em análise, definiu-se uma profundidade de 5.4m, que corresponde a uma frequência de excitação média de 25 Hz. Teve-se o cuidado de se proceder a um maior refinamento dos elementos situados entre a trincheira e a via. Por não interferirem na eficiência desta, a largura e a distância à via foram definidas tendo somente em consideração questões de modelação. Na realidade, o Decreto-lei n.º 53/2003 não permite qualquer tipo de escavação nas imediações da via levando a que a trincheira não se possa encontrar vazia. A solução passa pelo enchimento da trincheira, de um material que não transmita as vibrações, ou, em alternativa, pela implementação da trincheira a uma distância que não ponha em causa a segurança estrutural sendo tapada por lajes de betão.

A Figura 4.64 apresenta a evolução temporal do deslocamento vertical dos nós da fundação, 18 e 20, para os diferentes tipos de solo. Como seria de esperar, os deslocamentos máximos continuam a verificar-se para o solo menos rígido. O nó mais próximo da via sofre uma acção com maior amplitude e irregularidade que o que se situa mais afastado, onde a acção é mais homogénea.

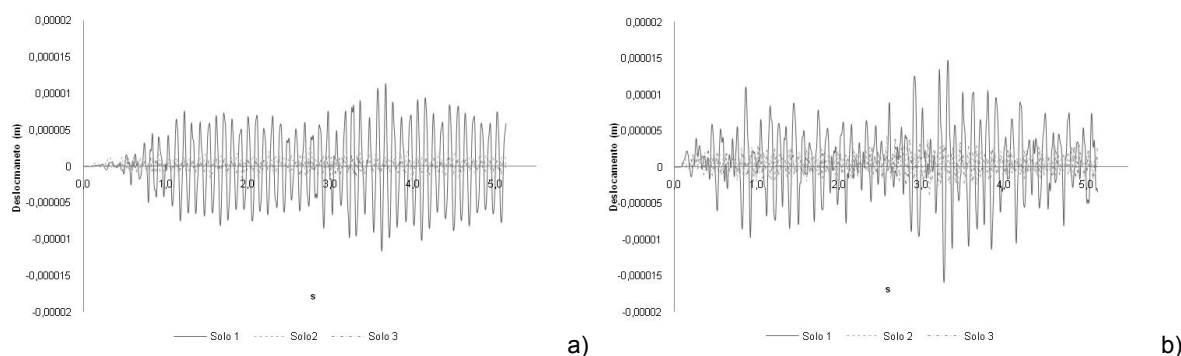


Fig.4.64 – Deslocamento vertical do a) nó 18 e b) nó 20

As análises efectuadas sobre o modelo, para avaliar a eficácia da medida de mitigação, foram para a passagem do TGV a 350 km/h, situação já confirmada como a mais gravosa. Também se avaliou a eficiência de trincheira com a mudança de características mecânicas do solo, fazendo-se a análise para os três solos em estudo.

O Quadro 4.13 apresenta os valores mitigados de r.m.s. para a velocidade e aceleração para os nós controlados assim como a percentagem de redução face ao caso onde não se procedeu à mitigação.

Quadro 4.13 – Valores r.m.s. mitigados para a velocidade e aceleração (TGV a 350 km/h)

Solo	Nó 2		Nó 4		Nó 18		Nó 20	
	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução
(MPa)	(mm/s)	%	(mm/s)	%	(mm/s)	%	(mm/s)	%
100	0.68	77.85	1.15	81.86	0.36	77.50	0.39	80.50
150	0.17	84.68	0.28	87.10	0.13	81.94	0.21	85.11
200	0.18	79.55	0.2	85.82	0.10	81.13	0.17	81.11
Solo	Nó 2		Nó 4		Nó 18		Nó 20	
	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução	r.m.s.	Redução
(MPa)	(m/s ²)	%	(m/s ²)	%	(m/s ²)	%	(m/s ²)	%
100	0.05	83.87	0.08	87.50	0.03	86.96	0.04	90.00
150	0.02	88.89	0.04	89.19	0.02	85.71	0.03	89.66
200	0.03	81.25	0.02	91.30	0.01	90.00	0.03	85.00

Uma nova confrontação com as normas leva a concluir que no caso das normas ISO, os valores situam-se agora no limiar da percepção, não gerando nenhuma situação de desconforto. Atendendo agora à norma Sueca verifica-se que os valores de r.m.s. registados nas fundações dos edifícios obedecem ao limite imposto, enquanto que o mesmo não acontece no piso superior. Este facto seria contornado, como já foi referido, com uma estrutura com características de rigidez diferentes e não com uma medida mitigadora mais eficaz.

Finalmente, quanto à norma US-DOT-293630-1, a passagem do TGV para um solo do tipo 1, origina excitações nas fundações que levam a valores de r.m.s. superiores aos permitidos pela norma em questão. A Figura 4.65 mostra uma possível evolução do valor de r.m.s. na fundação dos edifícios, para o TGV a 350 km/h, tendo como acção mitigadora a trincheira vazia.

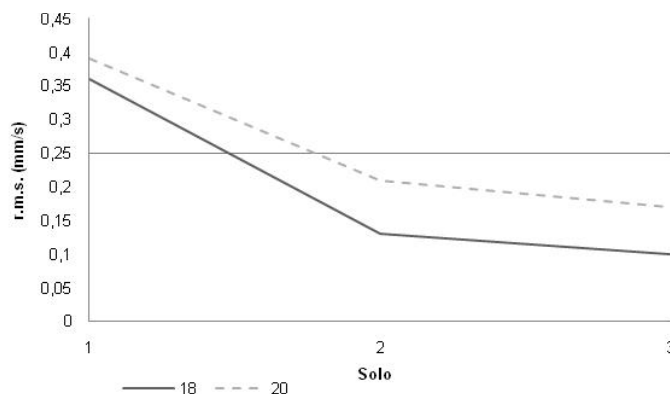


Fig.4.65 – Evolução do valor mitigado de r.m.s. para a velocidade nos nós de fundação

Verifica-se que à medida que vamos caminhando para solos com melhores características mecânicas o valor de r.m.s. vai diminuindo, sendo que para solos com módulos de elasticidade superior a 150MPa o valor limitado pela lei não é excedido.

A Figura 4.66, mostra uma possível evolução da percentagem de redução, para diferentes solos, do valor de r.m.s. para a velocidade provocado pela aplicação de mitigação. Constatase que a percentagem de redução foi elevada, comprovando a eficiência desta medida, e praticamente constante para os diferentes tipos de solos.

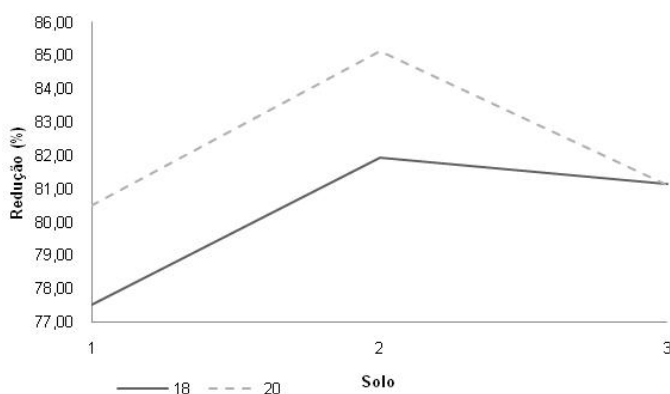


Fig.4.66 – Evolução da redução do valor de r.m.s. para a velocidade nos nós de fundação

4.6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM UM ESTUDO BIDIMENSIONAL

Todo o trabalho desenvolvido ao longo deste estudo assentou em várias ideias base. Uma dessas ideias é a de que o fenómeno das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário é um problema inevitavelmente tridimensional. Assim, e tendo por base um estudo bidimensional realizado pelo autor sobre a mesma problemática, compararam-se os resultados obtidos pelas duas diferentes abordagens numa tentativa de perceber até que ponto as modelações bidimensionais, apesar da ausência de uma dimensão, se aproximam do caso tridimensional.

4.6.1. BREVE DESCRIÇÃO DO ESTUDO BIDIMENSIONAL

A modelação bidimensional teve como base um modelo tridimensional idealizado (Figura 4.67), sobre o qual se efectuaram dois cortes, um longitudinal e outro transversal dos quais resultaram dois modelos bidimensionais.

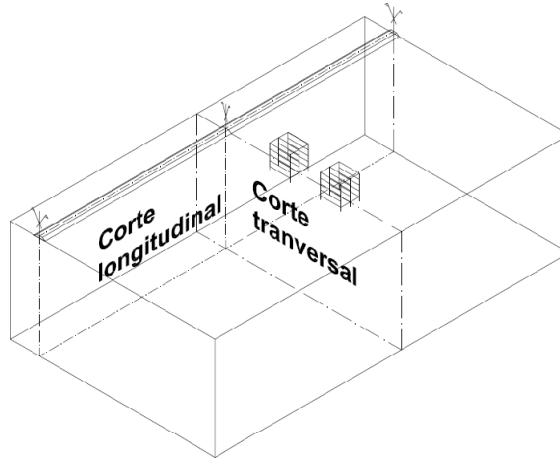


Fig.4.67 – Modelo tridimensional idealizado com os cortes efectuados

O estudo encontra-se dividido em duas partes distintas. A primeira diz respeito ao corte longitudinal (Figura 4.68) onde se simulou a passagem de dois tipos de comboios, TGV e Alfa pendular, numa gama de velocidades compreendida entre os 150 km/h e os 350 km/h com incrementos de 50 km/h. Para cada tipo de comboio e velocidade registou-se a resposta sob a forma de deslocamento vertical do carril, identificando o caso mais gravoso. Este procedimento foi repetido para três tipos de solo com características indicadas na Quadro 4.14.

Quadro 4.14 – Solos utilizados na análise

	E (MPa)	ν	ρ (Kg/m ³)	ξ (%)
Solo 1	108	0.33	1800	3
Solo 2	200	0.33	1800	3
Solo 3	432	0.33	1800	3

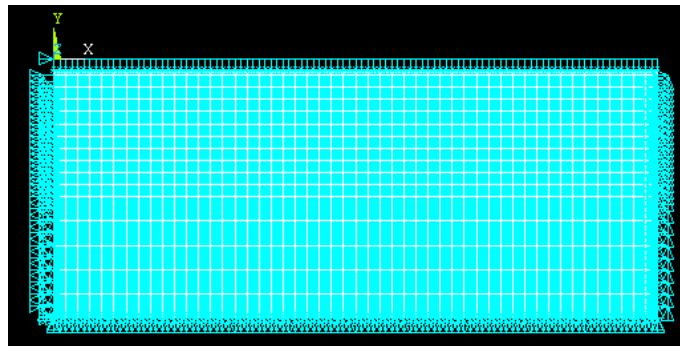


Fig.4.68 – Modelo bidimensional longitudinal

Apesar de ser um estudo bidimensional na sua essência, os modelos apresentam uma estratificação em profundidade, que vai conferindo uma espessura crescente aos elementos, induzindo de certa forma um carácter tridimensional no estudo – Figura 4.69.

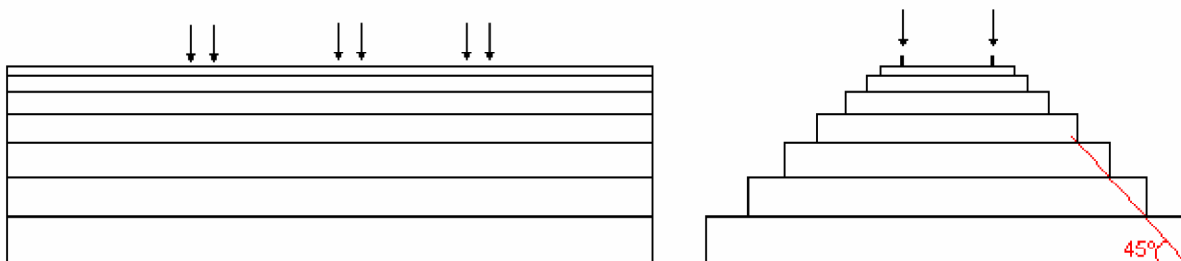


Fig.4.69 – Estratificação em profundidade do modelo bidimensional longitudinal

A segunda fase, consistiu na aplicação dos deslocamentos mais gravosos, recolhidos na fase anterior, na malha transversal (Figura 4.70) e registo da resposta dos pórticos a nível dos deslocamentos, velocidades e acelerações. Posteriormente, e após confrontação com normas, recorreu-se à mitigação recorrendo a trincheiras (Figura 4.71). Tal como no presente estudo os pórticos encontram-se a 12.5 e 25m da via férrea.

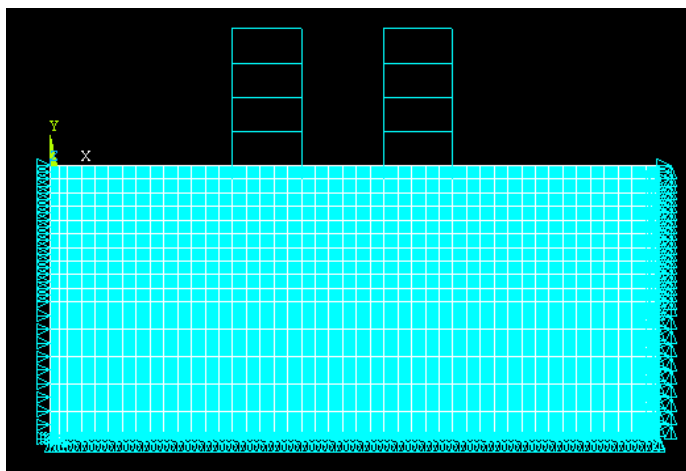


Fig.4.70 – Modelo bidimensional transversal

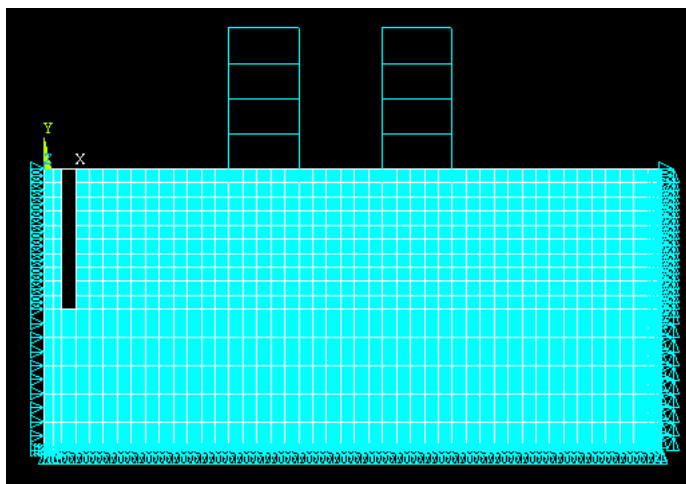


Fig.4.71 – Modelo bidimensional transversal com trincheira vazia

Para o estudo da eficiência em termos de geometria da trincheira efectuou-se a mesma análise para os vários tipos de solo em estudo.

4.6.2. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Pelas características dos pórticos serem diferentes nos dois estudos, apenas se apresenta a comparação entre registos efectuados nas fundações dos edifícios. Em relação ao tipo de terreno e pelo mesmo motivo apenas se comparam as respostas associadas aos solos com módulo de elasticidade 100 e 200 MPa.

Os Quadros 4.15 e 4.16 comparam os dois tipos de abordagem ao tema em estudo em termos de valores de r.m.s. para a velocidade sob a acção do comboio TGV. O Quadro 4.15 apresenta os valores sem aplicação da medida mitigadora, sendo que o Quadro 4.16 apresenta os valores mitigados. Importa referir que no caso bidimensional se optou por uma trincheira de 10 m de profundidade enquanto no caso tridimensional esse valor foi reduzido aproximadamente para metade.

Quadro 4.15 – Valores r.m.s. para a velocidade

Solo (MPa)	Velocidade (km/h)	3D		2D	
		nó 18	nó 20	nó 18	nó 20
100	200	0.53	0.8	0.52	0.59
	350	1.6	2	1.1	3.4
200	200	0.3	0.4	0.48	0.46
	350	0.53	0.9	0.57	2.56

Quadro 4.16 – Valores r.m.s. para a velocidade mitigados e percentagem de redução

Solo (MPa)	Velocidade (km/h)	3D				2D			
		nó 18		nó 20		nó 18		nó 20	
		(mm/s)	%	(mm/s)	%	(mm/s)	%	(mm/s)	%
100	350	0.36	77.50	0.39	80.5	0.55	50.28	1.24	63.81
200	350	0.1	81.13	0.17	81.11	0.38	33.84	0.95	62.77

Pela comparação de resultados verifica-se que, no caso sem mitigação, à medida que nos vamos aproximando da fonte de vibração as diferenças entre as duas abordagens vão-se acentuando. Também é notório um aumento das diferenças com o aumento da velocidade da acção (comboio). Em relação aos valores mitigados verifica-se que no caso bidimensional, apesar da trincheira possuir o dobro da profundidade, a sua eficácia é mais reduzida que no caso tridimensional. Constatou-se também que, ao contrário do que acontece com os valores não mitigados, a aproximação à via faz com que a percentagem de redução verificada com a implementação da trincheira se aproxime entre abordagens, apesar de os valores de r.m.s. serem bastante distintos. No entanto constata-se que para o edifício que se encontra à distância legal da via, os dois estudos apresentam resultados muito próximos mostrando que a abordagem bidimensional do fenómeno das vibrações induzidas é válida.

Concluiu-se então que para distâncias legais da fonte de vibração, a abordagem bidimensional apresenta valores relativamente próximos da abordagem tridimensional. Deste modo, o fenómeno das vibrações induzidas em edifícios apesar do seu carácter tridimensional, apresenta resultados

satisfatórios para análises bidimensionais. De referir no entanto o pormenor da estratificação dos modelos bidimensionais já mencionado, que torna o estudo não apenas uma análise bidimensional mas sim dois estudos bidimensionais interligados com propriedades tridimensionais.

O caso bidimensional apresenta ainda a vantagem de ser incomparavelmente mais rápido no seu cálculo em relação ao caso tridimensional que exige um tempo de processamento do cálculo muito elevado – Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Tempo de processamento de cálculo necessário

Estudo	Método de resolução	Passo (s)	Tempo (horas) / segundo análise	
2D	Sobreposição modal (longitudinal)	0.002	0.3	0.8
	Integração directa (transversal)	0.002	0.5	
3D	Integração directa	0.002	8	

Quando comparados os dois métodos em termos de tempo necessário para o cálculo constata-se que o estudo bidimensional necessita de apenas 1/10 do tempo requerido pelo estudo tridimensional.

5

CONCLUSÕES

5.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo desta dissertação foi o estudo das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade. Com esse objectivo procedeu-se à implementação de metodologias de análise tendo em vista a avaliação numérica dos efeitos dinâmicos em edifícios resultantes do tráfego ferroviário de superfície a alta velocidade, confrontação desses efeitos com os limites impostos por leis e aplicação de uma medida mitigadora para os casos extremos onde esses limites são ultrapassados.

A análise da resposta dinâmica do sistema ponte-comboio pode ser efectuada recorrendo a diversas metodologias, nomeadamente analíticas, numéricas, simplificadas e empíricas. Em relação às metodologias de análise numérica refira-se as metodologias de cargas móveis. Esta metodologia considera o comboio como um conjunto de cargas em movimento, sendo acessível a sua utilização e implementação em programas de cálculo comerciais. Para o efeito foi implementada este tipo de metodologia no programa de cálculo comercial ANSYS, tendo-se para o efeito desenvolvido uma macro em APDL, linguagem interna do programa, que permitiu gerar a evolução espacial e temporal das cargas, para posterior aplicação destas no modelo numérico. Uma segunda metodologia, de maior dificuldade de utilização, é a interacção comboio-estrutura, pois envolve a modelação do próprio comboio e o conhecimento de parâmetros adequados, que não se encontram directamente disponível em programas de cálculo comerciais. Esta metodologia pode ser relevante em situações em que se pretende avaliar o conforto dos passageiros, o que envolve a determinação de acelerações ao nível do comboio, analisar a estabilidade do contacto roda-carril, por exemplo em zonas de forte variação de rigidez, como o são as zonas de transição do aterro para a ponte, ou avaliar os efeitos de irregularidades da via, etc. Assim, e tendo em conta o principal objectivo do trabalho, apenas se implementou a primeira metodologia – cargas móveis.

A principal aplicação desta dissertação foi o estudo das vibrações induzidas em dois edifícios situados à distância regulamentar da via de 25 metros e a metade dessa distância, sendo para tal idealizado um modelo numérico tridimensional por intermédio de elementos volúmicos, elementos de viga 3D e elementos mola e amortecedor.

As análises dinâmicas foram precedidas por vários estudos de sensibilidade englobando os campos da modelação e métodos disponíveis para a realização das análises dinâmicas. O primeiro estudo consiste na definição e validação do tipo de elementos a empregar no modelo tridimensional. Foram validados os elementos amortecedores como condição fronteira capaz de simular um modelo infinito. Verificou-se que o facto de o programa ANSYS possuir este tipo de elemento faz com que modelo possa ter uma dimensão mais reduzida sem que haja reflexão de ondas nos limites do modelo. Quanto ao tipo de

elemento volúmico, foi efectuado um estudo tridimensional em que se avaliou a substituição de 4 elementos de 8 nós por 1 elemento de 20 nós, poupando assim 7 nós por cada elemento e tornando o modelo menos exigente em termos de tempo de cálculo e recursos computacionais. Constatou-se, após várias análises dinâmicas sob acção de cargas harmónicas, que os resultados obtidos nas duas situações chegavam a ser coincidentes em alguns dos pontos controlados, optando-se assim pelos elementos de 20 nós.

O estudo seguinte prendeu-se com a dimensão que o elemento deve possuir, de maneira a representar correctamente todas as ondas geradas pela passagem dos comboios, sendo depois definida a dimensão do modelo global. Com base em trabalhos anteriores foi definida a dimensão exigida ao elemento em função da velocidade das ondas S e da frequência máxima pretendida. Com base nessa dimensão foi construído o modelo. O modelo teórico idealizado teria cerca de $60 \times 30 \times 20 \text{ m}^3$ (Comprimento x Largura x Profundidade), com elementos de dimensão suficiente para considerar frequências de 80 Hz, sabendo que esta frequência é a máxima capaz de causar impacto ao nível da percepção, conforto e saúde humana segundo a norma ISO 14837-1. Este modelo teórico, após conhecida a dimensão a atribuir aos elementos volúnicos, tornou-se inviável, pois daria origem a cerca de 550000 elementos, que para uma análise dinâmica com um incremento de tempo de 0.0020 s levaria vários meses a ser completada com os meios informáticos disponíveis. Tendo em conta esta situação, decidiu-se reduzir as dimensões e fixou-se a frequência máxima captada nos 40 Hz, optando pela rapidez de processamento face à precisão da solução, que neste caso era inevitável. Pela natureza do carregamento em análise, a perda de precisão ao considerar apenas uma frequência de 40 Hz, acaba por quase não existir, pois as acções dos comboios associadas ao modelo de cargas móveis dificilmente atinge frequências de 40 Hz. Este valor é atingido para velocidades muito elevadas.

O último estudo relacionado com a modelação, prendeu-se com a modelação da via, nomeadamente com a discretização das travessas recorrendo a elementos de viga, possibilitando uma considerável poupança de elementos, ou elementos de volume. Após efectuada uma análise estática simulando a passagem comboio Alfa pendular, conclui-se que as travessas modeladas com elementos de volume apresentam-se como a melhor solução por se verificar um aumento de interacção entre cargas. Finda esta análise o modelo final ficou completamente definido comportando 22841 elementos e 71759 nós.

De entre os métodos disponíveis para a realização das análises dinâmicas, método de integração directa de Newmark e método da sobreposição modal, optou-se pelo primeiro método, devido ao facto de no caso concreto em estudo, análise dinâmica de um volume considerável de solo, ser preciso considerar mais de 150 modos de vibração, que são consideravelmente mais modos que os necessários em estruturas correntes, para que a análise pelo método de sobreposição modal seja correcta. Este facto aliado ao número elevado de modos de vibração que este tipo de modelos tem, faz com que o potencial ganho no tempo de cálculo se perca. Assim, optou-se por uma análise dinâmica por integração directa, recorrendo-se ao método de Newmark.

Para definição do incremento de tempo da análise recorreu-se a uma relação que indica o seu valor em função da velocidade das ondas P. A definição do amortecimento decorre do tipo de método utilizado. Assim, sabendo que se vai recorrer a uma análise dinâmica por integração directa no tempo, a definição do amortecimento a impor ao modelo pode ser efectuada pelo amortecimento de Rayleigh. Pretende-se impor um amortecimento à estrutura de cerca de 3%. Tendo em atenção que a estrutura apenas representa com precisão frequências até 40Hz, interessa que entre o intervalo de frequências 0-40 Hz o amortecimento se mantenha constante e próximo dos 3%. Assim, para definição dos valores α e β impôs-se o limite de frequências de 4.468 e 80 Hz, sendo 4.468 Hz o primeiro modo de vibração do modelo.

As análises dinâmicas foram efectuadas para a passagem do comboio Alfa pendular, actualmente o comboio mais veloz a circular em Portugal, e o TGV, futuro comboio de alta velocidade a circular no nosso país, para uma gama de velocidades entre os 150 e os 350 km/h. Todos os resultados foram confrontados entre si e após tratamento conveniente com os limites impostos pelas normas ISO 2631-1, US-DOT-293630-1 e uma norma Sueca.

Pela análise dos modos de vibração do solo, conclui-se que o primeiro modo que participa numa possível amplificação dinâmica dos deslocamentos verticais no carril é o modo com a frequência 8.917 Hz. Existe um pico na frequência de excitação correspondente a cada velocidade, verificando-se para a velocidade 300 km/h, um pico significativo na frequência dos 9 Hz, múltiplo da frequência de excitação, que corresponde ao modo mencionado anteriormente, levando a um aumento significativo da amplificação dinâmica.

A ligeira diminuição da amplificação verificada aos 250 km/h, por ser residual, quando comparada com a velocidade anterior, encontra-se dentro do erro que advém da discretização do carril e de o nó controlado ser o mesmo. Para velocidades diferentes, as cargas percorrem pontos diferentes levando envolventes máximas de deslocamentos que podem ser inferiores às reais repercutindo-se esse efeito na amplificação dinâmica.

Constata-se que quando os edifícios assentam no terreno com as características do solo 1, o impacto causado pela passagem dos comboios Alfa pendular e TGV é sempre maior que nos restantes solos para qualquer velocidade em análise, como se previa. Verificam-se algumas excepções nos nós representativos da resposta ao nível do último piso dos edifícios, que se justifica pelo facto da excitação incidente na fundação coincidir com modos próprios de vibração do edifício levando à amplificação da resposta, tendo-se constatado que tal acontece para o caso da passagem do Alfa pendular a 250 km/h sobre o solo 1. Este facto leva a que o controlo das vibrações induzidas passe a ser avaliado com maior atenção pelos nós representativos das fundações dos edifícios, nunca descurando o exemplo que esta estrutura representa. O estudo concentra-se principalmente no controlo das vibrações que incidem nas fundações, mitigando essa vibração antes da chegada à estrutura, e não o estudo da optimização das estruturas para fazer face a excitações que lhes provoquem ressonância. De qualquer forma, a redução da excitação na base do edifício leva consequentemente à redução ou anulação da amplificação desta nos pisos superiores.

Naturalmente o TGV apresenta-se como o mais gravoso. A diferença de desenvolvimento assinalável, 468 m face a 151 m do Alfa pendular, e o seu maior peso por eixo (170 kN face a 133 kN) são os factores determinantes para esta diferença.

Segundo as normas ISO, que definem limites para a saúde, conforto e percepção para humanos sujeitos à exposição de vibrações no interior de edifícios, os valores registados tratados sob a forma de r.m.s., apenas excedem os limites impostos para a percepção e conforto. Segundo a norma não há risco para a saúde. O piso superior do edifício mais próximo da via regista dois valores, de 0.37 e 0.64 m/s², que leva a situações de pouco e algum desconforto, respectivamente. Ao nível da fundação do mesmo edifício regista-se uma situação de pouco conforto (0.40 m/s²). Quanto à percepção pode-se afirmar que todas as situações são perceptíveis, pois excedem o limite de 0.02 m/s².

A norma Americana US-DOT-293630-1, estipula valores limites de r.m.s., para a velocidade, em edifícios. A confrontação resultados com esta norma revelou o pior cenário, onde a esmagadora maioria dos pontos controlados excede o limite imposto pela norma em questão.

Por fim, as normas Suecas definem valores limites menos exigentes que a anterior levando a que haja um maior equilíbrio entre situações acima e abaixo dos limites.

A avaliação dos resultados obtidos com as normas demonstra a necessidade clara de se implementar uma medida mitigadora, visto a grande maioria dos casos exceder em muito o valor imposto pela norma Americana. Foi implementada uma medida mitigadora que actua entre a fonte de vibração (via) e o receptor (fundações dos edifícios), sob a forma de uma trincheira vazia com 5.4 m de profundidade.

Uma nova confrontação com as normas leva a concluir que no caso das normas ISO, os valores situam-se agora no limiar da percepção, não gerando nenhuma situação de desconforto. Atendendo agora à norma Sueca verifica-se que os valores de r.m.s. registados nas fundações dos edifícios obedecem ao limite imposto, enquanto que o mesmo não acontece no piso superior. Este facto seria contornado, como já foi referido, com uma estrutura com características de rigidez diferentes e não com uma medida mitigadora mais eficaz.

Finalmente, quanto à norma US-DOT-293630-1, a passagem do TGV para um solo do tipo 1, origina excitações nas fundações que levam a valores de r.m.s. superiores aos permitidos pela norma em questão. Verifica-se que a medida que vamos caminhando para solos com melhores características mecânicas o valor de r.m.s. vai diminuindo, sendo que para solos com módulos de elasticidade superior a 150MPa o valor limitado pela lei não é excedido.

Verificou-se que a percentagem de redução foi elevada, na ordem dos 80%, comprovando a eficiência desta medida, praticamente constante para os diferentes tipos de solos.

Todo o trabalho desenvolvido ao longo deste estudo assentou em várias ideias base. Uma dessas ideias é a de que o fenómeno das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário é um problema inevitavelmente tridimensional. Assim, e tendo por base um estudo bidimensional realizado pelo autor sobre a mesma problemática, compararam-se os resultados obtidos pelas duas diferentes abordagens numa tentativa de perceber até que ponto as modelações bidimensionais, apesar da ausência de uma dimensão, se aproximam do caso tridimensional.

Pela comparação de resultados verificou-se que, no caso sem mitigação, à medida que nos vamos aproximando da fonte de vibração as diferenças entre as duas abordagens vão divergindo. Também é notório um aumento das diferenças com o aumento da velocidade da acção (comboio). Em relação aos valores mitigados verificou-se que no caso bidimensional, apesar da trincheira possuir o dobro da profundidade, a sua eficácia é mais reduzida que no caso tridimensional. Constatou-se também que, ao contrário do que acontece com os valores não mitigados, a aproximação à via faz com percentagem de redução verificada com a implementação da trincheira se aproxime entre abordagens, apesar dos valores serem bastante distintos.

Pela comparação de resultados verifica-se que, no caso sem mitigação, à medida que nos vamos aproximando da fonte de vibração as diferenças entre as duas abordagens vão-se acentuando. Também é notório um aumento das diferenças com o aumento da velocidade da acção (comboio). Em relação aos valores mitigados verifica-se que no caso bidimensional, apesar da trincheira possuir o dobro da profundidade, a sua eficácia é mais reduzida que no caso tridimensional. Constatou-se também que, ao contrário do que acontece com os valores não mitigados, a aproximação à via faz com percentagem de redução verificada com a implementação da trincheira se aproxime entre abordagens, apesar dos valores serem bastante distintos. No entanto constata-se que para o edifício que se encontra à distância legal da via, os dois estudos apresentam resultados muito próximos mostrando que a abordagem bidimensional do fenómeno das vibrações induzidas é válida.

Concluiu-se então que para distâncias legais da fonte de vibração, a abordagem bidimensional apresenta valores relativamente próximos da abordagem tridimensional. Deste modo, o fenómeno das

vibrações induzidas em edifícios apesar do seu carácter tridimensional, apresenta resultados satisfatórios para análises bidimensionais. De referir no entanto o pormenor da estratificação dos modelos bidimensionais já mencionado, que torna o estudo não apenas uma análise bidimensional mas sim dois estudos bidimensionais interligados com propriedades tridimensionais.

O caso bidimensional apresenta ainda a vantagem de ser incomparavelmente mais rápido no seu cálculo em relação ao caso tridimensional que exige um tempo de processamento do cálculo muito elevado. Quando comparados os dois métodos em termos de tempo necessário para o cálculo constata-se que o estudo bidimensional necessita de apenas 1/10 do tempo requerido pelo estudo tridimensional.

Como conclusão final, o estudo efectuado permitiu afirmar que a problemática das vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário é uma realidade presente que deverá ser um factor importante a ter em conta nos projectos de vias-férreas novas ou renovação de existentes.

5.2. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros:

- Implementação do processamento paralelo, permitido pelo programa ANSYS, possibilitando assim a definição de um modelo mais refinado, e consequentemente com maior precisão, podendo ser avaliado o impacto na estrutura de edifícios (1-500 Hz) e equipamentos sensíveis (1-200 Hz);
- Consideração da interacção comboio-estrutura, com o objectivo de perceber a sua influência por comparação com a metodologia das cargas móveis;
- Variação da profundidade da trincheira numa tentativa de se encontrar, em função do tipo de solo, uma relação que forneça a sua profundidade ideal.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bahrekazemi, Mehdi (2004). *Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction*. Dissertação de Doutorado, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- [2] Decreto-Lei n.º 53/2003. D. R. Série A (03-11-04) 255
- [3] Degen, K. G., Behr, W., Grutz, H.-P. (2006). *Investigations and Results Concerning Railway-induced Ground-borne Vibrations in Germany*. Journal of Sound and Vibration, 293, 865–872.
- [4] Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track*. MRT Productions, Zaltbommel.
- [5] Faria, Rui Manuel (1994). *Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão através de um Modelo de Dano Contínuo*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [6] Gonçalves, Sílvio; Macedo, Magda; Peres, Diana (2007). *Vibrações Induzidas em Edifícios Devidas ao Tráfego Ferroviário de Alta Velocidade*. Dissertação no âmbito da cadeira de Seminário de Estruturas do 5º ano do curso de Engenharia Civil opção condicionada de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [7] Hall, Lars (2000). *Simulations and Analyses of Train-induced Ground Vibrations – A comparative study of two- and three-dimensional calculations with actual measurements*. Dissertação de Doutorado, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- [8] Hemsworth, B. (2000). *Reducing Ground borne Vibrations: State-of-the-Art Study*. Journal of Sound and Vibration, 231(3), 703-709.
- [9] ISO 2631-1 (1997). *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole body vibration – Part 1: General requirements*. International Organization for Standardization.
- [10] ISO 2631-2 (2003). *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole body vibration – Part 2: Vibration in buildings (1Hz to 80Hz)*. International Organization for Standardization.
- [11] ISO 4866 (1990). *Mechanical vibration and shock – Vibration of buildings – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings*. International Organization for Standardization.
- [12] ISO 10811-1 (2000). *Mechanical vibration and shock – Vibration and shock in buildings with sensitive equipment – Part 1: Measurement and evaluation*. International Organization for Standardization.
- [13] ISO 10811-2 (2000). *Mechanical vibration and shock – Vibration and shock in buildings with sensitive equipment – Part 2: Classification*. International Organization for Standardization.
- [14] ISO 14837-1 (2005). *Mechanical vibration – Ground borne noise and vibration arising from rail systems – Part 1: General Guidance*. International Organization for Standardization.
- [15] Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Infraestructura del Transporte (2003). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*.
- [16] Ribeiro, Diogo Rodrigo F. (2004). *Comportamento dinâmico de pontes sob a acção de tráfego ferroviário de alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- [17] Santos, Nuno (2006). *Comportamentos Dinâmicos e seus Principais Efeitos: Túneis e Via*. RAVE & Instituto da Construção da FEUP.
- [18] US-DOT-293630-1 (2005). *High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment*. Office of Railroad Development, Report 293630-4, U.S. Department of Transportation.
- [19] Yang, Yeong-Bin; Hung, Hsiao-Hui (1997). *A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations*. International journal for numerical methods in engineering, Vol. 40, 3729-3747.

ANEXO A1

**MACRO DESENVOLVIDA PARA IMPLEMENTAÇÃO NO
PROGRAMA ANSYS DA METODOLOGIA DAS CARGAS
MÓVEIS**

!!INPUT

VELOCIDADE= (KM/H)
STEP= (SEG.)
COMBOIO= (1 - ALFA ; 2 - TGV)

!FIM INPUT

VEL=QVELOCIDADE/3.6

*IF,COMBOIO,EQ,1,THEN

LINHAS_COMBOIO=24

*DIM,ALFAPENDULAR,ARRAY,LINHAS_COMBOIO,2,1,,

*SET,ALFAPENDULAR(	1	,	1	,	1	),	0
*SET,ALFAPENDULAR(	2	,	1	,	1	),	-2.7
*SET,ALFAPENDULAR(	3	,	1	,	1	),	-19
*SET,ALFAPENDULAR(	4	,	1	,	1	),	-21.7
*SET,ALFAPENDULAR(	5	,	1	,	1	),	-25.9
*SET,ALFAPENDULAR(	6	,	1	,	1	),	-28.6
*SET,ALFAPENDULAR(	7	,	1	,	1	),	-44.9
*SET,ALFAPENDULAR(	8	,	1	,	1	),	-47.6
*SET,ALFAPENDULAR(	9	,	1	,	1	),	-51.8
*SET,ALFAPENDULAR(	10	,	1	,	1	),	-54.5
*SET,ALFAPENDULAR(	11	,	1	,	1	),	-70.8
*SET,ALFAPENDULAR(	12	,	1	,	1	),	-73.5
*SET,ALFAPENDULAR(	13	,	1	,	1	),	-77.7
*SET,ALFAPENDULAR(	14	,	1	,	1	),	-80.4
*SET,ALFAPENDULAR(	15	,	1	,	1	),	-96.7
*SET,ALFAPENDULAR(	16	,	1	,	1	),	-99.4
*SET,ALFAPENDULAR(	17	,	1	,	1	),	-103.6
*SET,ALFAPENDULAR(	18	,	1	,	1	),	-106.3
*SET,ALFAPENDULAR(	19	,	1	,	1	),	-122.6
*SET,ALFAPENDULAR(	20	,	1	,	1	),	-125.3
*SET,ALFAPENDULAR(	21	,	1	,	1	),	-129.5
*SET,ALFAPENDULAR(	22	,	1	,	1	),	-132.5
*SET,ALFAPENDULAR(	23	,	1	,	1	),	-148.5
*SET,ALFAPENDULAR(	24	,	1	,	1	),	-151.2
*SET,ALFAPENDULAR(	1	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	2	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	3	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	4	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	5	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	6	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	7	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	8	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	9	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	10	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	11	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	12	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	13	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	14	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	15	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	16	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	17	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	18	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	19	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	20	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	21	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	22	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	23	,	2	,	1	),	132.80
*SET,ALFAPENDULAR(	24	,	2	,	1	),	132.80

COMPRIMENTOCOMBOIO=ALFAPENDULAR(LINHAS_COMBOIO,1)*(-1)

*ELSE

LINHAS_COMBOIO=60

*DIM,TGV,ARRAY,LINHAS_COMBOIO,2,1,,

*SET,TGV(1,2,1) , 170
 *SET,TGV(2,1,1) , -3
 *SET,TGV(2,2,1) , 170
 *SET,TGV(3,1,1) , -14
 *SET,TGV(3,2,1) , 170
 *SET,TGV(4,1,1) , -17
 *SET,TGV(4,2,1) , 170
 *SET,TGV(5,1,1) , -20.275
 *SET,TGV(5,2,1) , 163
 *SET,TGV(6,1,1) , -23.275
 *SET,TGV(6,2,1) , 163
 *SET,TGV(7,1,1) , -38.975
 *SET,TGV(7,2,1) , 170
 *SET,TGV(8,1,1) , -41.975
 *SET,TGV(8,2,1) , 170
 *SET,TGV(9,1,1) , -57.675
 *SET,TGV(9,2,1) , 170
 *SET,TGV(10,1,1) , -60.675
 *SET,TGV(10,2,1) , 170
 *SET,TGV(11,1,1) , -76.375
 *SET,TGV(11,2,1) , 170
 *SET,TGV(12,1,1) , -79.375
 *SET,TGV(12,2,1) , 170
 *SET,TGV(13,1,1) , -95.075
 *SET,TGV(13,2,1) , 170
 *SET,TGV(14,1,1) , -98.075
 *SET,TGV(14,2,1) , 170
 *SET,TGV(15,1,1) , -113.775
 *SET,TGV(15,2,1) , 170
 *SET,TGV(16,1,1) , -116.775
 *SET,TGV(16,2,1) , 170
 *SET,TGV(17,1,1) , -132.475
 *SET,TGV(17,2,1) , 170
 *SET,TGV(18,1,1) , -135.475
 *SET,TGV(18,2,1) , 170
 *SET,TGV(19,1,1) , -151.175
 *SET,TGV(19,2,1) , 170
 *SET,TGV(20,1,1) , -154.175
 *SET,TGV(20,2,1) , 170
 *SET,TGV(21,1,1) , -169.875
 *SET,TGV(21,2,1) , 170
 *SET,TGV(22,1,1) , -172.875
 *SET,TGV(22,2,1) , 170
 *SET,TGV(23,1,1) , -188.575
 *SET,TGV(23,2,1) , 170
 *SET,TGV(24,1,1) , -191.575
 *SET,TGV(24,2,1) , 170
 *SET,TGV(25,1,1) , -207.272
 *SET,TGV(25,2,1) , 163
 *SET,TGV(26,1,1) , -210.275
 *SET,TGV(26,2,1) , 163
 *SET,TGV(27,2,1) , 170
 *SET,TGV(27,1,1) , -213.55
 *SET,TGV(28,2,1) , 170
 *SET,TGV(28,1,1) , -216.55
 *SET,TGV(29,2,1) , 170
 *SET,TGV(29,1,1) , -227.55
 *SET,TGV(30,2,1) , 170
 *SET,TGV(30,1,1) , -230.55
 *SET,TGV(31,2,1) , 170
 *SET,TGV(31,1,1) , -237.59
 *SET,TGV(32,2,1) , 170
 *SET,TGV(32,1,1) , -240.59
 *SET,TGV(33,2,1) , 170
 *SET,TGV(33,1,1) , -251.59
 *SET,TGV(34,2,1) , 170
 *SET,TGV(34,1,1) , -254.59
 *SET,TGV(35,2,1) , 163
 *SET,TGV(35,1,1) , -257.865
 *SET,TGV(36,2,1) , 163
 *SET,TGV(36,1,1) , -260.865
 *SET,TGV(37,2,1) , 170

```

*SET,TGV(37,1,1) , -276.565
*SET,TGV(38,2,1) , 170
*SET,TGV(38,1,1) , -279.565
*SET,TGV(39,2,1) , 170
*SET,TGV(39,1,1) , -295.265
*SET,TGV(40,2,1) , 170
*SET,TGV(40,1,1) , -298.265
*SET,TGV(41,2,1) , 170
*SET,TGV(41,1,1) , -313.965
*SET,TGV(42,2,1) , 170
*SET,TGV(42,1,1) , -316.965
*SET,TGV(43,2,1) , 170
*SET,TGV(43,1,1) , -332.665
*SET,TGV(44,2,1) , 170
*SET,TGV(44,1,1) , -335.665
*SET,TGV(45,2,1) , 170
*SET,TGV(45,1,1) , -351.665
*SET,TGV(46,2,1) , 170
*SET,TGV(46,1,1) , -354.365
*SET,TGV(47,2,1) , 170
*SET,TGV(47,1,1) , -370.065
*SET,TGV(48,2,1) , 170
*SET,TGV(48,1,1) , -373.065
*SET,TGV(49,2,1) , 170
*SET,TGV(49,1,1) , -388.765
*SET,TGV(50,2,1) , 170
*SET,TGV(50,1,1) , -391.765
*SET,TGV(51,2,1) , 170
*SET,TGV(51,1,1) , -407.465
*SET,TGV(52,2,1) , 170
*SET,TGV(52,1,1) , -410.465
*SET,TGV(53,2,1) , 170
*SET,TGV(53,1,1) , -426.165
*SET,TGV(54,2,1) , 170
*SET,TGV(54,1,1) , -429.165
*SET,TGV(55,2,1) , 163
*SET,TGV(55,1,1) , -444.865
*SET,TGV(56,2,1) , 163
*SET,TGV(56,1,1) , -447.865
*SET,TGV(57,2,1) , 170
*SET,TGV(57,1,1) , -451.14
*SET,TGV(58,2,1) , 170
*SET,TGV(58,1,1) , -454.14
*SET,TGV(59,2,1) , 170
*SET,TGV(59,1,1) , -465.14
*SET,TGV(60,2,1) , 170
*SET,TGV(60,1,1) , -468.14

```

COMPRIMENTOCOMBOIO=TGV(LINHAS_COMBOIO,1)*(-1)

*ENDIF

NUMERODENOS=(COMP/0.3)+1

XX=0

LINHAS=(COMPRIMENTOCOMBOIO+COMP)/VEL/STEP

LINH=NINT(LINHAS)

*IF,LINH,GE,LINHAS,THEN

LINHAS=LINH+1

*ELSE

LINHAS=LINH+2

*ENDIF

*DIM,TEMPO,,1,LINHAS !CRIA UMA COLUNA COM O TEMPO

*DO,j,1,LINHAS,1

TEMPO(1,j)=(j-1)*STEP

```

*ENDDO

*DIM,GRANDE,,LINHAS_COMBOIO,LINHAS
*DIM,MATRIZ,,1,LINHAS
*DIM,MATRIZFINAL,,LINHAS,NUMERODENOS

*DO,Z_,1,NUMERODENOS,1
  XX=((Z_-1)*0.6)

  *DO,K_,1,LINHAS_COMBOIO,1

    XK= ALFAPENDULAR(K_,1)  !XK é a coordenada inicial da carga
    PKK= ALFAPENDULAR(K_,2)*500

    *IF,XX+0.6,GT,COMP,THEN

      XIMAI1=COMP

    *ELSE

      XIMAI1=XX+0.6

    *ENDIF

    *IF,XX-0.6,LT,0,THEN

      XIMENOS1=0

    *ELSE

      XIMENOS1=XX-0.6

    *ENDIF

    T=0
    XTK=XK+VEL*T

    *DO,i,1,LINHAS,1

      *IF,XTK,LT,XIMENOS1,THEN

        GRANDE(K_,i)=0
        T=STEP*i
        XTK=XK+VEL*T

      *ELSEIF,XTK,GT,XIMAI1

        GRANDE(K_,i)=0
        T=STEP*i
        XTK=XK+VEL*T

      *ELSE

        *IF,XTK,GE,XX,THEN

          PK=1-(XTK-XX)/0.6

        *ELSE

          PK=1-(XX-XTK)/0.6

        *ENDIF

        GRANDE(K_,i)=PK*PKK
        T=STEP*i
        XTK=XK+VEL*T

      *ENDIF

    *ENDDO

  *ENDDO

```

```
*DO,m,1,LINHAS,1
    AUX=0
    *DO,n,1,LINHAS_COMBOIO,1
        AUX=GRANDE(n,m)+AUX
    *ENDDO
    MATRIZ(1,m)=AUX
*ENDDO
*DO,Y_,1,LINHAS,1
    MATRIZFINAL(Y_,Z_)=MATRIZ(1,Y_)
*ENDDO
*ENDDO
FINISH
```

ANEXO A2

**ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 2D: TABELAS DE DIFERENÇAS
ENTRE ELEMENTOS DE 4 E 8 NÓS**

NÓ 2

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	5,64E-07	0,07	2,01E-06	0,24	4,06E-06	0,49
	Desvio Médio	9,95E-08	0,01	3,94E-07	0,05	1,00E-06	0,12
	Média	7,47E-08	0,01	2,97E-07	0,04	7,58E-07	0,09
2	Máximo	2,20E-06	0,26	8,12E-06	0,97	1,62E-05	1,93
	Desvio Médio	2,03E-07	0,02	7,13E-07	0,09	1,51E-06	0,18
	Média	1,21E-07	0,01	4,24E-07	0,05	8,97E-07	0,11
3	Máximo	1,15E-05	0,52	4,19E-05	1,87	8,02E-05	3,60
	Desvio Médio	3,24E-06	0,14	1,22E-05	0,51	2,49E-05	1,05
	Média	2,46E-06	0,10	9,39E-06	0,40	1,91E-05	0,81
4	Máximo	3,91E-06	0,57	1,10E-05	1,60	1,60E-05	2,33
	Desvio Médio	2,62E-08	0,00	7,58E-08	0,01	1,59E-07	0,03
	Média	1,32E-08	0,00	3,82E-08	0,01	8,00E-08	0,01
5	Máximo	2,92E-05	10,12	5,50E-05	20,11	2,06E-04	182,32
	Desvio Médio	3,22E-06	1,10	4,80E-07	0,16	8,24E-07	0,73
	Média	1,76E-06	0,60	2,42E-07	0,08	4,13E-07	0,36
6	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	6,51E-04	372,70
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,10E-04	67,89
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	6,30E-05	38,84
7	Máximo	2,85E-06	0,99	1,35E-05	5,58	1,92E-05	6,11
	Desvio Médio	2,30E-08	0,01	1,47E-07	0,05	1,79E-07	0,05
	Média	1,16E-08	0,00	7,45E-08	0,03	9,07E-08	0,03
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	3,41E-07	0,05	1,32E-06	0,18	3,23E-06	0,43
	Desvio Médio	1,05E-07	0,01	4,16E-07	0,05	1,06E-06	0,13
	Média	8,11E-08	0,01	3,22E-07	0,04	8,27E-07	0,10
2	Máximo	3,79E-07	0,07	1,40E-06	0,27	3,17E-06	0,62
	Desvio Médio	1,47E-07	0,03	5,35E-07	0,10	1,17E-06	0,22
	Média	1,10E-07	0,02	4,00E-07	0,08	8,41E-07	0,16
3	Máximo	1,93E-07	0,05	7,25E-07	0,20	1,76E-06	0,50
	Desvio Médio	4,31E-09	0,00	1,43E-08	0,00	3,41E-08	0,01
	Média	2,18E-09	0,00	7,26E-09	0,00	1,73E-08	0,00
4	Máximo	1,06E-07	0,06	4,06E-07	0,21	1,02E-06	0,54
	Desvio Médio	8,94E-10	0,00	3,27E-09	0,00	8,09E-09	0,00
	Média	4,50E-10	0,00	1,65E-09	0,00	4,07E-09	0,00
5	Máximo	1,52E-08	0,03	4,85E-08	0,10	1,46E-07	0,29
	Desvio Médio	1,20E-10	0,00	3,73E-10	0,00	1,07E-09	0,00
	Média	6,01E-11	0,00	1,87E-10	0,00	5,37E-10	0,00
6	Máximo	1,29E-08	0,10	5,20E-08	0,42	1,37E-07	1,11
	Desvio Médio	1,24E-10	0,00	4,78E-10	0,00	1,45E-09	0,01
	Média	6,25E-11	0,00	2,41E-10	0,00	7,31E-10	0,01
7	Máximo	8,29E-08	0,24	3,23E-07	1,01	8,25E-07	2,35
	Desvio Médio	3,94E-09	0,01	1,46E-08	0,05	3,29E-08	0,10
	Média	2,50E-09	0,03	9,22E-09	0,13	2,08E-08	0,33

NÓ 3

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,18E-06	0,10	8,86E-06	0,85	4,61E-05	4,16
	Desvio Médio	1,81E-07	0,02	2,63E-06	0,24	1,72E-05	1,49
	Média	1,25E-07	0,01	1,77E-06	0,16	1,25E-05	1,08
2	Máximo	3,10E-06	0,29	1,57E-05	1,51	5,69E-05	5,01
	Desvio Médio	1,04E-07	0,01	1,85E-06	0,18	1,51E-05	1,39
	Média	6,36E-08	0,01	1,04E-06	0,10	9,58E-06	0,88
3	Máximo	1,22E-05	0,54	4,07E-05	1,82	8,40E-05	3,70
	Desvio Médio	3,09E-06	0,13	1,31E-05	0,57	3,22E-05	1,43
	Média	2,31E-06	0,10	1,01E-05	0,44	2,50E-05	1,11
4	Máximo	7,10E-06	0,86	1,96E-05	2,33	3,13E-05	4,07
	Desvio Médio	1,07E-07	0,01	2,08E-07	0,03	3,10E-07	0,04
	Média	5,40E-08	0,01	1,06E-07	0,01	1,56E-07	0,02
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	0,00E+00	0,00	4,11E-04	139,43	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	1,50E-04	45,68	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	1,09E-04	33,39	0,00E+00	0,00
7	Máximo	3,52E-05	17,93	7,12E-05	26,63	1,32E-04	207,22
	Desvio Médio	5,81E-07	0,23	1,07E-06	0,37	1,95E-06	1,20
	Média	2,97E-07	0,12	5,48E-07	0,19	9,97E-07	0,61
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	4,54E-07	0,04	7,71E-06	0,76	4,39E-05	4,13
	Desvio Médio	1,70E-07	0,02	2,68E-06	0,25	1,74E-05	1,53
	Média	1,19E-07	0,01	1,81E-06	0,17	1,27E-05	1,12
2	Máximo	2,42E-07	0,03	6,24E-06	0,90	3,48E-05	4,69
	Desvio Médio	4,29E-08	0,01	1,56E-06	0,22	1,18E-05	1,58
	Média	2,70E-08	0,00	9,31E-07	0,13	7,88E-06	1,06
3	Máximo	2,14E-07	0,05	4,47E-06	0,95	2,55E-05	4,93
	Desvio Médio	2,73E-09	0,00	6,31E-08	0,01	3,59E-07	0,07
	Média	1,38E-09	0,00	3,18E-08	0,01	1,81E-07	0,03
4	Máximo	1,50E-07	0,06	2,64E-06	1,00	1,55E-05	5,29
	Desvio Médio	1,05E-09	0,00	1,79E-08	0,01	1,06E-07	0,04
	Média	5,29E-10	0,00	8,98E-09	0,00	5,32E-08	0,02
5	Máximo	4,57E-08	0,06	2,26E-07	0,31	6,47E-06	9,29
	Desvio Médio	1,83E-10	0,00	9,03E-10	0,00	3,82E-08	0,05
	Média	9,15E-11	0,00	4,52E-10	0,00	1,92E-08	0,03
6	Máximo	1,09E-08	0,06	3,32E-07	1,97	1,77E-06	8,89
	Desvio Médio	4,36E-11	0,00	1,54E-09	0,01	9,81E-09	0,05
	Média	2,19E-11	0,00	7,74E-10	0,00	4,93E-09	0,02
7	Máximo	1,10E-07	0,10	2,02E-06	4,03	1,18E-05	14,61
	Desvio Médio	3,77E-09	0,01	5,98E-08	0,07	3,35E-07	0,31
	Média	2,39E-09	0,03	3,46E-08	0,16	1,83E-07	0,48

NÓ 4

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	3,45E-07	0,04	5,57E-05	7,65	5,91E-06	0,70
	Desvio Médio	7,39E-08	0,01	2,24E-05	3,04	2,18E-06	0,28
	Média	5,53E-08	0,01	1,70E-05	2,31	1,66E-06	0,21
2	Máximo	1,23E-06	0,16	5,13E-05	7,36	6,74E-06	0,93
	Desvio Médio	5,61E-08	0,01	6,63E-06	0,95	3,26E-07	0,04
	Média	3,04E-08	0,00	3,59E-06	0,51	1,76E-07	0,02
3	Máximo	1,05E-05	0,52	9,69E-05	4,87	7,29E-05	3,61
	Desvio Médio	2,88E-06	0,13	3,10E-05	1,46	2,14E-05	0,99
	Média	2,17E-06	0,10	2,39E-05	1,12	1,63E-05	0,75
4	Máximo	1,28E-06	0,21	8,32E-05	16,08	2,80E-06	0,47
	Desvio Médio	1,39E-08	0,00	8,20E-07	0,15	1,96E-08	0,00
	Média	7,00E-09	0,00	4,13E-07	0,07	9,86E-09	0,00
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	3,50E-04	35,11
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,57E-04	5,30
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,30E-04	2,70
6	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	4,05E-04	1581,12
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	1,62E-06	6,31
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	8,10E-07	3,16
7	Máximo	5,91E-06	2,82	5,06E-05	29,39	1,42E-05	7,44
	Desvio Médio	4,25E-08	0,02	7,11E-07	0,32	1,57E-07	0,07
	Média	2,16E-08	0,01	3,62E-07	0,17	8,00E-08	0,03
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,99E-07	0,03	5,34E-05	7,58	5,11E-06	0,66
	Desvio Médio	6,30E-08	0,01	2,20E-05	3,06	2,13E-06	0,28
	Média	4,81E-08	0,01	1,68E-05	2,33	1,62E-06	0,21
2	Máximo	9,00E-08	0,02	3,78E-05	8,09	3,46E-06	0,73
	Desvio Médio	2,35E-08	0,00	1,37E-05	3,06	1,02E-06	0,21
	Média	1,67E-08	0,00	9,78E-06	2,18	7,25E-07	0,15
3	Máximo	4,73E-08	0,02	2,66E-05	8,93	2,77E-06	0,90
	Desvio Médio	7,71E-10	0,00	6,29E-07	0,20	5,53E-08	0,02
	Média	3,91E-10	0,00	3,19E-07	0,10	2,80E-08	0,01
4	Máximo	4,08E-08	0,02	1,53E-05	10,18	1,76E-06	1,08
	Desvio Médio	3,51E-10	0,00	1,60E-07	0,10	1,46E-08	0,01
	Média	1,77E-10	0,00	8,03E-08	0,05	7,35E-09	0,00
5	Máximo	1,65E-08	0,04	4,31E-06	10,66	3,31E-07	0,74
	Desvio Médio	8,83E-11	0,00	3,02E-08	0,08	1,91E-09	0,00
	Média	4,43E-11	0,00	1,51E-08	0,04	9,61E-10	0,00
6	Máximo	4,39E-09	0,04	1,18E-06	13,20	1,47E-07	1,36
	Desvio Médio	3,86E-11	0,00	1,66E-08	0,17	1,30E-09	0,01
	Média	1,95E-11	0,00	8,41E-09	0,09	6,56E-10	0,01
7	Máximo	3,20E-08	0,10	1,07E-05	19,52	1,28E-06	4,41
	Desvio Médio	2,23E-09	0,01	3,98E-07	0,76	3,97E-08	0,11
	Média	1,45E-09	0,02	2,44E-07	2,14	2,47E-08	0,32

NÓ 5

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	4,38E-07	0,09	1,31E-06	0,26	3,59E-06	0,67
	Desvio Médio	5,12E-08	0,01	1,45E-07	0,03	1,04E-06	0,19
	Média	3,53E-08	0,01	1,00E-07	0,02	7,44E-07	0,14
2	Máximo	2,12E-06	0,52	3,42E-06	0,89	4,31E-06	0,99
	Desvio Médio	3,50E-08	0,01	6,47E-08	0,02	4,05E-08	0,01
	Média	1,78E-08	0,00	3,29E-08	0,01	2,06E-08	0,00
3	Máximo	5,22E-06	0,49	8,69E-06	0,91	3,30E-05	3,34
	Desvio Médio	5,13E-07	0,05	1,62E-06	0,15	8,85E-06	0,83
	Média	3,81E-07	0,04	1,24E-06	0,12	6,62E-06	0,62
4	Máximo	1,35E-05	1,78	4,44E-05	5,49	4,77E-05	6,10
	Desvio Médio	3,16E-07	0,04	6,63E-07	0,08	7,12E-07	0,09
	Média	1,61E-07	0,02	3,36E-07	0,04	3,60E-07	0,05
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	0,00E+00	0,00	7,01E-04	3229,80	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	2,50E-04	632,77	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	2,29E-04	453,07	0,00E+00	0,00
7	Máximo	2,89E-05	12,90	3,30E-05	15,08	6,37E-05	39,21
	Desvio Médio	2,87E-07	0,12	6,15E-07	0,23	8,24E-07	0,33
	Média	1,45E-07	0,06	3,11E-07	0,12	4,15E-07	0,16
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,75E-07	0,04	7,30E-07	0,15	2,60E-06	0,54
	Desvio Médio	2,15E-08	0,00	8,39E-08	0,02	8,35E-07	0,16
	Média	1,44E-08	0,00	5,61E-08	0,01	5,77E-07	0,11
2	Máximo	3,54E-07	0,15	1,32E-06	0,55	7,78E-07	0,29
	Desvio Médio	2,15E-08	0,01	7,04E-08	0,03	3,84E-08	0,01
	Média	1,12E-08	0,00	3,67E-08	0,01	2,00E-08	0,01
3	Máximo	1,96E-07	0,13	7,59E-07	0,49	5,12E-07	0,34
	Desvio Médio	4,14E-09	0,00	1,49E-08	0,01	1,30E-08	0,01
	Média	2,10E-09	0,00	7,56E-09	0,00	6,57E-09	0,00
4	Máximo	9,29E-08	0,12	3,55E-07	0,44	2,88E-07	0,32
	Desvio Médio	6,94E-10	0,00	2,25E-09	0,00	3,16E-09	0,00
	Média	3,49E-10	0,00	1,13E-09	0,00	1,59E-09	0,00
5	Máximo	2,47E-08	0,15	9,17E-08	0,54	1,19E-07	0,59
	Desvio Médio	1,96E-10	0,00	9,06E-10	0,00	1,21E-09	0,01
	Média	9,87E-11	0,00	4,56E-10	0,00	6,06E-10	0,00
6	Máximo	1,10E-08	0,23	4,21E-08	0,89	1,01E-07	1,87
	Desvio Médio	1,13E-10	0,00	4,57E-10	0,01	1,26E-09	0,03
	Média	5,73E-11	0,00	2,31E-10	0,00	6,37E-10	0,01
7	Máximo	7,88E-08	1,97	3,40E-07	9,27	2,45E-07	10,50
	Desvio Médio	3,78E-09	0,03	1,37E-08	0,14	1,69E-08	0,35
	Média	2,49E-09	0,04	9,63E-09	0,19	1,40E-08	0,47

NÓ 6

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,56E-07	0,04	1,36E-05	2,40	1,40E-06	0,25
	Desvio Médio	3,26E-08	0,01	4,50E-06	0,85	2,46E-07	0,05
	Média	2,20E-08	0,00	3,05E-06	0,58	1,67E-07	0,03
2	Máximo	5,11E-07	0,12	1,00E-05	2,48	3,06E-06	0,71
	Desvio Médio	4,24E-09	0,00	1,27E-07	0,03	2,64E-08	0,01
	Média	2,14E-09	0,00	6,43E-08	0,02	1,33E-08	0,00
3	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	5,25E-06	1,27	5,82E-05	15,07	2,59E-05	6,41
	Desvio Médio	2,99E-08	0,01	3,75E-07	0,10	1,44E-07	0,03
	Média	1,50E-08	0,00	1,88E-07	0,05	7,21E-08	0,02
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	0,00E+00	0,00	1,06E-04	353,91	1,73E-04	996,11
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	1,69E-05	22,06	1,29E-06	6,54
	Média	0,00E+00	0,00	1,01E-05	13,16	6,46E-07	3,28
7	Máximo	3,76E-06	3,76	4,93E-05	31,42	3,93E-05	54,38
	Desvio Médio	4,19E-08	0,04	4,69E-07	0,33	5,27E-07	0,62
	Média	2,13E-08	0,02	2,39E-07	0,17	2,69E-07	0,31
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,87E-06	0,53	4,04E-06	1,13	6,15E-06	1,73
	Desvio Médio	1,72E-07	0,04	3,74E-07	0,10	5,25E-07	0,14
	Média	9,87E-08	0,03	2,14E-07	0,06	3,01E-07	0,08
2	Máximo	2,23E-06	1,92	4,37E-06	3,93	5,50E-06	4,65
	Desvio Médio	5,29E-08	0,04	1,60E-07	0,13	2,54E-07	0,21
	Média	2,69E-08	0,02	8,21E-08	0,07	1,31E-07	0,11
3	Máximo	1,59E-06	2,58	2,92E-06	4,63	3,65E-06	5,33
	Desvio Médio	3,40E-08	0,05	7,16E-08	0,11	9,26E-08	0,14
	Média	1,73E-08	0,03	3,64E-08	0,06	4,70E-08	0,07
4	Máximo	8,31E-07	3,02	1,45E-06	5,16	1,93E-06	6,14
	Desvio Médio	8,88E-09	0,03	1,60E-08	0,05	2,61E-08	0,09
	Média	4,47E-09	0,02	8,04E-09	0,03	1,31E-08	0,05
5	Máximo	1,77E-07	2,43	3,32E-07	4,48	5,08E-07	7,58
	Desvio Médio	1,63E-09	0,02	3,19E-09	0,05	9,29E-09	0,14
	Média	8,21E-10	0,01	1,61E-09	0,02	4,70E-09	0,07
6	Máximo	1,77E-07	2,43	3,32E-07	4,48	5,08E-07	7,58
	Desvio Médio	1,63E-09	0,02	3,19E-09	0,05	9,29E-09	0,14
	Média	8,21E-10	0,01	1,61E-09	0,02	4,70E-09	0,07
7	Máximo	5,84E-07	7,75	1,04E-06	11,84	1,24E-06	4564,34
	Desvio Médio	3,01E-08	0,27	6,47E-08	0,56	9,40E-08	18,43
	Média	2,20E-08	0,31	4,72E-08	0,66	6,98E-08	10,22

NÓ 7

$\xi=0\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,67E-06	0,70	5,75E-06	1,49	8,81E-06	2,29
	Desvio Médio	3,30E-07	0,08	7,44E-07	0,18	1,08E-06	0,27
	Média	2,09E-07	0,05	4,69E-07	0,12	6,72E-07	0,17
2	Máximo	5,53E-06	3,39	1,36E-05	8,78	2,00E-05	11,57
	Desvio Médio	6,59E-08	0,04	2,71E-07	0,16	5,00E-07	0,30
	Média	3,33E-08	0,02	1,37E-07	0,08	2,53E-07	0,15
3	Máximo	0,00E+00	0,00	5,68E-05	22,04	7,47E-05	30,18
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	1,53E-05	5,89	3,02E-05	11,41
	Média	0,00E+00	0,00	9,17E-06	3,53	2,29E-05	8,67
4	Máximo	0,00E+00	0,00	2,87E-05	19,44	2,93E-05	17,79
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	1,79E-07	0,12	1,39E-07	0,08
	Média	0,00E+00	0,00	9,00E-08	0,06	6,97E-08	0,04
5	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	1,26E-05	28,42	2,20E-05	74,33	3,13E-05	126,08
	Desvio Médio	2,85E-07	0,68	4,92E-07	1,28	6,75E-07	1,94
	Média	1,46E-07	0,35	2,55E-07	0,66	3,48E-07	1,00
$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	1,87E-06	0,53	4,04E-06	1,13	6,15E-06	1,73
	Desvio Médio	1,72E-07	0,04	3,74E-07	0,10	5,25E-07	0,14
	Média	9,87E-08	0,03	2,14E-07	0,06	3,01E-07	0,08
2	Máximo	2,23E-06	1,92	4,37E-06	3,93	5,50E-06	4,65
	Desvio Médio	5,29E-08	0,04	1,60E-07	0,13	2,54E-07	0,21
	Média	2,69E-08	0,02	8,21E-08	0,07	1,31E-07	0,11
3	Máximo	1,59E-06	2,58	2,92E-06	4,63	3,65E-06	5,33
	Desvio Médio	3,40E-08	0,05	7,16E-08	0,11	9,26E-08	0,14
	Média	1,73E-08	0,03	3,64E-08	0,06	4,70E-08	0,07
4	Máximo	8,31E-07	3,02	1,45E-06	5,16	1,93E-06	6,14
	Desvio Médio	8,88E-09	0,03	1,60E-08	0,05	2,61E-08	0,09
	Média	4,47E-09	0,02	8,04E-09	0,03	1,31E-08	0,05
5	Máximo	1,77E-07	2,43	3,32E-07	4,48	5,08E-07	7,58
	Desvio Médio	1,63E-09	0,02	3,19E-09	0,05	9,29E-09	0,14
	Média	8,21E-10	0,01	1,61E-09	0,02	4,70E-09	0,07
6	Máximo	1,77E-07	2,43	3,32E-07	4,48	5,08E-07	7,58
	Desvio Médio	1,63E-09	0,02	3,19E-09	0,05	9,29E-09	0,14
	Média	8,21E-10	0,01	1,61E-09	0,02	4,70E-09	0,07
7	Máximo	5,84E-07	7,75	1,04E-06	11,84	1,24E-06	4564,34
	Desvio Médio	3,01E-08	0,27	6,47E-08	0,56	9,40E-08	18,43
	Média	2,20E-08	0,31	4,72E-08	0,66	6,98E-08	10,22

ANEXO A3

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE 3D: TABELAS DE DIFERENÇAS
ENTRE ELEMENTOS DE 8 E 20 NÓS

NÓ 2

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,13E-04	4,28	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,99E-05	1,19	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	3,79E-05	0,75	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	9,09E-05	2,35	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,76E-05	0,47	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,07E-05	0,28	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	5,55E-05	1,97	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,78E-07	0,02	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	2,90E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	2,50E-05	1,54	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,71E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	8,58E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	3,78E-06	0,80	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,18E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,09E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	5,77E-07	0,45	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,30E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,15E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	1,73E-05	1,53	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,16E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	5,80E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

NÓ 3

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,23E-04	5,44	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,07E-05	1,22	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	3,05E-05	0,73	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	8,21E-05	2,60	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,25E-05	0,41	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	7,52E-06	0,25	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	4,79E-05	2,07	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	4,60E-07	0,02	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	2,31E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	2,12E-05	1,57	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,25E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	6,29E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	3,39E-06	0,85	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,35E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	6,78E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	4,46E-07	0,42	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,78E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	8,92E-10	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	1,41E-05	1,51	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	8,42E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	4,23E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

NÓ 4

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	2,16E-04	5,79	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,04E-05	1,34	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	3,02E-05	0,80	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	8,98E-05	3,12	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,21E-05	0,43	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	6,82E-06	0,24	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	5,44E-05	2,59	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	5,60E-07	0,03	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	2,82E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	2,46E-05	2,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,65E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	8,26E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	3,74E-06	1,05	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,49E-08	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	7,49E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	5,27E-07	0,57	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,10E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,05E-09	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	1,70E-05	1,99	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	1,12E-07	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	5,60E-08	0,01	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

NÓ 5

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	6,75E-06	9,40	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,69E-08	0,04	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,35E-08	0,02	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	1,52E-06	7,99	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	6,08E-09	0,03	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	3,05E-09	0,02	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

NÓ 6

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
2	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
3	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
4	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
5	Máximo	5,99E-06	9,29	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	2,39E-08	0,04	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	1,20E-08	0,02	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
6	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
7	Máximo	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Desvio Médio	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00
	Média	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00	0,00E+00	0,00

NÓ 7

$\xi=3\%$		4/8NOS					
Excitação		0.25-0.5		0.5-1		0.75-1.5	
		Valor	%	Valor	%	Valor	%
1	Máximo	0.000172	155.6658	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	3.55E-05	19.36407	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	2.03E-05	11.07784	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
2	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
3	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
4	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
5	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
6	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
7	Máximo	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Desvio Médio	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00
	Média	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00

A4

**MACRO DESENVOLVIDA PARA GERAÇÃO DO MODELO
TRIDIMENSIONAL**

!!INTRODUZIR:

!CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

COMP=6	!COMPRIMENTO (MAIOR DIMENSÃO)
LARG=3.6	!LARGURA
CAM1=1	!PROFUNDIDADE REFINAMENTO 1 (MAIS FUNDA)
CAM2=1	!PROFUNDIDADE REFINAMENTO 2
CAM3=1	!PROFUNDIDADE REFINAMENTO 3

!DIMENSÃO ELEMENTO PROFUNDIDADE

E_SIZE1=0.5	!DIMENSÃO ELEMENTO 1 (MAIS GROSSEIRO)
E_SIZE2=0.5	!DIEMNSÃO ELEMENTO 2
E_SIZE3=0.25	!DIMENSÃO ELEMENTO 3

!DIMENSÃO ELEMENTO AO LONGO DO COMPRIMENTO

E_SIZE_C=0.6 !0.3, 0.6 OU 1.2

!DIMENSÃO ELEMENTO AO LONGO DA LARGURA

E_SIZE_L=1.2

!CARACTERISTICAS SOLO

M_EX=200E6	!MODULO ELASICIDADE SOLO
M_DAMP=0.3	!AMORTECIMENTO
M_DENS=1800	!DENSIDADE DO SOLO
M_PRXY=0.33	!COEFICIENE DE POISSON

!FIM INTRODUZIR

PROF=CAM1+CAM2+CAM3 !PROFUNDIDADE

!-----

/PREP7

K,1,0,0,0
K,2,0,1.65,0
K,3,0,1.65+LARG,0
K,4,0,1.65+LARG,CAM1
K,5,0,1.65+LARG,CAM1+CAM2
K,6,0,1.65+LARG,PROF
K,7,0,1.65,PROF
K,8,0,1.65,PROF+0.25
K,9,0,1.3,PROF+0.6
K,10,0,0,PROF+0.6
K,11,0,0,PROF+0.25
K,12,0,0,PROF
K,13,0,0,CAM1+CAM2
K,14,0,0,CAM1
K,15,0,1.65,CAM1
K,16,0,1.65,CAM1+CAM2

KGEN,2,ALL,,,COMP,

*DO,I,1,16,1

L,I,16+I

*ENDDO

LSEL,ALL
LESIZE,ALL,E_SIZE_C

*DO,I,0,16,16

L,1+I,2+I
L,14+I,15+I
L,13+I,16+I

```

        L,12+I,7+I
        L,11+I,8+I
        L,10+I,9+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,17,28,1
LSEL,U,LINE,,20,22,1
LSEL,U,LINE,,26,28,1
LESIZE,ALL,0.55
LSEL,ALL

*DO,I,0,16,16

        L,2+I,3+I
        L,15+I,4+I
        L,16+I,5+I
        L,7+I,6+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,29,36,1
LESIZE,ALL,E_SIZE_L
LSEL,ALL

*DO,I,0,16,16

        L,1+I,14+I
        L,2+I,15+I
        L,3+I,4+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,37,42,1
LESIZE,ALL,E_SIZE1
LSEL,ALL

*DO,I,0,16,16

        L,13+I,14+I
        L,16+I,15+I
        L,5+I,4+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,43,48,1
LESIZE,ALL,E_SIZE2
LSEL,ALL

*DO,I,0,16,16

        L,13+I,12+I
        L,16+I,7+I
        L,5+I,6+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,49,54,1
LESIZE,ALL,E_SIZE3
LSEL,ALL

*DO,I,0,16,16

        L,11+I,12+I
        L,8+I,7+I
        L,11+I,10+I
        L,8+I,9+I

*ENDDO

LSEL,,LINE,,55,56,1
LSEL,A,LINE,,59,60,1
LESIZE,ALL,0.25
LSEL,ALL

```

LSEL,,LINE,,57,61,4
LESIZE,ALL,0.35
LSEL,ALL

ASDFG=SQRT(0.35*0.35+0.35*0.35)
LSEL,,LINE,,58,62,4
LESIZE,ALL,ASDFG
LSEL,ALL

V,1,2,15,14,17,18,31,30
V,14,15,16,13,30,31,32,29
V,12,13,16,7,28,29,32,23
V,11,12,7,8,27,28,23,24
V,8,9,10,11,24,25,26,27
V,2,3,4,15,18,19,20,31
V,4,5,16,15,20,21,32,31
V,5,6,7,16,21,22,23,32

!-----

ET,1,SOLID95

MP,EX,1,M_EX
MP,PRXY,1,M_PRXY
MP,DENS,1,M_DENS

!SOLO

TYPE, 1
MAT, 1

VMESH,1,3,1
VMESH,6,8,1

MP,EX,2,70E6
BALASTRO
MP,PRXY,2,0.15
MP,DENS,2,2089.7

!SUB-

TYPE, 1
MAT, 2

VMESH,4,4,1

MP,EX,3,70E6
!BALASTRO
MP,PRXY,3,0.30
MP,DENS,3,1529.1

TYPE, 1
MAT, 3

VMESH,5,5,1

NSEL,,LOC,X,0,0,1
NSEL,R,LOC,Z,PROF+0.6,PROF+0.6,1
NSEL,U,LOC,Y,1.3*5/6,1.3*5/6,1
NSEL,U,LOC,Y,1.3*3/6,1.3*3/6,1
NSEL,U,LOC,Y,1.3*1/6,1.3*1/6,1

NGEN,2,1000000,ALL,,,,,0.22
NSEL,ALL

NSEL,,LOC,X,0,0,1
NSEL,R,LOC,Z,PROF+0.6+0.22,PROF+0.6+0.22,1

NGEN,2,7,ALL,,,0.3,,
NSEL,ALL

NSEL,,LOC,Z,PROF+0.6+0.22,PROF+0.6+0.22,1
NGEN,COMP/0.6,14,ALL,,,0.6
NSEL,ALL

ET,4,SOLID45

!TRAVESSAS

MP,EX,4,30E9
MP,PRXY,4,0.30
MP,DENS,4,2548.42

TYPE, 4
MAT, 4

*DO,J,0,COMP/0.6-1,1
*DO,I,0,2,1

NO1=NODE(0.6*J,I*1.3/3,PROF+0.6)
NO2=NODE(0.3+0.6*J,I*1.3/3,PROF+0.6)
NO3=NODE(0.3+0.6*J,I*1.3/3+1.3/3,PROF+0.6)
NO4=NODE(0.6*J,I*1.3/3+1.3/3,PROF+0.6)
NO5=NODE(0.6*J,I*1.3/3,PROF+0.82)
NO6=NODE(0.3+0.6*J,I*1.3/3,PROF+0.82)
NO7=NODE(0.3+0.6*J,I*1.3/3+1.3/3,PROF+0.82)
NO8=NODE(0.6*J,I*1.3/3+1.3/3,PROF+0.82)

E,NO1,NO2,NO3,NO4,NO5,NO6,NO7,NO8

*ENDDO
*ENDDO

!-----VARIAVEIS AUXILIARES-----

N_NOS_Z1=((CAM1/E_SIZE1+CAM2/E_SIZE2+CAM3/E_SIZE3)*2+1)
N_NOS_Y1=((LARG/E_SIZE_L)+1+3)
N_NOS_X1=(COMP/E_SIZE_C+1)
QQQQQ=N_NOS_Z1*N_NOS_X1*N_NOS_Y1
N_NOS_Z2=((CAM1/E_SIZE1+CAM2/E_SIZE2+CAM3/E_SIZE3)+1)
N_NOS_Y2=((LARG/E_SIZE_L)+3+1)
N_NOS_X2=(COMP/E_SIZE_C)
SSSSS=N_NOS_Z2*N_NOS_X2*N_NOS_Y2
N_NOS_Z3=((CAM1/E_SIZE1+CAM2/E_SIZE2+CAM3/E_SIZE3)+1)
N_NOS_Y3=((LARG/E_SIZE_L)+3)
N_NOS_X3=(COMP/E_SIZE_C)+1
DDDDD=N_NOS_Z3*N_NOS_X3*N_NOS_Y3
N_NOS_VIA2=22*(COMP/E_SIZE_C+1)
N_NOS_VIA1=8*(COMP/E_SIZE_C)
N_NOS=QQQQQ+SSSSS+DDDDD+N_NOS_VIA2+N_NOS_VIA1+1000000
NNNNN=N_NOS
N_NOS1=N_NOS+COMP*2/E_SIZE_C+1
N_NOS2=N_NOS1+(CAM1/E_SIZE1)*(COMP*2/E_SIZE_C+1)
N_NOS3=N_NOS2+(CAM2/E_SIZE2)*(COMP*2/E_SIZE_C+1)
N_NOS4=N_NOS3+(CAM3/E_SIZE3)*(COMP*2/E_SIZE_C+1)
N_NOS5=N_NOS4+COMP/E_SIZE_C+1
N_NOS6=N_NOS5+(CAM1/E_SIZE1-1)*(COMP/E_SIZE_C+1)
N_NOS7=N_NOS6+(COMP/E_SIZE_C+1)
N_NOS8=N_NOS7+(CAM2/E_SIZE2-1)*(COMP/E_SIZE_C+1)
N_NOS9=N_NOS8+(COMP/E_SIZE_C+1)
N_NOS10=N_NOS9+(CAM3/E_SIZE3-1)*(COMP/E_SIZE_C+1)
AVA=N_NOS10-N_NOS
N_NOS11=N_NOS10+AVA
N_NOS12=N_NOS11+AVA
N_NOS_=N_NOS12
N_NOS_1=N_NOS_+LARG*2/E_SIZE_L
N_NOS_2=N_NOS_1+(CAM1/E_SIZE1)*(LARG*2/E_SIZE_L)
N_NOS_3=N_NOS_2+(CAM2/E_SIZE2)*(LARG*2/E_SIZE_L)
N_NOS_4=N_NOS_3+(CAM3/E_SIZE3)*(LARG*2/E_SIZE_L)
N_NOS_5=N_NOS_4+LARG/E_SIZE_L
N_NOS_6=N_NOS_5+(CAM1/E_SIZE1-1)*(LARG/E_SIZE_L)
N_NOS_7=N_NOS_6+(LARG/E_SIZE_L)
N_NOS_8=N_NOS_7+(CAM2/E_SIZE2-1)*(LARG/E_SIZE_L)
N_NOS_9=N_NOS_8+(LARG/E_SIZE_L)
N_NOS_10=N_NOS_9+(CAM3/E_SIZE3-1)*(LARG/E_SIZE_L)
AVA_=N_NOS_10-N_NOS_
N_NOS_11=N_NOS_10+AVA_
N_NOS_12=N_NOS_11+AVA_

```

N_NOS13=N_NOS_12+3*AVA_
N_NOS14=N_NOS13+15+9*(CAM1/E_SIZE1-1)
N_NOS15=N_NOS14+6*(CAM2/E_SIZE2)
N_NOS155=N_NOS15+3
N_NOS15555=N_NOS155+3*(CAM2/E_SIZE2-1)
N_NOS155555=N_NOS1555+6
N_NOS1555555=N_NOS15555+6*(CAM3/E_SIZE3-1)
N_NOS15555555=N_NOS155555+3
N_NOS16=N_NOS1555555+3*(CAM3/E_SIZE3-1)
N_NOS17=N_NOS16+22
AVA1=N_NOS17-N_NOS13
N_NOS177=N_NOS17+AVA1
N_NOS18=N_NOS177+AVA1
N_NOSFINAL=N_NOS18+3*AVA1

```

```

!-----VARIAVEIS AUXILIARES-----
-----

```

```

ET,3,COMBIN14
      !PALMILHAS
R,3,50E6,0,0,

MP,EX,5,100E6
MP,PRXY,5,0.3

```

```

ET,2,BEAM4
      !CARRIL
R,4,7686E-6,3180E-7,7860E-10,0.218,0.035,

MP,EX,6,206800E6
MP,PRXY,6,0.30
MP,DENS,6,7846.616

```

```

*DO,I,1,COMP/0.3+1,1

      N,N_NOSFINAL+I,0.3*(I-1),1.3*4/6,PROF+0.6+0.4

```

```

*ENDDO

```

```

TYPE, 3
MAT, 5
REAL, 3

```

```

*DO,I,1,COMP/0.3,1

      NO1=NODE(0.3*(I-1),1.3*4/6,PROF+0.6+0.4)
      NO2=NODE(0.3*(I-1),1.3*4/6,PROF+0.6+0.22)
      E,NO1,NO2

```

```

*ENDDO

```

```

TYPE, 2
MAT, 6
REAL, 4

```

```

*DO,I,1,COMP/0.3,1

      E,N_NOSFINAL+I,N_NOSFINAL+I+1

```

```

*ENDDO

```

```

N_NOSFINAL1=N_NOSFINAL+(COMP)/0.3+1
NSEL,,NODE,,N_NOSFINAL+2,N_NOSFINAL+(COMP)/0.3,1
D,ALL,,0,,UX,UY,

```

```

NSEL,,NODE,,N_NOSFINAL+1,N_NOSFINAL+(COMP)/0.3+1,(COMP)/0.3
D,ALL,,0,,UX,UY,UZ,

```

```

!-----NOS AUXILIARES AMORTECEDORES-----
-----

```

```

NSEL,NONE
SELTOL,0.001

*DO,I,1,COMP*2/E_SIZE_C+1,1

      N,N_NOS+I,E_SIZE_C/2*(I-1),LARG+E_SIZE_C/4+1.65,0

*ENDDO

NSEL,,NODE,,N_NOS+1,N_NOS1,1
NGEN,CAM1/E_SIZE1+1,COMP*2/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE1,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS2-(COMP*2/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS2,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2+1,COMP*2/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE2,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS3-(COMP*2/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS3,1
NGEN,CAM3/E_SIZE3+1,COMP*2/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE3,,1

*DO,I,1,COMP/E_SIZE_C+1,1

      N,N_NOS4+I,E_SIZE_C*(I-1),LARG+E_SIZE_C/4+1.65,E_SIZE1/2

*ENDDO

NSEL,,NODE,,N_NOS4+1,N_NOS5,1
NGEN,CAM1/E_SIZE1,COMP/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE1,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS6-(COMP/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS6,1
NGEN,2,COMP/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE2/2+E_SIZE1/2,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS7-(COMP/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS7,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2,COMP/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE2,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS8-(COMP/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS8,1
NGEN,2,COMP/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE3/2+E_SIZE2/2,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS9-(COMP/E_SIZE_C+1)+1,N_NOS9,1
NGEN,CAM3/E_SIZE3,COMP/E_SIZE_C+1,ALL,,,,,E_SIZE3,,1

NSEL,,LOC,Y,LARG+1.65+E_SIZE_C/4,LARG+1.65+E_SIZE_C/4,1
NGEN,2,AVA,ALL,,,E_SIZE_C/4,-E_SIZE_C/4,,1

NSEL,,LOC,Y,LARG+1.65+E_SIZE_C/4,LARG+1.65+E_SIZE_C/4,1
NGEN,2,2*AVA,ALL,,,,,-E_SIZE_C/4,E_SIZE_C/4,1

NSEL,,NODE,,N_NOS+1,N_NOS12,1

*DO,I,1,LARG*2/E_SIZE_L,1

      N,N_NOS_+I,COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2*(I-1),0

*ENDDO

NSEL,,NODE,,N_NOS_+1,N_NOS_1,1
NGEN,CAM1/E_SIZE1+1,LARG*2/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE1,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_2-(LARG*2/E_SIZE_L)+1,N_NOS_2,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2+1,LARG*2/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_3-(LARG*2/E_SIZE_L)+1,N_NOS_3,1
NGEN,CAM3/E_SIZE3+1,LARG*2/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE3,1

*DO,I,1,LARG/E_SIZE_L,1

      N,N_NOS_4+I,COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L*(I-1),E_SIZE1/2

*ENDDO

NSEL,,NODE,,N_NOS_4+1,N_NOS_5,1
NGEN,CAM1/E_SIZE1,LARG/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE1,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_6-(LARG/E_SIZE_L)+1,N_NOS_6,1
NGEN,2,LARG/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE2/2+E_SIZE1/2,1

```

```

NSEL,,NODE,,N_NOS_7-(LARG/E_SIZE_L)+1,N_NOS_7,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2,LARG/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_8-(LARG/E_SIZE_L)+1,N_NOS_8,1
NGEN,2,LARG/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE3/2+E_SIZE2/2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_9-(LARG/E_SIZE_L)+1,N_NOS_9,1
NGEN,CAM3/E_SIZE3,LARG/E_SIZE_L,ALL,,,,,E_SIZE3,1

NSEL,,LOC,X,COMP+E_SIZE_L/4,COMP+E_SIZE_L/4,1
NSEL,U,LOC,Y,1.65+LARG,1.65+LARG,1
NGEN,2,AVA_,ALL,,-E_SIZE_L/4,,E_SIZE_L/4,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_11-AVA_+1,N_NOS_11,1
NGEN,2,AVA_,ALL,,,,,E_SIZE_L/4,-E_SIZE_L/4,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_+1,N_NOS_10,1
NGEN,2,3*AVA_,ALL,,-COMP-2*E_SIZE_L/4,,,,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS_10+1,N_NOS_12,1
NGEN,2,3*AVA_,ALL,,-COMP,,,,,1

N,N_NOS13+1,COMP+E_SIZE_L/4,0,0
N,N_NOS13+2,COMP+E_SIZE_L/4,0.275,0
N,N_NOS13+3,COMP+E_SIZE_L/4,0.55,0
N,N_NOS13+4,COMP+E_SIZE_L/4,0.825,0
N,N_NOS13+5,COMP+E_SIZE_L/4,1.1,0
N,N_NOS13+6,COMP+E_SIZE_L/4,1.375,0
N,N_NOS13+7,COMP+E_SIZE_L/4,0,E_SIZE1/2
N,N_NOS13+8,COMP+E_SIZE_L/4,0.55,E_SIZE1/2
N,N_NOS13+9,COMP+E_SIZE_L/4,1.1,E_SIZE1/2
N,N_NOS13+10,COMP+E_SIZE_L/4,0,E_SIZE1
N,N_NOS13+11,COMP+E_SIZE_L/4,0.275,E_SIZE1
N,N_NOS13+12,COMP+E_SIZE_L/4,0.55,E_SIZE1
N,N_NOS13+13,COMP+E_SIZE_L/4,0.825,E_SIZE1
N,N_NOS13+14,COMP+E_SIZE_L/4,1.1,E_SIZE1
N,N_NOS13+15,COMP+E_SIZE_L/4,1.375,E_SIZE1

NSEL,,NODE,,N_NOS13+7,N_NOS13+15,1
NGEN,CAM1/E_SIZE1,9,ALL,,,,,E_SIZE1,1

NSEL,,NODE,,N_NOS14-6+1,N_NOS14,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2+1,6,ALL,,,,,E_SIZE2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS14-6-3+1,N_NOS14-6,1
NGEN,2,9+6*(CAM2/E_SIZE2),ALL,,,,,E_SIZE2/2+E_SIZE1/2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS155-3+1,N_NOS155,1
NGEN,CAM2/E_SIZE2,3,ALL,,,,,E_SIZE2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS15-6+1,N_NOS15,1
NGEN,2,9+3*(CAM2/E_SIZE2-1),ALL,,,,,E_SIZE3,1

NSEL,,NODE,,N_NOS155555-6+1,N_NOS155555,1
NGEN,(CAM3/E_SIZE3),6,ALL,,,,,E_SIZE3,1

NSEL,,NODE,,N_NOS15555-3+1,N_NOS15555,1
NGEN,2,3+6*(CAM3/E_SIZE3),ALL,,,,,E_SIZE2/2+E_SIZE3/2,1

NSEL,,NODE,,N_NOS15555555-3+1,N_NOS15555555,1
NGEN,CAM3/E_SIZE3,3,ALL,,,,,E_SIZE3,1

N,N_NOS16+1,COMP+E_SIZE_L/4,0,PROF+0.125
N,N_NOS16+2,COMP+E_SIZE_L/4,0,PROF+0.25
N,N_NOS16+3,COMP+E_SIZE_L/4,0,PROF+0.425
N,N_NOS16+4,COMP+E_SIZE_L/4,0,PROF+0.6
N,N_NOS16+5,COMP+E_SIZE_L/4,0.55,PROF+0.125
N,N_NOS16+6,COMP+E_SIZE_L/4,0.55,PROF+0.25
N,N_NOS16+7,COMP+E_SIZE_L/4,0.55-(0.55-1.3/3)/2,PROF+0.425
N,N_NOS16+8,COMP+E_SIZE_L/4,1.3/3,PROF+0.6
N,N_NOS16+9,COMP+E_SIZE_L/4,1.1,PROF+0.125
N,N_NOS16+10,COMP+E_SIZE_L/4,1.1,PROF+0.25

```

N,N_NOS16+11,COMP+E_SIZE_L/4,1.1-(1.1-1.3*2/3)/2,PROF+0.425
 N,N_NOS16+12,COMP+E_SIZE_L/4,1.3*2/3,PROF+0.6
 N,N_NOS16+13,COMP+E_SIZE_L/4,1.65,PROF+0.125
 N,N_NOS16+14,COMP+E_SIZE_L/4,1.65,PROF+0.25
 N,N_NOS16+15,COMP+E_SIZE_L/4,1.65-(1.65-1.3)/2,PROF+0.425
 N,N_NOS16+16,COMP+E_SIZE_L/4,1.3,PROF+0.6
 N,N_NOS16+17,COMP+E_SIZE_L/4,0.275,PROF+0.25
 N,N_NOS16+18,COMP+E_SIZE_L/4,1.3/6,PROF+0.6
 N,N_NOS16+19,COMP+E_SIZE_L/4,0.825,PROF+0.25
 N,N_NOS16+20,COMP+E_SIZE_L/4,1.3/2,PROF+0.6
 N,N_NOS16+21,COMP+E_SIZE_L/4,1.375,PROF+0.25
 N,N_NOS16+22,COMP+E_SIZE_L/4,1.3*5/6,PROF+0.6

NSEL,,NODE,,N_NOS13+1,N_NOS17,1
 NGEN,2,AVA1,ALL,,,-E_SIZE_L/4,,0.06,1

NSEL,,NODE,,N_NOS13+1,N_NOS17,1
 NGEN,2,2*AVA1,ALL,,,-E_SIZE_L/4,0.06,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS13+1,N_NOS17,1
 NGEN,2,3*AVA1,ALL,,,-COMP-2*E_SIZE_L/4,,,1

NSEL,,NODE,,N_NOS17+1,N_NOS18,1
 NGEN,2,3*AVA1,ALL,,,-COMP,,,1
 NSEL,ALL

!-----NOS AUXILIARES AMORTECEDORES-----

!DEFINIÇÃO DO AMORTECIMENTO (RADIACAO PONDERADA) (SOLO)

ESSE=SQRT(((1-2*M_PRXY)/(2*(1-M_PRXY)))
 AMORT_H=(8*SQRT(M_DENS*(M_EX/(2*(1+M_PRXY))))/(15*3.14159265359))*(5/ESSE-2*ESSE+2)
 AMORT_V=(8*SQRT(M_DENS*(M_EX/(2*(1+M_PRXY))))/(15*3.14159265359))*(ESSE+4)

!AMORTECEDORES HORIZONTAIS (CAM1)

AA=E_SIZE1*E_SIZE_L	
R,5,0,AA*AMORT_H/12,0,	!AMOTECEDOR EXTREMO PERPENDICULAR
R,6,0,AA*AMORT_H/3,0,	!AMOTECEDOR EXTREMO INTERMEDIO MEIO
PERPENDICULAR	
R,7,0,AA*AMORT_H*2/12,0,	!AMOTECEDOR EXTREMO INTERMEDIO PONTA
PERPENDICULAR	
R,8,0,AA*AMORT_H*2/3,0,	!AMOTECEDOR INTERMEDIO MEIO
PERPENDICULAR	
R,9,0,AA*AMORT_H*4/12,0,	!AMOTECEDOR INTERMEDIO PONTA PERPENDICULAR

TYPE, 3
 MAT, 5
 REAL, 6

*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-1,1
 NO1=NODE(0,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*1,0)
 NO2=NODE(-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*1,0)
 E,NO1,NO2
 *ENDDO
 *DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-1,1
 NO1=NODE(COMP,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*1,0)
 NO2=NODE(COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*1,0)
 E,NO1,NO2
 *ENDDO

TYPE, 3
 MAT, 5
 REAL, 7

*DO,I,1,LARG/E_SIZE_L-1,1
 NO1=NODE(0,1.65+E_SIZE_L*1,0)
 NO2=NODE(-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L*1,0)
 E,NO1,NO2
 *ENDDO
 *DO,I,1,LARG/E_SIZE_L-1,1

```

NO1=NODE(COMP,1.65+E_SIZE_L*I,0)
NO2=NODE(COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L*I,0)
E,NO1,NO2
*ENDDO

```

```

TYPE, 3
MAT, 5
REAL, 8

```

```

*DO,KK,0,CAM1/E_SIZE1-1,1
*DO,I,1,LARG/E_SIZE_L-1,1
NO1=NODE(0,1.65+E_SIZE_L*I,E_SIZE1/2+E_SIZE1*KK)
NO2=NODE(-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L*I,E_SIZE1/2+E_SIZE1*KK)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO
*DO,KK,0,CAM1/E_SIZE1-1,1
*DO,I,1,LARG/E_SIZE_L-1,1
NO1=NODE(COMP,1.65+E_SIZE_L*I,E_SIZE1/2+E_SIZE1*KK)
NO2=NODE(COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L*I,E_SIZE1/2+E_SIZE1*KK)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO
*DO,KK,0,CAM1/E_SIZE1-2,1
*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-1,1
NO1=NODE(0,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
NO2=NODE(-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO
*DO,KK,0,CAM1/E_SIZE1-2,1
*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-1,1
NO1=NODE(COMP,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
NO2=NODE(COMP+E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO

```

```

TYPE, 3
MAT, 5
REAL, 9

```

```

*DO,JJ,0,COMP+E_SIZE_L/4,COMP+E_SIZE_L/4
*DO,KK,0,CAM1/E_SIZE1-2,1
*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-2,1
NO1=NODE(JJ,1.65+E_SIZE_L+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
NO2=NODE(JJ-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L+E_SIZE_L*I,E_SIZE1+E_SIZE1*KK)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO
*ENDDO

```

!AMORTECEDORES HORIZONTAIS (CAM1/CAM2)

AA=((E_SIZE1+E_SIZE2))/2*E_SIZE_L

```

R,10,0,AA*AMORT_H*2/3,0,
R,11,0,AA*AMORT_H*4/12,0,

```

!AMOTECEDOR INTERMEDIO MEIO PERPENDICULAR
!AMOTECEDOR INTERMEDIO PONTA PERPENDICULAR

```

TYPE, 3
MAT, 5
REAL, 10

```

```

*DO,JJ,0,COMP+E_SIZE_L/4,COMP+E_SIZE_L/4
*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-1,1
NO1=NODE(JJ,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,CAM1)
NO2=NODE(JJ-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L/2+E_SIZE_L*I,CAM1)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO

```

```

TYPE, 3
MAT, 5

```

```

REAL, 11

*DO,JJ,0,COMP+E_SIZE_L/4,COMP+E_SIZE_L/4
*DO,I,0,LARG/E_SIZE_L-2,1
NO1=NODE(JJ,1.65+E_SIZE_L+E_SIZE_L*I,CAM1)
NO2=NODE(JJ-E_SIZE_L/4,1.65+E_SIZE_L+E_SIZE_L*I,CAM1)
E,NO1,NO2
*ENDDO
*ENDDO

!AMORTECEDORES HORIZONTAIS (CAM2)

(...)

```

Devido a ser muito extensa apenas se apresenta uma pequena parte da macro desenvolvida.