



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Ruben Ventura

PROPAGAÇÃO DE ONDAS EM BARRAGENS PELO
MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: ESTUDO
PARAMÉTRICO COM MODELOS LINEARES

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Figueiredo Coelho e pelo Professor Doutor João Pedro Camões Lourenço e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Coimbra, Novembro de 2022



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Ruben Ventura

PROPAGAÇÃO DE ONDAS EM BARRAGENS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: ESTUDO PARAMÉTRICO COM MODELOS LINEARES

WAVE PROPAGATION IN DAMS BY FINITE ELEMENT METHOD: PARAMETRIC STUDY WITH LINEAR MODELS

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Figueiredo Coelho e pelo Professor Doutor João Pedro
Camões Lourenço

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões
que possam surgir

Coimbra, 30 de Novembro de 2022

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação de mestrado contou com importantes apoios e incentivos sem os quais não se teria tornado uma realidade e aos quais estarei eternamente grato.

Em primeiro lugar, quero deixar um agradecimento muito especial aos meus orientadores Professor Paulo Alexandre Lopes Figueiredo Coelho e Professor João Pedro Camões Lourenço. Obrigado pela amizade, por todo o apoio demonstrado, por serem incansáveis, por toda a motivação quando o processo correu menos bem, pelas chamadas de atenção, pelas opiniões e críticas sempre construtivas, pela total colaboração no solucionar de dúvidas e problemas que foram surgindo ao longo da realização deste trabalho e por todas as palavras de incentivo.

Um muitíssimo obrigado a todos os professores da área de especialização de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil, por todos os ensinamentos, todas as chamadas de atenção, por todas as dúvidas tiradas fora do horário, pela motivação sistemática, pelos desafios além do pedido, por toda a paciência, por acreditarem sempre em mim e por toda a vontade de ensinar quem queria aprender, mas ainda não o tinha demonstrado no seu percurso académico.

Um obrigado à TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A., na pessoa do Eng.º Gonçalo Tavares, por permitirem o uso do software de elementos finitos Quake/W e por partilharem algumas questões sobre a temática que enriqueceram o meu trabalho.

Um agradecimento muito apertado às minhas duas famílias da Sertã e de Coimbra que não menciono o nome, mas que sabem bem quem são, amigos que estiveram ao meu lado durante esta fase, pelo companheirismo, força e apoio em certos momentos difíceis. A vós, levo-vos no coração!

Por último, tendo consciência que sozinho nada disto teria sido possível, dirijo um agradecimento muito especial aos meus pais, por serem modelos de coragem, por serem os pilares que sempre precisei, pelo seu apoio incondicional, incentivo, amor, amizade e paciência demonstrados e total ajuda na superação dos obstáculos que ao longo desta caminhada foram surgindo. A eles dedico este trabalho!

RESUMO

A qualidade do dimensionamento às ações sísmicas depende da capacidade para prever o comportamento das estruturas durante os sismos, o qual se procura muitas vezes simular através de métodos simplificados que podem incorporar erros significativos. No caso das barragens de terra, tanto análises teóricas como métodos observacionais mostram que a sua geometria tem um efeito relevante sobre a propagação das ondas sísmicas, só reproduzível por análises bidimensionais. Uma outra dificuldade, é a escolha de um modelo de comportamento de solo compatível com o nível de deformação previsível. Este trabalho visa, numa primeira fase, validar do software de cálculo numérico utilizado no trabalho (Quake/W), através da comparação dos seus resultados com os da solução analítica transcrita em Kramer e com os de um software de análise de sítio unidimensional, nomeadamente DEEPSOIL. Com os casos desenvolvidos no trabalho é possível verificar que existem informações inconclusivas relativamente à indução de amortecimento numérico pelo Quake/W. Além disso, é possível concluir que devido à não linearidade do problema, a diferente formulação de cada software, a escolha dos parâmetros ou até a própria escolha do sismo têm influência direta na resposta que cada modelo apresenta. Além disso, numa segunda fase, são discutidos e analisados casos bidimensionais de modo a entender a influência os efeitos geométricos de um aterro com secção transversal trapezoidal, apresentando também um estudo paramétrico com a variação de alguns parâmetros com o intuito de explorar a sua influência na geometria do problema. Neste campo foi possível concluir que de um modo global todos os parâmetros estudados demonstram ter um papel fulcral na descrição do fenómeno de propagação de ondas. Contudo, as avaliações das influências da rigidez inicial, da altura do modelo e das amplitudes de aceleração da ação concluem-se como os parâmetros mais críticos de todo o estudo paramétrico da análise bidimensional.

Palavras-chave: Resposta dinâmica de aterros, Método dos elementos finitos, Modelo linear equivalente, Análises numéricas 1D e 2D.

ABSTRACT

The quality of design relative to seismic actions depends on the ability to predict the behaviour of structures during earthquakes, which is often simulated by simplified methods that may incorporate significant errors. In the case of earth dams, both theoretical analyses and observational methods show that their geometry has a relevant effect on the propagation of seismic waves, only reproducible by two-dimensional analyses. Another difficulty is the choice of a model of the soil behaviour compatible with the predictable deformation level. This work aims, in a first phase, to validate the numerical software used in the work (Quake/W), by comparing its results with those of the analytical solution transcribed in Kramer and with those of a one-dimensional site analysis software (DEEPSOIL). With the cases developed in the paper it is possible to verify that there is inconclusive information regarding the induction of numerical damping by Quake/W. Moreover, it is possible to conclude that due to the non-linearity of the problem, the different formulation of each software, the choice of parameters or even the choice of the earthquake itself have a direct influence on the response that each model presents. Additionally, in a second phase, two-dimensional cases are discussed and analysed in order to understand the influence the geometric effects of an embankment with trapezoidal cross section, also presenting a parametric study with the variation of some parameters in order to explore its influence on the geometry of the problem. In this section it was possible to conclude that, in a global way, all the studied parameters demonstrate to have a dominant role in the description of the wave propagation phenomenon. However, the evaluations of the influences of the initial stiffness, the model height and the amplitudes of the seismic acceleration are concluded to be the most critical parameters of the whole parametric study of the two-dimensional analysis.

Keywords: Dynamic response of embankments, Finite element method, Equivalent linear model, 1D and 2D numerical analyses.

ÍNDICE

Agradecimentos	i
Resumo.....	ii
Abstract	iii
Índice.....	iv
Índice de Figuras.....	vi
Índice de Quadros	ix
Abreviaturas e Simbologia.....	xi
1 Introdução.....	1
1.1 Contexto do trabalho.....	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Tarefas envolvidas	2
1.4 Estrutura da Dissertação.....	2
2 Revisão Bibliográfica.....	4
2.1 Propagação de Ondas em Maciços Terrosos.....	4
2.2 Efeitos de Sítio.....	4
2.2.1 Efeitos de Bacia e Efeitos Topográficos	5
2.2.2 Amplificação devido a Efeitos de Sítio	6
2.3 Barragens de Aterro e Rejeitados	8
2.3.1 Resposta Sísmica Típica de uma Barragem de Aterro	9
2.3.2 Entraves Geométricos e Dimensionalidade da Solução.....	12
2.4 Modelação do Comportamento do Solo.....	13
2.4.1 Comportamento dinâmico dos solos.....	13
2.4.2 Medição das Propriedades Dinâmicas do Solo	14
2.4.3 Método Elástico Linear	16
2.4.4 Método Linear Equivalente.....	17
2.4.5 Método Não-Linear.....	19
3 Validação de Software	22

3.1	Soluções Analíticas vs Soluções Numéricas	22
3.2	Descrição da Solução Analítica e Softwares Utilizados	23
3.3	Solução Analítica vs DEEPSOIL vs Quake/W	24
3.3.1	Modelo Numérico do Solo	24
3.3.2	Sismo Induzido na Base	25
3.3.3	Geometria e Discretização	27
3.3.4	Amortecimento de Rayleigh.....	28
3.3.5	Resultados das análises unidimensionais	34
3.4	Discussão e Conclusões	43
4	Estudo Paramétrico.....	45
4.1	Introdução.....	45
4.2	Modelo Numérico do Solo	45
4.3	Comparação entre modelo unidimensional e bidimensional.....	47
4.4	Análise da resposta do modelo da base bidimensional	49
4.5	Avaliação da influência da altura do modelo	52
4.6	Avaliação da influência da largura do coroamento	55
4.6.1	Modelo com 10 m de altura.....	55
4.6.2	Modelo com 20 m de altura.....	58
4.7	Influência das amplitudes de aceleração da ação	60
4.8	Influência do conteúdo frequencial da ação	63
4.9	Influência da rigidez inicial do solo.....	67
4.10	Discussão e Conclusões	70
5	Conclusões gerais	73
5.1	Trabalhos Futuros	77
	Referências Bibliográficas	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Secção transversal de barragem de rejeitados (Xu e Wang, 2015).....	9
Figura 2.2 – Variação espacial das acelerações horizontais máximas ao longo da crista e da base da barragem: (a) Caso Base (Caso sem banquetas estabilizantes no pé de talude e em "fim da construção"), (b) Efeito de banquetas estabilizantes no pé de talude no momento de "fim da construção" e (c) Efeito do enchimento do reservatório da barragem sem banquetas estabilizantes de pé de talude. (Andrianopoulos et al, 2013)	10
Figura 2.3 – Contornos de velocidade de propagação de ondas de corte para o caso da barragem baixa sujeita a condições de estado de percolação estacionária (H = 40m) (Andrianopoulos et al, 2013).....	12
Figura 2.4 – Exemplos de problemas comuns tipicamente analisados em análises de resposta dinâmica em deformação plana: a) Estruturas de suporte flexíveis e muros de suporte, b) barragens de terra, c) túneis, Situação Prática onde são utilizadas análises de resposta do solo bidimensionais: (Kramer, 1996).	12
Figura 2.5 – Exemplos onde é requerida uma análise de resposta dinâmica tridimensional ou uma análise de interação solo-estrutura: a) Locais onde as condições de sítio variam significativamente em três dimensões, b) Barragem de terra localizada em desfiladeiros estreitos e c) Locais onde a resposta do solo é influenciada pela resposta de estruturas e onde a resposta de uma estrutura pode influenciar a resposta de outra nas imediações. (Kramer, 1996).	13
Figura 2.6 - Modelação do comportamento do solo com base nas características do nível de deformações induzido. (Ishihara, 1996).....	14
Figura 2.7 - Módulo de Distorção Secante, G_{sec} , e Módulo de Distorção Tangente, G_{tan} (Kramer, 1996).	18
Figura 2.8 – “Backbone curve” demonstrando variações típicas de G_{sec} com as deformações (Kramer, 1996).	19
Figura 2.9 - Decomposição da curva de histerese não linear em componentes elásticas e de energia dissipada. (Ishihara, 1996)	20
Figura 3.1 - Curva de degradação do módulo de distorção com a deformação por corte.....	25
Figura 3.2 – Variação do fator de amortecimento com a deformação por corte	25
Figura 3.3 - História de Acelerações do sismo de Kobe na base.....	26
Figura 3.4 - Amplitude de Fourier do sismo de Kobe na base	26
Figura 3.5 – Condições de fronteira para geração do estado de tensão inicial.....	28
Figura 3.6 - Condições de fronteira para análises dinâmicas	28
Figura 3.7 - Curva de Amortecimento de Rayleigh expressa pela (Eq. 3.6) sobreposta ao espectro de amplitude de Fourier do movimento considerado. (Chiaradonna, 2022).	30

Figura 3.8 - Modelo elástico linear H=10 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) Tensões de Corte Máximas.	34
Figura 3.9 - Modelo elástico linear H=20 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) Tensões de Corte Máximas.	37
Figura 3.10 - Modelo linear equivalente H=10 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) G_{eq}/G_0	40
Figura 3.11 - Modelo linear equivalente H=20 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) G_{eq}/G_0	42
Figura 4.1 – Modelo numérico bidimensional de modelo típico de barragem.....	46
Figura 4.2 – Solução 1D vs 2D: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento.....	47
Figura 4.3 – Variação da aceleração de pico horizontal do modelo bidimensional	49
Figura 4.4 – Variação das distorções máximas do modelo bidimensional	50
Figura 4.5 – Variação de G equivalente do modelo bidimensional.....	51
Figura 4.6 – Variação do fator de amortecimento do modelo bidimensional	51
Figura 4.7 – Resultados em função da profundidade ao centro, a 2/3 e a 1/2 da altura da inclinação do talude: a) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, b) Distorções Máximas, c) G_{eq}/G_0 e d) Fator de Amortecimento	52
Figura 4.8 – Resultados dos modelos H ₁₀ , H ₂₀ e H ₅₀ : a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento	53
Figura 4.9 – Efeitos da variação da largura do coroamento da barragem para o modelo com 10 m de altura: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento	56
Figura 4.10 – Efeitos da variação da largura do coroamento da barragem para o modelo com 10 m de altura: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento.....	58
Figura 4.11 – Efeitos dos modelos A _{0,1} , A _{0,5} e A _{1,0} : a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento	61

Figura 4.12 - a) FFT da excitação na base para $A_{0.1}$	63
Figura 4.13 - a) FFT da excitação na base para $f0.75$, b) FFT da excitação na base para $f1.0$ e c) FFT da excitação na base para $f1.25$	64
Figura 4.14 – Efeitos dos modelos $f0.75$, $f1.0$ e $f1.25$: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento	65
Figura 4.15- Efeitos dos modelos $v200$, $v400$ e $v600$: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento	68
Figura 4.16 - FFT da excitação na base do modelo	70

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 - Parâmetros físicos e mecânicos dos materiais usados na simulação numérica do talude de Lengzhuguan (Adaptado de He et al, 2020).....	7
Quadro 2-2 - Parâmetros físicos e mecânicos na modelação numérica (Adaptado de Zhang et al, 2018).....	7
Quadro 2-3 – Propriedades dos materiais utilizados na simulação numérica 2D (Adaptado de Luo et al, 2020).....	7
Quadro 3-1 - Caracterização e Propriedades dos Depósitos Modelados pelo Método Elástico Linear	24
Quadro 3-2- Comparação através de modelo elástico linear H=10 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para a solução Analítica, do DEEPSOIL e do Quake/W	35
Quadro 3-3 - Comparação através de modelo elástico linear H=10 m de respostas dos dois modelos	36
Quadro 3-4 - Comparação através de modelo elástico linear H=20 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para as soluções de Kramer, DEEPSOIL e Quake/W.....	38
Quadro 3-5 - Comparação através de modelo elástico linear H=20 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W	39
Quadro 3-6 - Comparação da primeira frequência principal nos modelos lineares equivalentes com 10 m de altura.....	40
Quadro 3-7 - Comparação através de modelo linear equivalente H=10 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W	41
Quadro 3-8 - Comparação através de modelo linear equivalente H=20 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para as soluções de DEEPSOIL e Quake/W.....	42
Quadro 3-9 - Comparação através de modelo linear equivalente H=20 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W	43
Quadro 4-1 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de modelo unidimensional e bidimensional.....	49
Quadro 4-2 - Acelerações de pico horizontais no topo dos modelos H ₁₀ , H ₂₀ e H ₅₀	54
Quadro 4-3 - Distorções máximas na base e fator de amortecimento para H ₁₀₋₅ , H ₁₀₋₁₀ e H ₁₀₋₂₀	57
Quadro 4-4 - Amplificação de acelerações máximas horizontais no topo de H ₁₀₋₅ , H ₁₀₋₁₀ e H ₁₀₋₂₀	57
Quadro 4-5 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de H ₂₀₋₅ , H ₂₀₋₁₀ e H ₂₀₋₂₀	58
Quadro 4-6 - Distorções Máximas na base de H ₂₀₋₅ , H ₂₀₋₁₀ e H ₂₀₋₂₀	59
Quadro 4-7 - Amplificação de acelerações máximas horizontais no topo de H ₂₀₋₅ , H ₂₀₋₁₀ e H ₂₀₋₂₀	60
Quadro 4-8 –G _{eq} /G ₀ e fator de amortecimento a base de A _{0.1} , A _{0.5} e A _{1.0}	62

Quadro 4-9 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de $f0.75$, $f1.0$ e $f1.25$	65
Quadro 4-10 - Comparação de Distorções Máximas na base.....	66
Quadro 4-11 - Amplificação de acelerações no topo de $f0.75$, $f1.0$ e $f1.25$	66
Quadro 4-12 - G_{eq}/G_0 idêntico para cada altura e fator de amortecimento na base de $f0.75$, $f1.0$ e $f1.25$	66
Quadro 4-13 - Distorções máximas na base de $v200$, $v400$ e $v600$	69

ABREVIATURAS E SIMBOLOGIA

A_{loop} – Área da curva de histerese

$A_{0.1}$ – Modelo com aceleração correspondente a 10 % da aceleração base do sismo de Kobe

$A_{0.5}$ – Modelo com aceleração correspondente a 50 % da aceleração base do sismo de Kobe

$A_{1.0}$ – Modelo com a aceleração base do sismo de Kobe

C – Largura do coroamento do modelo

D – Coeficiente de amortecimento para pequenas deformações

f – Frequência

$f_{paramétrica}$ – Nova frequência da ação na base

f_b – Frequência do sismo do caso base

f_i – Frequência do i -ésimo modo

f^* - Frequência única de controlo

$f_{0.75}$ – Modelo com redução de 25% do conteúdo frequencial do caso base

$f_{1.0}$ – Modelo com conteúdo frequencial do caso base

$f_{1.25}$ – Modelo com aumento de 25% do conteúdo frequencial do caso base

f_0 – Frequência natural do depósito

G – Módulo de distorção

G_{eq} – Módulo de distorção equivalente

G_{sec} – Módulo de distorção secante

G_{tan} – Módulo de distorção tangente

$G_{máx}$ – Módulo de distorção máximo

G_0 – Módulo de distorção máximo

H – Altura do modelo

H₁₀ – Modelo com 10 m de altura

H₂₀ – Modelo com 20 m de altura

H₅₀ – Modelo com 50 m de altura

H₁₀₋₅ – Modelo com 10 m de altura e 5 m de largura coroamento

H₁₀₋₁₀ – Modelo com 10 m de altura e 10 m de largura coroamento

H₁₀₋₂₀ – Modelo com 10 m de altura e 20 m de largura coroamento

H₂₀₋₅ – Modelo com 20 m de altura e 5 m de largura coroamento

H₂₀₋₁₀ – Modelo com 20 m de altura e 10 m de largura coroamento

H₂₀₋₂₀ – Modelo com 20 m de altura 20 m de largura coroamento

[K] – Matriz de rigidez

[M] – Matriz de massa

PGA – Aceleração máxima de pico

PGA_{base} – Aceleração máxima de pico na base do modelo

Splb – História temporal de acelerações registada durante o sismo de Atenas de 1999

V_s – Velocidade de propagação de ondas S

V_p – Velocidade de propagação de ondas P

W_D – Energia dissipada

W_S – Energia de deformação máxima

α e β – Coeficientes de Rayleigh

Υ_c – Deformações por corte

$\Upsilon_{m\acute{a}x}$ – Distorções máximas

Δt – Intervalo de tempo

Δt_i – Novo intervalo de tempo

Δt_b – Intervalo de tempo do sismo do caso base

$\lambda_{m\acute{i}n}$ – Comprimento de onda mínimo

v_b – Velocidade de propagação de ondas S na base de fundação do modelo

v_s – Velocidade de propagação de ondas S

v_{200} – Modelo com velocidade de propagação de ondas S de 200 m/s

v_{400} – Modelo com velocidade de propagação de ondas S de 400 m/s

v_{600} – Modelo com velocidade de propagação de ondas S de 600 m/s

η – Coeficiente de amortecimento

ξ – Razão de Amortecimento Histerético do solo

ξ^* – Relação de amortecimento modal mínima

τ_c – Amplitudes de tensão de corte

$\tau_{m\acute{a}x}$ – Tensão de corte máxima

ω – Frequência angular de vibração para o sistema

ω_1 – Frequência fundamental do modelo

ω_2 – Segunda frequência de cálculo

ω_i – Frequência predominante de entrada do sismo

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto do trabalho

Há muitos anos que engenheiros civis e sismólogos estudam o comportamento do solo quando sujeito a ações dinâmicas provocadas por sismos. Estas ações, podem causar elevados danos em estruturas, localizadas nas regiões sismicamente ativas. Dentro de toda a gama de obras de arte que o homem vem a construir, as barragens de aterro e de enrocamento são das que apresentam mais problemas do ponto de vista da análise sísmica. Isto acontece devido ao facto de, para além de todos os mecanismos de rotura que estas estruturas já possuem (como o “*pipping*”, “*overtopping*”, rotura dos maciços, entre outros), as ações dinâmicas podem tanto originar novos mecanismos de rotura que não estavam inicialmente previstos, como agravar os efeitos já considerados em dimensionamento. O dimensionamento das barragens de aterro, sejam elas com o intuito de armazenar água ou rejeitados de mineração, consideram-se problemas de complexidade bastante elevada. Além disso, exige algum conservadorismo pelas consequências que as roturas das mesmas podem acarretar, entre as quais a perda de vidas humanas, os elevados prejuízos económicos ou níveis poluição ambiental em grande escala.

Dito isto, na prática corrente, a qualidade de dimensionamento às ações dinâmicas depende, de maneira geral, da capacidade de previsão do comportamento da estrutura quando sujeita a essa ação. De forma simplista esse cenário pode ser modelado, substituindo a ação dinâmica atuante na base do aterro e substituindo-a por uma força estática supostamente equivalente a atuar na sua massa, força essa que se designa por força de inércia. Contudo, em teoria, estes métodos que recorrem a soluções pseudo-estáticas tendem a trazer consigo simplificações e erros significativos.

Outra abordagem adotada, é a análise de propagação de ondas. Esta pode ser feita no domínio da frequência ou no domínio do tempo, com recurso a formulações analíticas ou numéricas (como o método dos elementos finitos ou das diferenças finitas). Do ponto de vista geotécnico, a possibilidade de modelar o comportamento não linear do solo permite a captação de fenómenos relevantes na resposta deste. Contudo, na prática corrente, estas soluções podem ser de difícil utilização, por serem de alguma complexidade e computacionalmente pesadas.

1.2 Objetivos

Iniciando-se com uma abordagem linear elástica e seguindo-se de uma análise linear equivalente, este trabalho visou numa primeira fase validar do software de cálculo numérico utilizado no trabalho. Desse modo, compararam-se os seus resultados com os de soluções analíticas presentes na bibliografia e de um software de análise de sítio unidimensional.

Após analisados os casos unidimensionais para validação do software, segue-se neste trabalho a discussão e análise de casos bidimensionais de modo a entender a influência os efeitos geométricos de um aterro trapezoidal. Para tal, são realizadas análises numéricas recorrendo ao método de elementos finitos e adotando um comportamento elástico linear equivalente para o material do aterro. Comparam-se os resultados de modelos de campo livre (i.e., unidimensionais) com modelos trapezoidais homogêneos (bidimensionais), apresentando também um estudo paramétrico com a variação de alguns parâmetros com o intuito de explorar a sua influência na geometria do problema.

1.3 Tarefas envolvidas

Para a concretização do objetivo proposto, foram desenvolvidas as seguintes tarefas:

- Revisão bibliográfica, com o intuito de situar e equacionar os principais aspetos relacionados com o tema;
- Estudo do programa de cálculo, Quake/W, empregue nas análises numéricas e respetiva validação;
- Estudo paramétrico de propagação de ondas sísmicas ao longo da zona central do corpo da barragem;
- Análise e discussão dos resultados;
- Escrita da dissertação

1.4 Estrutura da Dissertação

Para além deste capítulo introdutório e de um final (Capítulo 5) onde são apresentadas as principais conclusões do estudo realizado e algumas propostas para estudos a desenvolver no futuro, na tese há mais 3 capítulos.

No Capítulo 2 é elaborado um resumo procurando situar e equacionar os principais aspetos relacionados com o tema, designadamente os referentes ao estudo de propagação de ondas, as respostas sísmicas típicas de uma barragem de terra, métodos e modelos de análise e dimensionamento e noções de modelação e comportamento do solo.

No Capítulo 3 é apresentado o estudo do programa de cálculo empregue nas análises numéricas e respetiva validação da utilização do software para modelação numérica bidimensional pelo método dos elementos finitos. Para tal, comparou-se a resposta do software Quake/W em

modelos unidimensionais com comportamento linear com soluções analíticas presentes na bibliografia e soluções numéricas unidimensionais obtidas no domínio da frequência em outros programas previamente testados.

No Capítulo 4 apresentam-se e discutem-se as diferenças na resposta dinâmica entre os modelos unidimensionais do capítulo 3 e modelos com secção transversal trapezoidal. Posteriormente realizam-se os resultados do estudo paramétrico, com o intuito de identificar como a resposta é influenciada pelos diferentes parâmetros analisados. Neste estudo analisam-se o impacto da altura, da largura do coroamento, rigidez da ação e frequência da ação.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Propagação de Ondas em Maciços Terrosos

No sentido de estimar o comportamento das estruturas quando sujeitas a sismos deve estudar-se onde e como é que esta ação é gerada, que é o objetivo do estudo da sismologia. Além disso, é importante compreender como é que essa energia se propaga até à estrutura e de que modo é que a estrutura será atingida, contudo nessa matéria o problema ganha outra complexidade.

Embora a literatura seja vasta no ramo da sismologia, hoje em dia a previsão do instante e magnitude de futuros acontecimentos sísmicos ainda é praticamente impossível. Portanto, uma vez que a previsão de sismos permanece incerta, a avaliação de risco sísmico tem de se basear em eventos passados e na postulação de eventos futuros (Poursartip et al, 2019). Apesar disso e da dificuldade na caracterização das fontes sísmicas, há um forte interesse em representar fielmente os eventos sísmicos, pois tais simulações podem ajudar os engenheiros a tomar melhores decisões na conceção e dimensionamento de estruturas (Poursartip et al, 2019).

Enquanto que as análises dinâmicas em estruturas reticuladas permitem, devido às suas propriedades e rigidez, a sua simplificação para sistemas discretos, onde a sua massa está concentrada num número limitado de pontos, os materiais geotécnicos não o permitem (Kramer, 1996). Estes devem ser tratados como sistemas contínuos, e quando sujeitos a ações dinâmicas devem ser descritos segundo o conceito de propagação de ondas.

A propagação de ondas é um fenómeno importante no dimensionamento de estruturas de grande relevância para a sociedade tais como barragens, centrais nucleares, aterros de grandes dimensões, entre outros. A energia fornecida ao solo pela atividade sísmica propaga-se através de ondas até atingir a estrutura e esta pode ter ou não capacidade de resistir a essa solicitação. A consequência de uma ação sísmica é extremamente dependente das condições geométricas e geotécnicas do material que a propaga, podendo afetar locais à mesma distância do foco de modos completamente diferentes.

2.2 Efeitos de Sítio

Há muito tempo que os investigadores ganharam interesse em entender o comportamento do solo quando sujeito a ações dinâmicas. Desde cedo este tema se apresentava como um assunto intrigante e frustrante pelo facto de não se compreender o porquê de locais situados à mesma distância da origem do sismo apresentarem consequências e danos materiais completamente diferentes.

Segundo Khanbabazadeh et al (2021) e Şafak (2001) a intensidade com que uma onda sísmica atinge a superfície depende de vários fatores como a ressonância devido a contrastes de impedância das camadas do solo, concentrações de ondas devido à topografia do subsolo, a conversão de ondas internas para ondas de superfície e as condições topográficas à superfície do terreno. Além disso, esta interação entre o solo e a onda sísmica pode causar amplificações de ondas significativas e como definição teórica, Şafak (2001), afirma que as amplificações devido aos efeitos de sítio relacionam-se com o aumento nas amplitudes das ondas sísmicas quando estas atravessam camadas de solos próximas da superfície. Khanbabazadeh et al (2021) completa elaborando que, a geologia de superfície e as características geotécnicas dos depósitos de aluviões afetam o movimento sísmico do solo, definindo como efeitos de sítio as alterações nos movimentos do “*bedrock*” devido às condições geológicas e geotécnicas locais. Na prática, o termo efeito de sítio é utilizado para demonstrar as diferenças nos movimentos do solo em dois locais próximos (Khanbabazadeh et al, 2021).

2.2.1 Efeitos de Bacia e Efeitos Topográficos

O movimento do solo à superfície é dependente das condições geológicas e geotécnicas do meio de propagação (Khanbabazadeh et al, 2021). Vijaya e Boominathan (2021) demonstra a mesma linha de raciocínio, afirmando que vários investigadores sugerem que a grande variabilidade de resposta local poderá ser devido a diferenças consideráveis na geologia superficial. Como justificação, os mesmos autores apresentam o caso da bacia de “*Kutch Rift*”, neste caso a análise numérica revelou modificações significativas da amplitude e duração do movimento do solo no interior da bacia devido aos efeitos de sítio.

Khanbabazadeh et al (2021) apresentam também dois fatores importantes a ser considerados na quantificação dos efeitos de sítio em bacias. Para bacias com geometria bidimensional, a baixas frequências, as refrações de ondas nos limites da bacia causam formação de ondas de superfície que se dirigem para a zona central. Nestes casos a heterogeneidade lateral resulta em efeitos 2D ou mesmo 3D que podem afetar o comportamento da parte central da bacia e nestas situações as análises com objetivo de estimar amplificações locais utilizando modelos numéricos 1D tornam-se insuficientes.

O segundo parâmetro importante apresentado por Khanbabazadeh et al (2021) prende-se com o ângulo de incidência da onda. O autor descreve que a maior parte dos casos estudados sobre os efeitos de sítio focam-se no comportamento de propagação de ondas verticais. Contudo, na realidade, devido à complexidade dos caminhos que estas ondas têm de percorrer e devido à topografia do terreno, estas ondas podem chegar com direções oblíquas. Este fenómeno é particularmente importante no caso de bacias rasas onde, com a mudança no ângulo de incidência da onda o comportamento simétrico da bacia torna-se assimétrico.

Kramer (1996) também menciona os efeitos importantes que os vales de aluviões (preenchidos com solos moles ou brandos) têm na amplificação de propagação de ondas. Nestes casos, segundo o autor, apenas uma análise de resposta do solo 1D apresenta bastantes dificuldades na descrição de campos de onda. A curvatura das bacias onde se depositam solos de características mais moles podem aprisionar as ondas e levar a que algumas destas ondas incidentes se propaguem pelo depósito como ondas de superfície. Consequentemente sabe-se que estas ondas podem produzir vibrações mais intensas e de durações maiores do que aquelas que estavam previstas na análise de resposta 1D (Kramer, 1996). Apesar de existirem estudos que apresentam correlações entre casos 1D e 2D, o recurso a análises 2D e 3D para bacias com geometrias irregulares é inevitável (Khanbabazadeh et al, 2021).

Além da discussão relativamente aos efeitos de bacia é importante analisar o efeito que as irregularidades topográficas à superfície podem ter na amplificação de ondas dinâmicas. As análises das irregularidades topográficas têm vindo a ser estudadas por vários autores. Contudo continuam a ser um problema complexo. Dependendo da geometria das irregularidades, frequência e ângulos de incidência das ondas, a interação das ondas pode apresentar um padrão bastante complexo na amplificação ou atenuação das ondas. Primofiore et al (2020) define os efeitos topográficos como as modificações que ocorrem no movimento sísmico à medida que a superfície topográfica reflete, refrata, dispersa ou reorienta as ondas sísmicas incidentes. Este conhecimento é completado e corroborado com a informação de vários casos de estudo elaborados por outros autores. Sugerindo, estes autores, que os efeitos topográficos podem desempenhar um papel importante no movimento do solo na gama de frequências para a qual a maior parte dos edifícios não tolera.

2.2.2 Amplificação devido a Efeitos de Sítio

No sentido de entender a contribuição dos efeitos topográficos na amplificação das ondas, várias técnicas têm sido desenvolvidas ao longo das últimas décadas (Khanbabazadeh et al, 2021). Primofiore et al (2020) afirmam que a investigação sobre os efeitos topográficos tem sido exaustiva e intensa através de ensaio de campo e simulações numéricas. Alguns estudos e conclusões serão apresentados seguidamente.

He et al (2020) estudaram a resposta sísmica do talude de Lengzhuguan causada por efeitos topográficos e geológicos através de dados observacionais de um denso conjunto de sismógrafos. Este talude foi um dos 15000 deslizamentos de terra causado pelo terremoto de Wenchuan em 2008, resultando mais de 20000 mortes. Com os parâmetros físicos e mecânicos dos modelos apresentados no Quadro 2-1 os autores salientaram que o movimento sísmico do solo na crista demonstrou um fator de amplificação superior a 10 na banda de frequência entre 1.5 e 2.5 Hz.

Quadro 2-1 - Parâmetros físicos e mecânicos dos materiais usados na simulação numérica do talude de Lenzhuguan (Adaptado de He et al, 2020)

Material	Peso Volumico (kNm^{-3})	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	V_s (m/s)	Espessura da Camada (m)
"Bedrock"	26.0	40.63	0.25	2500	-
Depósito Solto	20.0	0.73	0.30	375	0-40

Zhang et al (2018) através da técnica de relação espectral standart demonstraram em resultados de campo que a topografia e a presença local de materiais macios na superfície aumentam significativamente o movimento do solo. O fator de amplificação máximo de 4 foi observado no topo da colina, dentro da gama de frequências de 1-10 Hz. Este estudo foi realizado para o parque Xishan sob terramoto de Wenchuan em 2008. Os parâmetros físicos e mecânicos utilizados na modelação numérica estão dispostos no Quadro 2-2.

Quadro 2-2 - Parâmetros físicos e mecânicos na modelação numérica (Adaptado de Zhang et al, 2018)

Material	Peso Volumico (kNm^{-3})	Módulo de Elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	V_s (m/s)
"Bedrock"	20.0	52.08	0.3	1000
Depósito	18.5	3.08	0.33	250

Luo et al (2020) utilizando dados de monitorização e modelação numérica 2D e 3D executada através de código Udec 2D e 3D, mediram amplificações tão grandes como 5-6 vezes o movimento de entrada que foi previsto pelos modelos numéricos 3D.

Em geral, as simulações numéricas de resposta sísmica em taludes subestimam os fatores de amplificação medidos e esta discrepância foi atribuída a uma simplificação comum das geometrias (Luo et al, 2020). Isto é, modelos de simplificados 2D em vez de 3D demonstraram ser incapazes de reproduzir, em vários casos, a complexidade das modificações do campo de ondas sísmicas (Luo et al, 2020). Este trabalho foi elaborado para o Monte Dong e Weigan na província chinesa de Sichuan e as propriedades dos materiais utilizados na modelação numérica apresentam-se no Quadro 2-3. Note-se que as camadas 1, 2 e 3 representam camadas desde o interior até à superfície.

Quadro 2-3 – Propriedades dos materiais utilizados na simulação numérica 2D (Adaptado de Luo et al, 2020)

Material	Peso Volumico (kNm^{-3})	V_p (m/s)	Coefficiente de Poisson	V_s (m/s)
"Bedrock"	26.0	5000	0.25	2886
Camada 1	25.0	3148.5	0.3	1683
Camada 2	24.0	2448	0.33	1233
Camada 3	22.0	1514	0.35	727

Da literatura é possível concluir que mesmo para sismos mais modestos, onde em teoria seria razoável que as estruturas não demonstrassem danos colaterais avultados, a prática não o

confirma. A presença de irregularidades topográficas e bacias superficiais podem causar amplificações de ondas suficientemente grandes que determinem o colapso de estruturas à superfície. O interesse neste tema levou à evolução de um período onde apenas era possível determinar os danos causados por um evento sísmico através de estudos observacionais, para uma fase em que é possível elaborar soluções numéricas que se aproximem da realidade de modo admissível.

2.3 Barragens de Aterro e Rejeitados

Idealmente, as estruturas construídas pelo Homem, nomeadamente as barragens de rejeitados de minas, não apresentam um nível satisfatório de segurança em relação aos Estados Limites Últimos durante o seu período de vida, e as experiências vividas no passado mostram que a rotura de barragens de rejeitados é mais comum do que seria esperado (Rico et al, 2008). Este ponto é particularmente importante quando este tipo de estruturas geotécnicas se encontra em locais com atividade sísmica, o que pode acarretar consequências terríveis como a perda de vidas e bens, bem como danos ambientais irreversíveis (Naeini e Akhtarpour, 2018). Xu e Wang (2015) completam afirmando que, o objetivo principal de um depósito de rejeitados é conter os rejeitos de granulometria fina. A importância da retenção deste material é muito elevada, porque podem conter vários tipos de substâncias tóxicas e representar perigos para as populações próximas e para o meio ambiente (Xu e Wang, 2015).

Embora a necessidade de manter e cuidar os resíduos da extração de minério seja imperativa, a evolução e dedicação sobre o assunto não acompanhou essa necessidade com o mesmo ritmo. Rico et al (2008) evidenciam vários fatores que comprometem o bom funcionamento de uma barragem de rejeitados a longo prazo, tais como:

- construção dos aterros das barragens com material obtido localmente;
- falta de requisitos de estabilidade das barragens relativamente à monitorização e controlos contínuos durante a colocação, construção e operação;
- custos elevados de manutenção das barragens após o encerramento das atividades de extração do minério;
- outros fatores.

Quando a capacidade de deposição de rejeitados na albufeira da barragem atinge o limite de armazenamento, o Dono de obra inicia trabalhos para altear o aterro inicial e aumentar o volume disponível para o armazenamento.

Existem, na prática corrente, alguns métodos construtivos para altear barragens de rejeitados. O menos dispendioso é o método de alteamento para montante (Xu e Wang, 2015). Embora Naeini e Akhtarpour (2018) e Xu e Wang (2015) afirmem que este tem severos problemas de estabilidade e performance, nomeadamente quando comparado ao método de alteamento para jusante.

Xu e Wang (2015) descrevem sucintamente que os problemas se prendem na construção de novas secções de corpo de barragem, que terão como fundação uma praia de resíduos depositados que permanecem em processo de consolidação. Nestas praias as descargas são constantes e podem ser armazenados volumes consideráveis de água e resíduos, como é ilustrado Figura 2.1. Assim sendo, é evidente que a rotura da estrutura, ao acontecer, libertará quantidades imensas de material tóxico comprometendo o bem-estar da sociedade e do ecossistema.

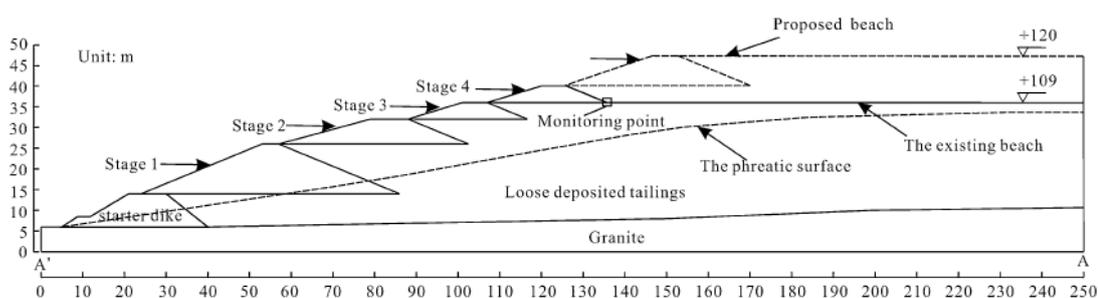


Figura 2.1 - Secção transversal de barragem de rejeitados (Xu e Wang, 2015)

2.3.1 Resposta Sísmica Típica de uma Barragem de Aterro

Com recurso ao trabalho realizado por Andrianopoulos et al (2013) e Papadimitriou et al (2014), esta subsecção abordará o comportamento sísmico típico de uma barragem de terra.

Andrianopoulos et al (2013), sem fazer qualquer referência relativamente aos coeficientes sísmicos de massas potencialmente deslizantes do corpo da barragem, apresentam no seu trabalho resultados típicos de análises numéricas. Com o objetivo de fornecer conhecimentos sobre as respostas sísmicas de barragens como geoestruturas, Andrianopoulos et al (2013), elaboraram 110 análises dinâmicas não lineares 2D utilizando 4 secções transversais diferentes. Neste sentido apresentam resultados relacionados com os efeitos dos parâmetros relativamente aos índices fundamentais da resposta da barragem, tais como o período de vibração fundamental da barragem e a aceleração de pico no coroamento (Andrianopoulos et al, 2013). Para realizar este estudo, os parâmetros que se fizeram variar foram: características do movimento de entrada, rigidez da fundação do solo, existência de bermas e altura da barragem.

Estes autores estudam secções de barragem de terra separando os seus trabalhos com diferentes alturas, 40, 80 e 120 m. Uma vez que nos próximos capítulos deste trabalho apenas serão abordadas secções com altura máximas de 50 m, nesta subsecção apenas será descrita a análise da secção com 40 m de altura. De modo a apresentar os seus resultados de forma clara Andrianopoulos et al (2013) mostram resultados típicos correspondentes à resposta da barragem $H = 40$ m fundada sobre solo firme ($v_b = 1000$ m/s) no "fim da construção" quando sujeita à história temporal do registada durante o sismo de Atenas, em 1999, com $PGA = 0,05$ g, Figura 2.2 a).

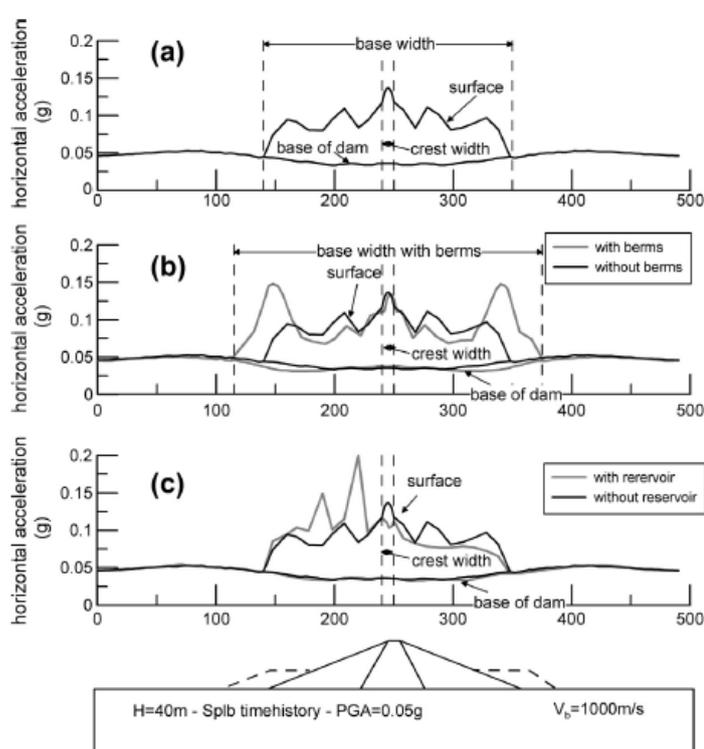


Figura 2.2 – Variação espacial das acelerações horizontais máximas ao longo da crista e da base da barragem: (a) Caso Base (Caso sem banquetas estabilizantes no pé de talude e em "fim da construção"), (b) Efeito de banquetas estabilizantes no pé de talude no momento de "fim da construção" e (c) Efeito do enchimento do reservatório da barragem sem banquetas estabilizantes de pé de talude. (Andrianopoulos et al, 2013)

A Figura 2.2 a) permite verificar, simultaneamente, de que forma varia espacialmente a aceleração horizontal de pico ao longo da superfície do corpo da barragem e a aceleração ao longo da superfície de fundação. Como identificam os autores Andrianopoulos et al (2013) a aceleração horizontal de pico apresenta uma variabilidade espacial ao nível da superfície da barragem e, por oposição apresenta-se uma resposta mais uniforme ao longo do solo de fundação. Assim Andrianopoulos et al (2013) concluem que, comparando os valores nas cristas e na base de fundação da barragem existe a presença de amplificação num fator próximo de 3, em média, atribuindo essa amplificação, em parte, a efeitos topográficos da barragem. Outra conclusão fornecida pelos autores surge na base da barragem. Este local sofre uma atenuação

da aceleração horizontal de pico num fator de aproximadamente 1.5 em comparação com a aceleração horizontal do pico no campo livre, de $PGA=0,05$ g. Note-se que assim, a amplificação média da aceleração de pico horizontal à superfície da barragem é aproximadamente duas vezes a da aceleração de pico horizontal em campo livre (Andrianopoulos et al, 2013). Contudo é referido pelos autores que, a amplificação na crista foi significativamente maior, sendo aproximadamente 2,6 vezes a aceleração em campo livre.

Na Figura 2.2 b), os autores realizam um estudo onde seriam colocadas banquetas de pé de talude, tanto a montante como a jusante da barragem. A influência desta inclusão estrutural foi analisada e os autores concluem que a presença destes elementos estruturais não afetava significativamente a variação da aceleração horizontal de pico tanto ao nível da crista da barragem como ao nível do solo de fundação da barragem ou a aceleração de pico horizontal no campo livre. Contudo, estes valores não se mantinham na zona onde foram colocadas as banquetas de pé de talude. Nessa região é possível identificar amplificações de ondas significativas possivelmente devido a efeitos topográficos locais (Andrianopoulos et a 2013). Apesar disso, os autores referem que mesmo com amplificações locais significativas na região das banquetas de pé de talude, estas não afetaram as respostas dinâmicas do corpo da barragem ou do seu coroamento.

Na Figura 2.2 c) são apresentados os resultados mais completos para a matéria de propagação de ondas. Nesta figura é estudada a comparação de comportamentos sísmicos da barragem de reservatório ainda vazio no final da construção com uma situação em funcionamento, ou seja, com reservatório cheio e talude de montante saturado. Segundo Andrianopoulos et al. (2013) é possível verificar uma amplificação de ondas significativa pela influência do reservatório cheio e do estado saturado do talude de montante. Além disso, no talude de jusante da barragem estas amplificações permanecem inalteradas ou conseguem mesmo ser atenuadas ao longo do seu desenvolvimento transversal. É também referido por Andrianopoulos et al (2013) que esta amplificação de ondas a montante deve-se aos contrastes das velocidade das ondas de corte que existiam entre o lado não saturado a jusante da barragem e o lado saturado do talude de montante da barragem. Este problema de variação de velocidades de propagação de ondas é identificado e explicado pelos autores com recurso à Figura 2.3 que mostra os contornos de velocidade de onda de corte da barragem com $H = 40$ m. Efetivamente, estando a zona a montante saturada, a tensão efetiva é reduzida em relação à situação em que o maciço estava seco. A velocidade de propagação das ondas, sendo proporcional à tensão média efetiva, é então menor no maciço de montante. Portanto Andrianopoulos et al (2013) concluem que a zona mais rígida a jusante parece refletir parcialmente as ondas S verticais em direção a montante, esta reflexão produz efeitos de amplificação sísmica na região a montante sem afetar o pico de aceleração no coroamento. Estes contrastes de rigidez dentro do corpo da barragem não eram verificados para

condições em fim de construção, ou seja, para reservatório vazio e portanto, a variação espacial nas acelerações de pico era uniforme (Andrianopoulos et al, 2013).

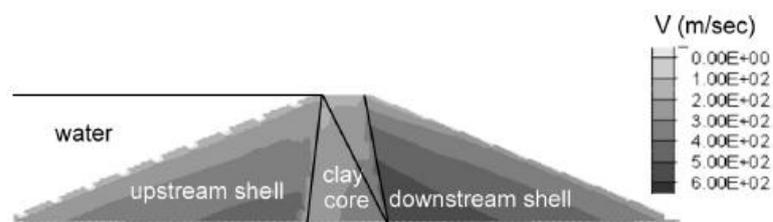


Figura 2.3 – Contornos de velocidade de propagação de ondas de corte para o caso da barragem baixa sujeita a condições de estado de percolação estacionária ($H = 40\text{m}$) (Andrianopoulos et al, 2013)

2.3.2 Entraves Geométricos e Dimensionalidade da Solução

Embora os métodos de análise de resposta do solo unidimensional sejam amplamente utilizados na prática corrente de engenharia sísmica e geotécnica, estes métodos em algumas circunstâncias apresentam limitações, uma vez que apenas são capazes de representar a resposta do solo em condições específicas, como locais bastante nivelados ou suavemente inclinados (Kramer, 1996).

Para muitos outros problemas de elevado interesse na sociedade, as soluções unidimensionais não se apresentam como suficientes para representar fielmente o comportamento do solo e os pressupostos de propagação de ondas unidimensionais não são aceitáveis (Kramer, 1996). Assim, com o decorrer dos anos existiu uma adaptação de novas soluções capazes de resolver problemas como superfícies de terras inclinadas ou irregulares, a presença de estruturas pesadas ou estruturas rígidas e túneis. Soluções essas que passam pelas análises bidimensionais ou possivelmente mesmo tridimensionais (Kramer, 1996). Para situações em que uma das dimensões do problema é consideravelmente maior do que as outras podem nestes casos ser abordados com soluções de tensão do plano bidimensional, como por exemplo os casos apresentados na Figura 2.4:

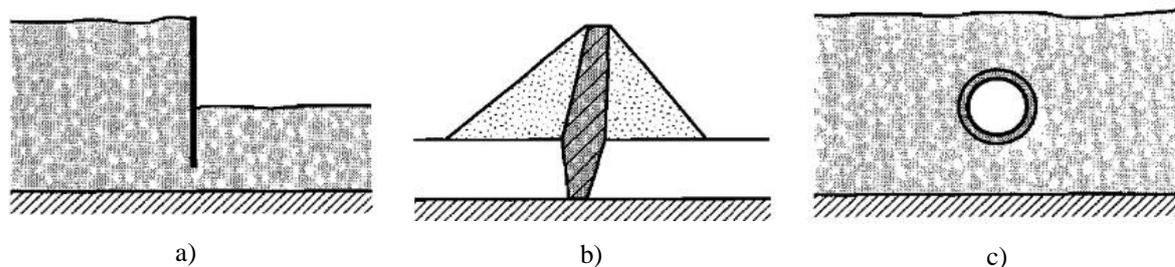


Figura 2.4 – Exemplos de problemas comuns tipicamente analisados em análises de resposta dinâmica em deformação plana: a) Estruturas de suporte flexíveis e muros de suporte, b) barragens de terra, c) túneis, Situação Prática onde são utilizadas análises de resposta do solo bidimensionais: (Kramer, 1996).

Para conseguir tratar estes problemas bidimensionais foram desenvolvidos uma série de métodos enunciados em Kramer (1996). Essas técnicas têm formulações no domínio da frequência ou no domínio do tempo e podem ser aplicados nos casos dos exemplos da Figura 2.4 a), b) e c). Os problemas de resposta dinâmica bidimensional, tridimensional e de interação solo-estrutura tipicamente são resolvidos com recurso a análises dinâmicas de elementos finitos.

As idealizações bidimensionais supramencionadas podem não ser adequadas a casos específicos e assim são necessárias análises tridimensionais de resposta dinâmica. Essas condições podem ser sucintamente descritas pelas Figura 2.5 onde as condições do solo podem variar tridimensionalmente, os limites do problema variam tridimensionalmente ou mesmo quando apenas é de interesse de obra em si efetuar a modelação do problema num panorama tridimensional (Kramer, 1996).

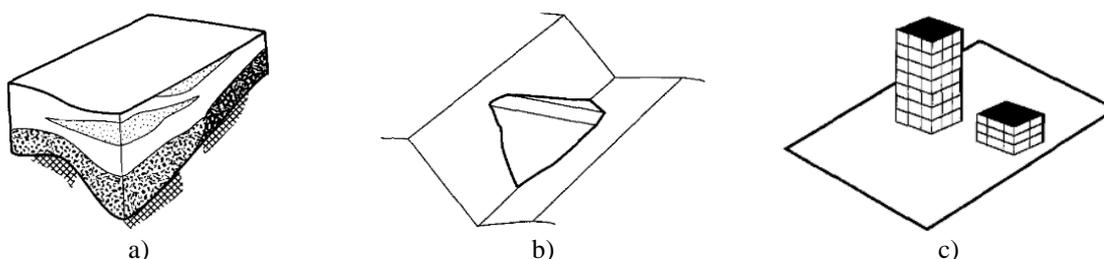


Figura 2.5 – Exemplos onde é requerida uma análise de resposta dinâmica tridimensional ou uma análise de interação solo-estrutura: a) Locais onde as condições de sítio variam significativamente em três dimensões, b) Barragem de terra localizada em desfiladeiros estreitos e c) Locais onde a resposta do solo é influenciada pela resposta de estruturas e onde a resposta de uma estrutura pode influenciar a resposta de outra nas imediações. (Kramer, 1996).

2.4 Modelação do Comportamento do Solo

2.4.1 Comportamento dinâmico dos solos

O estudo de propagação de ondas é um dos problemas mais importantes que se colocam em engenharia sísmica e geotécnica, sendo particularmente relevante na previsão de ações dinâmicas são transmitidas às estruturas, nas tensões e deformações instaladas nos maciços e na estabilidade das obras geotécnicas quando sujeitas a ações sísmicas.

A engenharia sísmica e geotécnica há muito tempo que estuda o fenómeno, envolvendo vários tipos de cargas e muitos mecanismos potenciais de rotura. A origem, proporção e distribuição dos danos causados por um sismo é fortemente influenciada pela resposta do solo quando sujeito a um carregamento cíclico, uma vez que este é controlado pelas suas propriedades mecânicas (Kramer, 1996). Logo, a não-linearidade das propriedades do solo influencia diretamente a resposta deste em problemas diferentes. Tal verifica-se particularmente no campo

do fenómeno de propagação de ondas, onde os níveis de deformação são induzidos no solo são normalmente baixos a moderados, ao contrário de problemas que envolvam a estabilidade (Kramer, 1996).

Numa informação paralela Ishihara (1996) explica que a resposta do solo não muda com a progressão dos ciclos enquanto as amplitudes de deformações por corte ainda forem pequenas. Portanto, este autor afirma que, o módulo e as propriedades de amortecimento permanecem os mesmos durante toda a duração da aplicação da tensão cíclica. Contudo, refere Ishihara (1996) que deve ser assumido que o nível de deformação por corte é suficientemente grande para produzir um ciclo de histerese não linear na relação tensão-deformação cíclica, manifestando esse comportamento do solo num intervalo de deformações entre aproximadamente 10^{-5} e 10^{-3} , como é representado pelo autor na Figura 2.6.

Shear strain	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Small strain	Medium strain	Large strain	Failure strain		
Elastic						
Elasto-plastic						
Failure						
Effect of load repetition						
Effect of loading rate						
Model	Linear elastic model	Visco-elastic model		Load history tracing type model		
Method of response analysis	Linear method	Equivalent linear method		Step-by-step integration method		

Figura 2.6 - Modelação do comportamento do solo com base nas características do nível de deformações induzido. (Ishihara, 1996)

2.4.2 Medição das Propriedades Dinâmicas do Solo

De modo a garantir uma melhor análise dos problemas em engenharia sísmica e geotécnica é necessário garantir que todos os parâmetros do solo e todas as suas propriedades dinâmicas são criteriosamente avaliadas e determinadas. De modo a caracterizar essas propriedades existem várias técnicas (de campo e de laboratório), cada uma delas com as respetivas vantagens e desvantagens, dependentes do tipo de fenómeno e do problema em estudo (Kramer, 1996).

Devido à variabilidade dos problemas que podem ser analisados na prática corrente, desde casos onde os níveis de deformação são baixos até aos casos onde existem elevados níveis de deformações, as soluções e técnicas de ensaios escolhidas para avaliação das propriedades dinâmicas do caso em questão devem ser criteriosas e o problema a analisar deve ser compreendido. Segundo Kramer (1996) devem ser escolhidos ensaios que reproduzam as condições de tensão inicial e as condições de carga cíclica previstas de forma mais aproximada possível.

No âmbito dos fenômenos de propagação de ondas onde as deformações do solo sejam baixas, os parâmetros do solo comumente utilizados em análise dinâmica são: a rigidez, fator de amortecimento, coeficiente de Poisson e a densidade, onde a rigidez e o fator de amortecimento desempenham um papel de importância superior relativamente aos restantes (Kramer, 1996). Contudo, também para níveis de deformação intermédios e elevados, estes parâmetros continuam a ser preponderantes na análise de problemas dinâmicos, uma vez que os solos quando sujeitos a ações cíclicas apresenta comportamentos não lineares. Para casos onde os níveis de deformação tendam a ser próximos do intermédio ou elevados, outras noções começam a influenciar a resposta do solo como o número de ciclos de carga e a sua frequência, bem como as características de variação de volume (Kramer, 1996).

Muitos dos ensaios e testes foram desenvolvidos com o objetivo de medir propriedades dinâmicas do solo; outros são apenas versões modificadas de testes comumente utilizados para avaliar o comportamento do solo sujeito a carga monotónica (Kramer, 1996). Além disso o mesmo autor refere que, qualquer investigação com o objetivo de determinar as propriedades dinâmicas do solo deve ser realizado com a consciência da incerteza inevitável das propriedades determinadas. Note-se que Kramer (1996) ainda acrescenta que algumas destas fontes de incerteza podem ser minimizadas com devida atenção aos detalhes nos ensaios, mas outras não. Estas poderão, segundo Kramer (1996), ter origem em:

- A variabilidade inerente dos solos (resultado do ambiente geológico em que foram depositados);
- Anisotropia induzida (causada por condições de tensões anisotrópicas);
- Perfuração e distúrbios de amostras;
- Limitações do equipamento de teste de campo e/ou de laboratório;
- Erros de teste;
- Erros de interpretação de resultados.

Além disso, se o comportamento dos solos para situações estáticas já é complexo em situações dinâmicas o desafio amplifica-se. Desse modo os engenheiros sísmicos e geotécnicos são constantemente desafiados pela necessidade de caracterizar os aspetos do comportamento cíclico do solo com a maior precisão possível, através de modelos simples e racionais (Kramer, 1996). O conflito entre as exigências adversas dos modelos e a precisão relativamente à realidade pode

encontrar equilíbrio na dependência de muitos fatores, nesse sentido várias propostas de métodos têm sido desenvolvidos ao longo dos anos (Kramer, 1996).

Assim, neste trabalho serão abordados o método linear elástico, o método linear equivalente e não linear com o intuito de compreender a modelação numérica do comportamento do solo e que valências cada um dos métodos carrega consigo.

2.4.3 Método Elástico Linear

A modelação do comportamento do solo tem como objetivo reproduzir aspetos vitais da resposta do solo, ignorando ao mesmo tempo características do mesmo que sejam consideradas menos importantes, esse processo pode ser desenvolvido através de modelações físicas ou numéricas (O'Reilly e Brown, 1991). É de notar que, a escolha dos parâmetros considerados cruciais a utilizar na modelação numérica varia de caso para caso e da intenção particular da aplicação do modelo, isto é, o mesmo solo pode ser modelado de formas diferentes, dependendo da aplicação do estudo em si (O'Reilly e Brown, 1991). Assim, a arte de modelar o comportamento do solo reside na capacidade de identificar as características importantes, com o objetivo de deixar o modelo o mais realista possível. No entanto, torna-se evidente que quanto maior for a precisão do modelo mais refinado este terá de ser, ou seja, um maior número de parâmetros serão necessários para o descrever. Este ponto, surge como entrave, pois alguns modelos podem requerer parâmetros onde a sua determinação e aplicação podem ser difíceis de justificar, levando consigo dificuldades que podem afastar o problema da realidade.

A abordagem do método elástico linear requer que os parâmetros de rigidez e dissipação de energia do solo sejam constantes em cada camada de solo, esta metodologia traz consigo entraves na determinação de que valores se devem tomar como tipicamente corretos. Isto é, se na determinação de valores consistentes com o nível de deformação induzido em cada camada de solo deve ser adotado um valor máximo, mínimo ou uma média dos valores (Kramer, 1996). A solução deste problema, passa pela definição concreta e objetiva do nível de deformação esperado no caso em estudo, o que por si só já não é considerado tarefa simples. A escolha do engenheiro, deve ser cuidadosa e pertinente, pois não é aconselhado trabalhar em níveis de segurança muito elevados, onde o sobredimensionamento reina, nem em situações que rasam o limite da segurança, onde os níveis de deformação possivelmente espectáveis se encontram mais elevados.

Segundo Kramer (1996), é comum caracterizar o nível de deformação do registo transitório em termos de uma deformação por corte efetiva que, empiricamente se tem verificado que varia entre cerca de 50 % e 70% da deformação por corte máxima. Apesar disso, a resposta calculada não é particularmente sensível a esta percentagem e a deformação de corte efetiva é frequentemente tomada como 65% da deformação de pico (Kramer, 1996). Uma vez que o nível

de deformação calculado depende dos valores das propriedades lineares equivalentes, é necessário um procedimento iterativo para assegurar que as propriedades utilizadas na análise são compatíveis com os níveis de deformação calculados em todas as camadas (Kramer, 1996).

2.4.4 Método Linear Equivalente

Tipicamente, um solo quando sujeito a uma carga cíclica simétrica, pode exibir um comportamento histerético como o demonstrado na Figura 2.7 (Kramer, 1996). Este comportamento, segundo Kramer (1996) pode ser estudado de duas maneiras:

1. Pela trajetória real da curva;
2. Pelos parâmetros que descrevem a sua forma geral.

Kramer (1996) sugere que, de uma maneira geral as características mais importantes na representação da curva do comportamento histerético do solo são a inclinação e a sua amplitude. A inclinação da curva é dependente da rigidez do solo e pode ser representada, em qualquer ponto durante o processo de carga, pelo módulo de distorção tangente, G_{tan} . No entanto, torna-se óbvio que este parâmetro varia consoante o seu local na curva do ciclo de carga e assim, de maneira aproximada, o seu valor médio ao longo de toda a curva pode ser considerado pelo módulo distorção secante, representando assim a inclinação geral da curva de histerese (Kramer, 1996).

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Onde:

- τ_c . São as amplitudes de tensão de corte;
- γ_c são as deformações por corte.

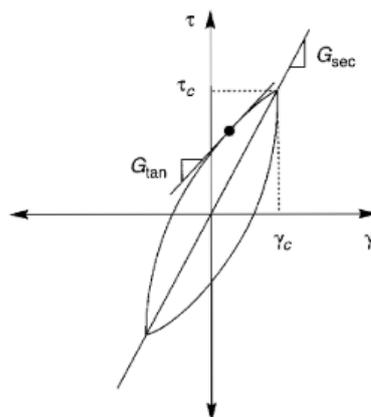


Figura 2.7 - Módulo de Distorção Secante, G_{sec} , e Módulo de Distorção Tangente, G_{tan} (Kramer, 1996).

Segundo Kramer (1996) a amplitude da curva de comportamento histerético do solo apresentada na Figura 2.7 está diretamente relacionada com o coeficiente de amortecimento, ξ , e pode ser vista como a capacidade que o solo tem de dissipar energia que analiticamente em segue a (Eq. 2.2).

$$\xi = \frac{W_D}{4 \pi W_S} = \frac{1}{2 \pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde:

- W_D é a energia dissipada;
- W_S a energia de deformação máxima;
- A_{loop} a área do laço de histerese

Note-se que a abordagem de análise desta curva depende de caso para caso, ou seja, em certas análises de resposta do solo é frequentemente utilizado G_{sec} e ξ como parâmetros equivalentes do material ao passo que para outros casos são utilizados para descrever diretamente o comportamento do solo (Kramer, 1996). No entanto existem casos em que a análise requiere uma maior precisão e, nesses casos será conveniente seguir o caminho real da curva, tal como descrito por um modelo não linear (Kramer, 1996).

Além disso e de modo a complementar a informação supramencionada, a rigidez do solo é influenciada por vários fatores como a amplitude da deformação cíclica, a tensão efetiva média, o número de ciclos, entre outros, e o módulo de distorção secante varia com o nível de deformações. Isto é, para deformações muito pequenas este parâmetro é muito elevado, contudo à medida que o nível de deformações aumenta o módulo de distorção vai diminuindo (Kramer, 1996). A inclinação na origem da curva, como demonstrado na Figura 2.8 a) representa o maior

valor de G , ou seja, $G_{m\acute{a}x}$, que como supramencionada apenas acontece para deformações muito pequenas, ao passo que para deformações mais baixas a razão entre $G_{sec}/G_{m\acute{a}x}$ tende para valores iguais à unidade, como demonstrado na Figura 2.8 b). Portanto, segundo Kramer (1996), a caracterização da rigidez do solo requer a consideração tanto de $G_{m\acute{a}x}$ como da forma como $G_{sec}/G_{m\acute{a}x}$ varia ao longo da amplitude de deformação cíclica.

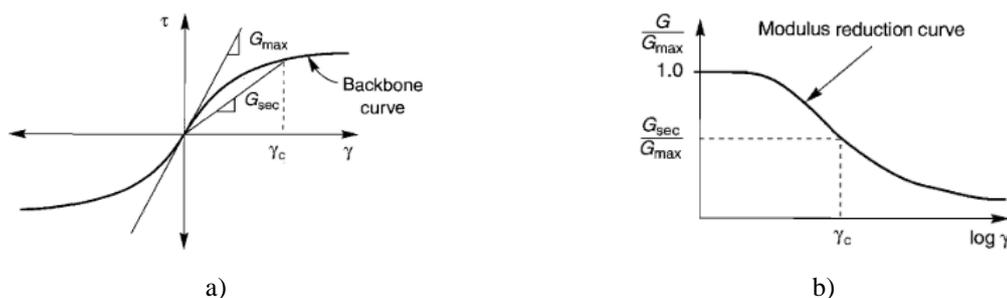


Figura 2.8 – “Backbone curve” demonstrando variações típicas de G_{sec} com as deformações (Kramer, 1996).

Com o avançar do tempo, levou-se ao conhecimento de que alguns dos métodos de análise de resposta do solo mais utilizados se baseavam na utilização de propriedades lineares equivalentes, então nesse sentido, os parâmetros G_{sec} e ξ têm vindo a ser alvo de intensos estudos para diferentes solos (Kramer, 1996). Contudo, o mesmo autor menciona que, é importante aceitar que toda a análise linear equivalente não passa de uma aproximação do comportamento não linear e hysterético real do solo e a sua consideração tem em conta pressupostos de linearidade agregados na sua utilização com implicações importantes na análise de resposta do solo. Kramer (1996) ainda acrescenta referindo que, a sua utilização não deve acontecer para problemas em que são esperadas deformações permanentes ou rotura, ou seja, sistemas com grandes deformações. Estes modelos devem permanecer no regime onde as deformações retornem à sua fase inicial após carga cíclica e a falha não possa ocorrer (Kramer, 1996). Na comunidade científica e na prática corrente é uma prática fortemente utilizada para análises de comportamento do solo, devido à menor carga computacional exigida pelos modelos, em comparação com os modelos não lineares.

2.4.5 Método Não-Linear

Como já fora mencionado na secção anterior, apesar do processo iterativo da abordagem linear equivalente se apresente computacionalmente conveniente e seja capaz de calcular resultados considerados admissíveis para alguns casos da prática corrente, este método não deixa de ser uma aproximação do comportamento não linear real da resposta sísmica terrestre (Kramer, 1996). Como alternativa Kramer (1996) sugere que a análise da resposta não linear de um depósito de solo se efetue através de uma integração numérica no domínio do tempo. Esta abordagem passa por integrar a equação do movimento por etapas, assim qualquer modelo não linear de tensão-deformação poderá ser utilizado. Ou seja, analisando e faseando o processo

iterativo e incremental torna-se possível uma relação tensão-deformação não elástica na avaliação da resposta do solo.

Além disso, o comportamento de tensão-deformação não linear dos solos é possível de ser representado com maior precisão com recurso a modelos cíclicos não lineares que seguem a trajetória de tensão-deformação real durante a carga cíclica (Kramer, 1996). Modelos esses onde é possível representar parâmetros como a resistência ao corte e com um modelo apropriado de geração de pressão nos poros ainda apresentar mudanças na tensão efetiva durante a carga cíclica não drenada (Kramer, 1996).

No corpo do seu texto, Ishihara (1996), apresenta ainda a Figura 2.9 a) e b), onde a segunda demonstra a curva de tensão-deformação constituída por um ciclo fechado de histerese. Este comportamento apresenta-se quando a tensão cíclica com uma amplitude bastante grande é aplicada aos solos. Isto é, supondo que a carga é aumentada primeiro para um nível indicado pelo ponto “a” percorrendo em seguida um ciclo através dos pontos “bcdefa”, o autor assume a que a inversão de tensão desde a descarga até à recarga se situa no ponto “d”. Neste esquema de curvas apresentam-se dois tipos de curvas a “backbone curve” e “hysteresis loop”.

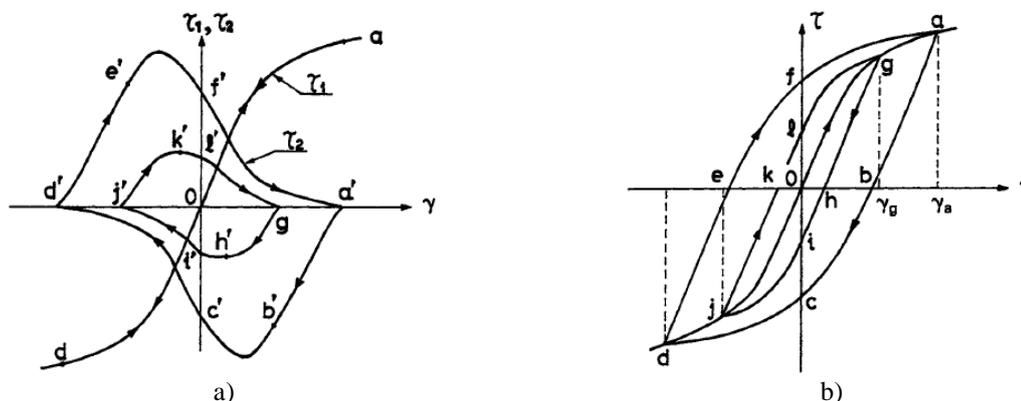


Figura 2.9 - Decomposição da curva de histerese não linear em componentes elásticas e de energia dissipada. (Ishihara, 1996)

A indicação do comportamento não linear do solo é demonstrada pela Figura 2.9 a) onde o valor da tensão na curva de histerese é subtraído no diagrama da curva de esqueleto obtendo duas curvas separadas. Ishihara (1996) aponta também que numa extensão lógica ao caso não linear a curva de esqueleto e ciclo de histerese indicam, respetivamente, a resposta elástica e as características dissipadoras de energia. Assim, devido à não linearidade, a curva de esqueleto não é uma linha reta e a ciclo de histerese não tem vértices arredondados. A determinação destas curvas e cálculo dos parâmetros não lineares do solo utilizados nos modelos mencionados pelo autor, apresentam-se no corpo da sua referência, não sendo mencionado ao longo deste trabalho.

Em suma, caso se pretenda reproduzir de modo rigoroso o comportamento não linear do solo durante uma ação sísmica, é necessário o recurso a modelos capazes de reproduzir o comportamento cíclico não linear e hysterético dos solos, ou seja, recorrer a métodos de integração numérica no domínio do tempo. Além disso, é necessário entender que a qualidade das soluções não lineares depende em grande parte do modelo escolhido para o solo e da capacidade de conseguir reproduzir os aspetos de comportamento do solo relevantes para a resposta do maciço. Não esquecendo que apesar, deste método ser um método mais avançado e das mais valias que a modelação numérica não linear apresenta na clarificação do comportamento do solo, não deixa de ser uma ferramenta utilizada apenas em situações de obras geotécnicas que justifiquem diretamente a sua utilização. Isto é, dentro dos modelos não lineares existentes, estes por si só apresentam limitações mais ou menos significativas e, além disso, a escolha de valores para os parâmetros adequados na sua utilização em análise numérica pode tornar-se uma tarefa bastante complexa.

3 VALIDAÇÃO DE SOFTWARE

3.1 Soluções Analíticas vs Soluções Numéricas

Com a dinâmica sentida diariamente no mundo da engenharia, o desenvolvimento de projetos de maneira rápida, eficaz e em condições financeiras ajustadas às necessidades tornou-se um desafio cada vez mais difícil de atingir. Esta complexidade intensifica-se por variados motivos entre os quais o facto de os softwares serem cada vez mais sofisticados, a quantidade de recursos humanos e matéria prima ser cada vez menor e os prazos de conclusão e entrega de projetos serem cada vez mais curtos. Dentro das abordagens previamente discutidas as soluções numéricas são uma ferramenta de grande utilidade e apresentam vários argumentos na resolução de problemas de engenharia.

Embora existam algumas maneiras de comparar soluções na validação de um software, na resolução deste trabalho apenas se recorreu a dois tipos de métodos:

1. Métodos Analíticos – onde as soluções são baseadas em expressões matemáticas disponíveis em literatura. Tipicamente, produzem soluções formalmente exatas para os problemas. Com estas soluções é garantido um cálculo rápido, eficaz, direto e de baixo custos. Contudo, devem apenas ser utilizadas em casos muito simples onde o controlo da solução é garantido. Estes métodos têm então características que limitam a sua aplicabilidade prática, uma vez que as equações tipicamente são bastante simplificadas quando comparadas com o que acontece na realidade e podem apresentar erros grosseiros quando comparadas com casos diferentes dos estudados.
2. Métodos Numéricos – Elaboração de modelos podem ser executados diretamente em softwares comerciais de simulação numérica que permitem analisar problemas diferentes níveis de complexidade, envolvendo variadas geometrias, diferentes tipos de comportamento do solo. Estas soluções são assim extremamente poderosas no mundo da engenharia. Contudo, podem ser bastante exigentes e morosas ao nível da capacidade computacional.

Embora as soluções numéricas se destaquem, hoje em dia, na solução de problemas de engenharia, não deixam de ser métodos relativamente recentes. Assim, é sempre conveniente, comparar as soluções numéricas com as demais, recorrendo a exemplos simples, de modo a garantir de antemão uma maior fiabilidade dos resultados obtidos, processo esse descrito na próxima subsecção.

3.2 Descrição da Solução Analítica e Softwares Utilizados

Uma forma de validar softwares de cálculo numérico será comparar os seus resultados com soluções analíticas presentes na bibliografia.

As funções de transferência apresentam alguma versatilidade para os problemas de resposta do solo, podendo ser utilizadas para representar vários parâmetros tais como deslocamentos, velocidades, acelerações, tensões e deformações por corte necessitando de um parâmetro de entrada como a aceleração no “*bedrock*” (Kramer, 1996). Contudo as funções transferência são uma abordagem limitada à análise de sistemas lineares, sendo possível aproximar-se o comportamento não linear do solo com recurso a processos iterativos com propriedades equivalentes do solo linear.

Ainda que o cálculo matemático das funções transferência seja bastante complexo, a sua abordagem é bastante simples (Kramer, 1996). Recorrendo a uma história temporal de movimento conhecido na base representado por uma série de Fourier, cada um dos termos da série de Fourier do movimento na base é multiplicado pela função transferência reproduzindo a série de Fourier à superfície que será multiplicada pelo FFT (“*fast Fourier transform*”) inverso, de modo a ser expresso no domínio do tempo. Assim, este processo garante que a função transferência escolhida para o caso determine como cada movimento de entrada seja amplificado ou atenuado pelo depósito de solo.

Kramer (1996) tem disponíveis 4 opções de funções transferência derivadas para uma série de condições geotécnicas, elevando sucessivamente a sua complexidade:

1. Função de transferência para camada uniforme sem amortecimento sobre maciço rochoso rígido;
2. Função de transferência para camada uniforme com amortecimento sobre maciço rochoso rígido;
3. Função de transferência para camada uniforme sem amortecimento sobre maciço rochoso elástico;
4. Função de transferência para depósito estratificado com amortecimento sobre maciço rochoso elástico.

Para a validação do software *Quake/W*, a solução analítica utilizada foi a opção número 2. Esta é a expressão sugerida por Kramer (1996) para determinação da função de transferência coincidente com as características do depósito de cálculo e apresenta-se de seguida:

$$|F_2(2\pi f)| = \frac{1}{\sqrt{\cos\left(\frac{2\pi f H}{v_s}\right)^2 + \left[\xi\left(\frac{2\pi f H}{v_s}\right)\right]^2}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Esta resposta foi comparada com a resposta do software DEEPSOIL v6.1. O DEEPSOIL, segundo o manual de utilizador, é um software de análise de resposta de sítio unidimensional com o poder de executar análises não lineares no domínio do tempo, bem como análises lineares elásticas e lineares equivalente no domínio da frequência. Além disso, o DEEPSOIL é também, segundo Chiaradonna (2022), provavelmente o programa mais utilizado para análises de resposta de sítio unidimensionais devido à sua flexibilidade dos modelos e métodos disponíveis.

O software Quake/W, segundo o manual de utilizador, é um software de elementos finitos utilizado para a análise bidimensional dinâmica de estruturas de terra sujeitas a cargas dinâmicas ou outras cargas de impacto, tais como explosões de dinamite ou bate-estacas. Além disso, o Quake/W pode ser utilizado como um produto autónomo, mas uma das suas principais atrações é a envolvimento com os outros produtos da GeoStudio tais como, Slope/W, Seep/W, Sigma/W, entre outros.

3.3 Solução Analítica vs DEEPSOIL vs Quake/W

3.3.1 Modelo Numérico do Solo

O processo de validação do software QUAKE/W, teve início na abordagem de análise linear elástica, seguindo-se de uma análise linear equivalente de dois depósitos, A e B. As características e propriedades dos materiais dos depósitos utilizados na modelação numérica apresentam-se no Quadro 3-1.

Quadro 3-1 - Caracterização e Propriedades dos Depósitos Modelados pelo Método Elástico Linear

Método Elástico Linear		
Propriedades	Depósito A	Depósito B
Altura	10 m	20 m
Peso Volúmico	18 kNm ⁻³	18 kNm ⁻³
v_s	200 m/s	200 m/s
Coefficiente de Poisson	0.33	0.33
$G_{m\acute{a}x}$	73.39 MPa	73.39 MPa
Coefficiente de Amortecimento	0.1	0.1
Condições de "Bedrock"	Infinitamente rígido	

As características e propriedades dos materiais dos depósitos utilizados na modelação numérica pelo método linear equivalente consideraram-se iguais às do linear elástico exceto a rigidez e a razão de amortecimento que variam segundo a figura 3.1 e 3.2. Note-se que para o método linear equivalente a curva de degradação G de Seed e Idriss (1970) é apresentada na Figura 3.1, bem como a capacidade de dissipação de energia do solo que é descrita pela curva de evolução de razão de amortecimento apresentada por Seed e Idriss, (1970), apresentada na Figura 3.2.

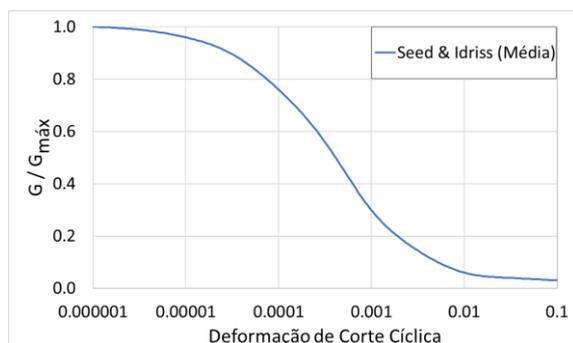


Figura 3.1 - Curva de degradação do módulo de distorção com a deformação por corte

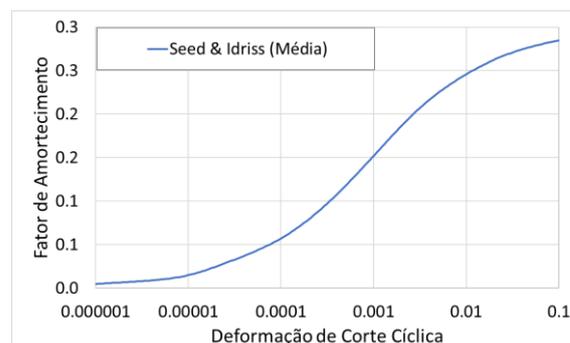


Figura 3.2 – Variação do fator de amortecimento com a deformação por corte

3.3.2 Sismo Induzido na Base

A excitação aplicada na base do modelo correspondente ao sismo de Kobe, sismo bastante conhecido na comunidade científica. Este acontecimento sísmico aconteceu a 17 de janeiro de 1995 a noroeste da Baía de Osaka, no Japão, com uma magnitude 7.2 pela Agência Meteorológica Japonesa. Este evento sísmico é considerado por Chung (1996) como a pior catástrofe natural desde 1923, observando-se deslocamentos máximos horizontais com cerca de 1.7 m e deslocamentos máximos verticais de 1.0 m.

As medições obtidas a partir de um conjunto de sensores localizados em Port Island a uma distância de cerca de 4 km da superfície projetada para a rutura proporcionaram medições de vibrações à superfície do solo e a profundidades de 12 m, 27 m e 79 m. Com liquefação a ocorrer neste local, estas medições fornecem um conjunto de dados importante para deprender as características de resposta in-situ dos solos relativamente ao movimento de solo suficiente para induzir falhas (Chung, 1996).

Chung (1996) revela que os valores de aceleração de pico, velocidade de propagação das ondas e deslocamento inferidos nas várias profundidades revelam vários efeitos dos depósitos do solo sobre os movimentos resultantes do solo. Os movimentos horizontais na superfície acima da camada liquefeita mostraram uma redução acentuada das altas frequências, mas uma amplificação significativa dos movimentos de baixa frequência. Além disso, as acelerações horizontais de pico aumentam ligeiramente à medida que se propagam para cima, em direção à

base da camada liquefeita, mas são reduzidas por fatores de entre 1.7 e 1.9 em algumas direções ao atingir a superfície. Chung (1996) acrescenta ainda que as velocidades de pico horizontais no topo da camada liquefeita são comparáveis às do fundo da mesma, apresentando no topo amplificações de 1.7 e 1.3, para duas direções horizontais. Os valores dos picos de deslocamento determinados à superfície são cerca de 1.5 e 1.9 vezes superiores aos valores correspondentes medidos à profundidade de 79 m (Chung, 1996). Cada medição de movimento vertical apresenta amplificações à superfície relativamente à base. Estas medições de movimento vertical são amplificadas pela camada liquefeita por fatores de 1.0 para aceleração, 1.9 para velocidade e 1.6 para deslocamento (Chung, 1996).

O registo do sismo de Kobe tem uma duração de 47.98 segundos, embora a Figura 3.3 se apresente truncada, e um total de 2400 pontos de dados. Para efetuar a análise de Fourier completou-se o processo matricial através de um procedimento denominado por “*zero-padding*”. Este procedimento é uma técnica tipicamente utilizada para tornar o tamanho da sequência de dados de entrada igual a uma potência de 2. Assim, para que o número de dados total da amostra fosse a potência de dois mais alta e mais próxima de 2400 pontos de dados adicionaram-se matricialmente zeros de 2400 até $2^n = 4096$. Além de tornar o número total de amostras uma potência de dois e tornar o cálculo mais rápido utilizando a transformação rápida de Fourier (FFT), “*zero-padding*” pode levar a um resultado de FFT com uma resolução de visualização mais elevada.

Note-se que, este registo sísmico foi considerado em todos os modelos analisados na dissertação de modo a que fosse garantida sempre a mesma excitação na base.

Além disso, o sismo de Kobe é caracterizado por uma “*Peak Ground Acceleration*”, PGA, igual a 0.82 g como pode ser verificado Figura 3.3. Manifesta-se principalmente para a gama das baixas frequências, tendo uma frequência predominante de 1.45 Hz, como possível observar na Figura 3.4, sendo a gama de frequências mais ativa até à região dos 3.22 Hz.

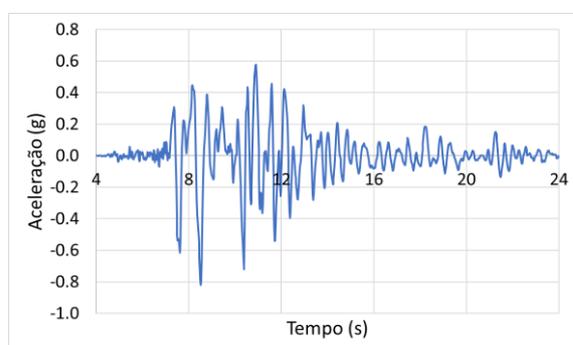


Figura 3.3 - História de Acelerações do sismo de Kobe na base

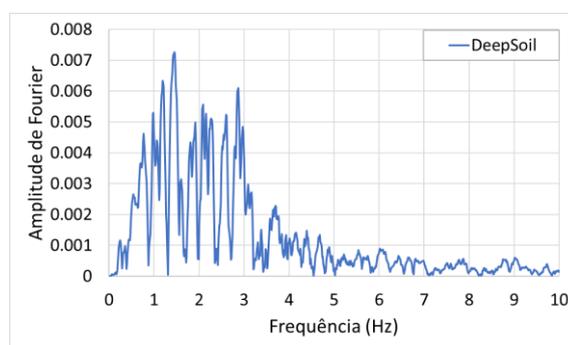


Figura 3.4 - Amplitude de Fourier do sismo de Kobe na base

3.3.3 Geometria e Discretização

Para realizar uma análise de resposta de sítio unidimensional é assumido que o depósito de solo é composto de camadas horizontais que se estendem infinitamente nesta direção. Além disso, como supramencionado, foi assumido que o solo tinha subjacente um “*bedrock*” infinitamente rígido. Neste meio, Chiaradonna (2022) recomenda utilizar o critério em que o comprimento de onda mínimo que se propaga ao longo da coluna do solo deve ser dividido em pelo menos 8 partes. Este passo, tem por objetivo conseguir modelar de maneira correta os deslocamentos horizontais do perfil do solo. O comprimento de onda mínimo é calculado pela razão entre velocidade de propagação de ondas de corte da camada de solo e a frequência máxima da excitação de entrada aplicada ao modelo. Ou seja, o comprimento de onda mínimo é calculado segundo a (Eq. 3.2):

$$\lambda_{min} = v_s * \frac{1}{f} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

O conteúdo frequencial dos sismos é normalmente relevante até ao 20 Hz, embora seja mais rico no intervalo entre 0 e 5 Hz. Assumindo que se pretende modelar as ondas com frequências até 10 Hz e que a velocidade de propagação de ondas é de 200 m/s a dimensão mínima dos elementos finitos, pela (Eq. 3.2) deve ser de 1 m ou 1,25 m. Notemos que para este valor λ_{min} deve ser dividido em 10 a 12 partes, esta divisão garante que assim que os erros de discretização de propagação da onda fiquem limitados entre 1% e 4%. Contudo, com o decorrer do trabalho e elaboração dos cálculos dos casos lineares equivalentes verificou-se que existia uma forte degradação do material, onde o valor de G_{eq} na base do modelo de 10 m de altura se degradava até ao valor de 2936.4 kPa o que corresponde a uma velocidade de propagação de ondas S de aproximadamente 40 m/s. Com esta informação entendeu-se que o comprimento de onda mínimo estipulado numa primeira fase não seria o mais ajustado para o refinamento adequado do trabalho. Assim, para a validação de software e como os modelos lineares em estudo não carregam consigo um elevado peso computacional nem se consideram como modelações morosas, optou-se por refazer os cálculos desta secção com um refinamento da dimensão máxima da malha de elementos finitos para 0.25 m. Tal como efetuado na primeira tentativa a escolha do valor prende-se pelo cálculo da (Eq. 3.2).

Apesar de ser mencionado em Chiaradonna (2022) que quando as condições de fronteira são bem definidas a largura do modelo não influencia o resultado, tentou validar-se esta afirmação comparando os resultados entre modelos unidimensionais de 0.5m, 1m, 50m e 100m de largura na base. Após análise dos cálculos apurou-se que os resultados eram iguais em todos os modelos, tanto para as análises lineares elásticas como para as análises lineares equivalentes, havendo uma alteração significativa no tempo de cálculo e capacidade de armazenamento de

memória. Assim, uma vez que a resposta não varia com o aumento da largura da base e o tempo de cálculo seria significativamente menor, optou-se por realizar a modelação numérica unidimensional final com uma largura de 0.5 m.

Para os modelos lineares as condições de fronteira assumidas para todos as análises são apresentadas, em exemplo, nas Figura 3.5 e Figura 3.6. Como é possível verificar que os deslocamentos são impedidos na base em todas as direções durante a fase estática e dinâmica, simulando assim um “*bedrock*” infinitamente rígido. Ao longo da altura dos modelos a fase estática tem impedidos apenas os deslocamentos horizontais ao passo que a fase dinâmica tem impedidos apenas os deslocamentos verticais. A análise estática inicial do solo é necessária ser realizada pois sem ela não é possível estabelecer as tensões efetivas iniciais no modelo do solo.

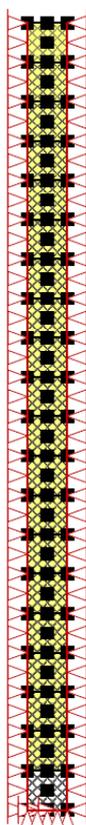


Figura 3.5 – Condições de fronteira para geração do estado de tensão inicial



Figura 3.6 - Condições de fronteira para análises dinâmicas

3.3.4 Amortecimento de Rayleigh

Tendo em conta a informação fornecida por Chiaradonna (2022), em códigos computacionais que possuem a capacidade de realizar análise no domínio do tempo, é necessário discriminar e atribuir um amortecimento viscoso. Esta questão prende-se pelo facto da relação linear de tensão-deformação assumida para o solo produzir ciclos de tensão-deformação de corte sem

amortecimento histórico (Chiaradonna, 2022). Segundo o mesmo autor e o manual de utilizador do software Quake/W, a formulação do amortecimento de Rayleigh fornece a matriz de amortecimento viscoso como resultado da combinação linear entre a matriz de massa, M , e a matriz de rigidez, K :

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$[D] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Onde α e β são os coeficientes de Rayleigh. E segundo, Dynamic Modeling With QUAKE/W: An Engineering Methodology (2014), de uma maneira muito sucinta e pouco clara no seu manual de utilização, é referido que estes coeficientes podem relacionados ao coeficiente de amortecimento ξ , que tem por expressão:

$$\xi = \frac{\alpha + \beta \omega^2}{2 \omega} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Onde ω é a frequência particular de vibração para o sistema. Além disso e não explicando de maneira direta como e se é possível ajustar os coeficientes de Rayleigh no software, é referido pelo seu manual de utilização que o software calcula os coeficientes de amortecimento de Rayleigh utilizando a frequência mais baixa, a segunda mais baixa do sistema e um coeficiente de amortecimento constante. Por outro lado, Chiaradonna (2022) menciona que dois autores demonstraram que o coeficiente de amortecimento modal, ξ_i , para o j -ésimo modo é dado pela seguinte expressão:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{4 \pi f_i} + \beta \pi f_i \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Onde f_i é a frequência do j -ésimo modo. Chiaradonna (2022) apresenta a Figura 3.7, que mostra a curva de amortecimento de Rayleigh com base na (Eq. 3.6) sobreposta a uma função transferência de um movimento considerado no seu estudo. Nesta figura é apresentada a curva de amortecimento, a preto, sobreposta ao espectro de amplitude de Fourier identificando a frequência única de controlo, f^* , as duas frequências de controlo, f_1 e f_2 , a relação de amortecimento modal mínima, ξ^* , e a relação de amortecimento de tensão, D (Chiaradonna, 2022).

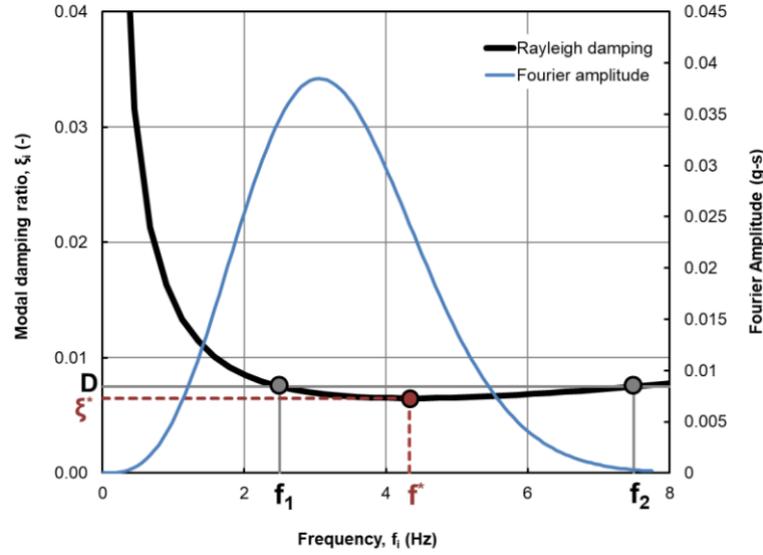


Figura 3.7 - Curva de Amortecimento de Rayleigh expressa pela (Eq. 3.6) sobreposta ao espectro de amplitude de Fourier do movimento considerado. (Chiaradonna, 2022).

Ao contrário de *Dynamic Modeling With QUAKE/W: An Engineering Methodology* (2014), Chiaradonna (2022), explica referenciando outros autores, de que modo podem ser determinados os coeficientes de amortecimento de Rayleigh, sugerindo duas abordagens ao leitor. A primeira pode ser realizada utilizando uma frequência única de controlo, f^* , e a segunda recorrendo a duas frequências de controlo, f_1 e f_2 . Segundo este autor, o objetivo final na definição da curva de amortecimento de Rayleigh é definir um coeficiente de amortecimento viscoso o mais próximo possível dos coeficientes de amortecimento para pequenas deformações no solo, D . Assim, para a abordagem de controlo de dupla frequência, a frequência mais baixa, f_1 , é normalmente definida sendo igual à frequência própria da coluna do solo, enquanto que a mais alta, f_2 , é um multiplicador de f_1 (Chiaradonna, 2022). Para o software Quake/W é afirmado, pelo autor que este programa calcula os coeficientes de Rayleigh utilizando as duas primeiras frequências principais da coluna de solo, como referido anteriormente. Assim, tendo os valores das duas frequências de controlo pode ser imposta a curva do coeficiente de amortecimento para pequenas deformações no solo, ξ , e consequentemente podem determinados os valores de α e β segundo as seguintes expressões:

$$\alpha = \frac{\xi}{\pi (f_1 + f_2)} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

$$\beta = \frac{4\pi \xi f_1 f_2}{f_1 + f_2} \quad (\text{Eq. 3.8})$$

A abordagem de frequência única de controlo, f^* , não será discutida neste trabalho por ser referido por Chiaradonna (2022) que é uma abordagem apenas utilizada para os softwares FLAC e FLAC3D.

Durante a análise dos resultados relativos à validação de software apurou-se que a informação até agora descrita, relativamente ao amortecimento de Rayleigh, seria algo reduzida em conteúdo, na medida em que era notório a indução de amortecimento numérico automático por parte do software Quake/W. Desse modo, recorrendo à equipa do suporte técnico do software de maneira a entender o seu parecer relativamente a esta temática segue-se a informação relativa ao modo de como o software, Quake/W, trabalha o amortecimento numérico durante o cálculo.

Pela GeoStudio foi recomendada a leitura e análise de um relatório técnico referenciado ao longo desta explicação. Relatório esse que apresenta a formulação do software QUAD4M explicando a sua origem no software QUAD4, discretizados nos pontos seguintes.

Softwares:

- QUAD4 - solução bidimensional no domínio do tempo para a resposta dinâmica do solo que incorporou pela primeira vez um amortecimento independente em cada elemento em contínuo (Hudson e Idriss, 1992);
- QUAD4M - software computacional dinâmico, no domínio do tempo, equivalente a um programa bidimensional linear que foi desenvolvido como uma modificação do QUAD4 para implementar vários aspetos como a base de transmissão, ou seja, um algoritmo melhorado de tempo, cálculos de coeficientes sísmicos, alterações no algoritmo pelas quais o amortecimento é definido e outras melhorias computacionais com o objetivo de trazer o software totalmente para o ambiente de microcomputadores (Hudson e Idriss, 1992).

A equipa do suporte técnico do software refere que a formulação do amortecimento de Rayleigh no Quake/W é baseada neste relatório técnico. Assim, a análise ao trabalho de Hudson e Idriss (1992) apresenta-se seguidamente.

Segundo o trabalho elaborado por Hudson e Idriss (1992) a matriz de amortecimento é formulada utilizando uma conjugação de matrizes de amortecimento de elementos construídas na seguinte forma para cada elemento q :

$$[C]_q = [\alpha]_q[M]_q + [\beta]_q[K]_q \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Hudson e Idriss (1992) instruem que a utilização do amortecimento de Rayleigh nesta forma resulta em um amortecimento dependente da frequência aplicada ao problema, com:

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_q}{\omega} + \beta_q \times \omega \right) \quad (\text{Eq. 3.10})$$

Contudo, ressalvam que, o amortecimento hysterético do solo não é dependente da frequência. Portanto, segundo Hudson e Idriss (1992), a escolha dos parâmetros α_q e β_q deve ser efetuada de modo a prever valores de amortecimento que tenham variações mínimas ao longo da gama de frequências de interesse. No QUAD4 as constantes foram escolhidas de tal forma que o amortecimento foi minimizado na frequência fundamental de todo o modelo de elementos finitos, pois o primeiro modo de vibração tem o maior fator de participação de todos os modos (Hudson e Idriss, 1992). Usando este critério, os valores de α_q e β_q são escolhidos da seguinte forma para cada elemento:

$$\alpha_q = \lambda_q \times \omega_1 \quad (\text{Eq. 3.11})$$

$$\beta_q = \frac{\lambda_q}{\omega_1} \quad (\text{Eq. 3.12})$$

Onde ω_1 é a frequência própria do modelo.

Como em todos os procedimentos que utilizam uma formulação com amortecimento de Rayleigh, as frequências mais altas são sobre amplificadas. Portanto, no QUAD4M é utilizado um novo esquema para a restrição de amortecimento. No lugar de uma única frequência, frequência fundamental do modelo de amortecimento, são utilizadas duas frequências para estabelecer as constantes da (Eq. 3.10) (Hudson e Idriss, 1992). A escolha destas duas frequências foi estudada utilizando vários eventos sísmicos diferentes e vários depósitos unidimensionais diferentes (Hudson e Idriss, 1992). Ainda segundo os mesmos autores, uma frequência é escolhida na frequência fundamental do modelo de modo idêntico ao QUAD4 e a segunda frequência é estabelecida pela expressão:

$$\omega_2 = n \times \omega_1 \quad (\text{Eq. 3.13})$$

Onde, n é o número inteiro ímpar mais próximo e maior do que $\frac{\omega_i}{\omega_1}$, onde ω_i é a frequência própria do sismo.

De modo a restringir o amortecimento nestas duas frequências, os valores de α_q e β_q são calculados pelas seguintes expressões:

$$\alpha_q = 2\lambda_q \times \frac{\omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (\text{Eq. 3.14})$$

$$\beta_q = 2\lambda_q \times \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (\text{Eq. 3.15})$$

A utilização deste tipo de formulações, recorrendo a duas frequências, resulta em um subamortecimento entre ω_1 e ω_2 e um sobreamortecimento quando se sai desta gama de valores (Hudson e Idriss, 1992). Este tipo de cálculo permite que o modelo responda às frequências predominantes do movimento de entrada sem experienciar um amortecimento excessivo significativo (Hudson e Idriss, 1992).

3.3.5 Resultados das análises unidimensionais

3.3.5.1 Modelo Elástico Linear com 10 m de altura

Uma vez que as condições de fronteira se encontram bem definidas bem como as condições iniciais do projeto, seria expectável que os resultados se sobrepusessem quando comparados entre si. Contudo, os resultados apresentados Figura 3.8 a) sugerem que exista um amortecimento numérico induzido automaticamente pelo programa Quake/W.

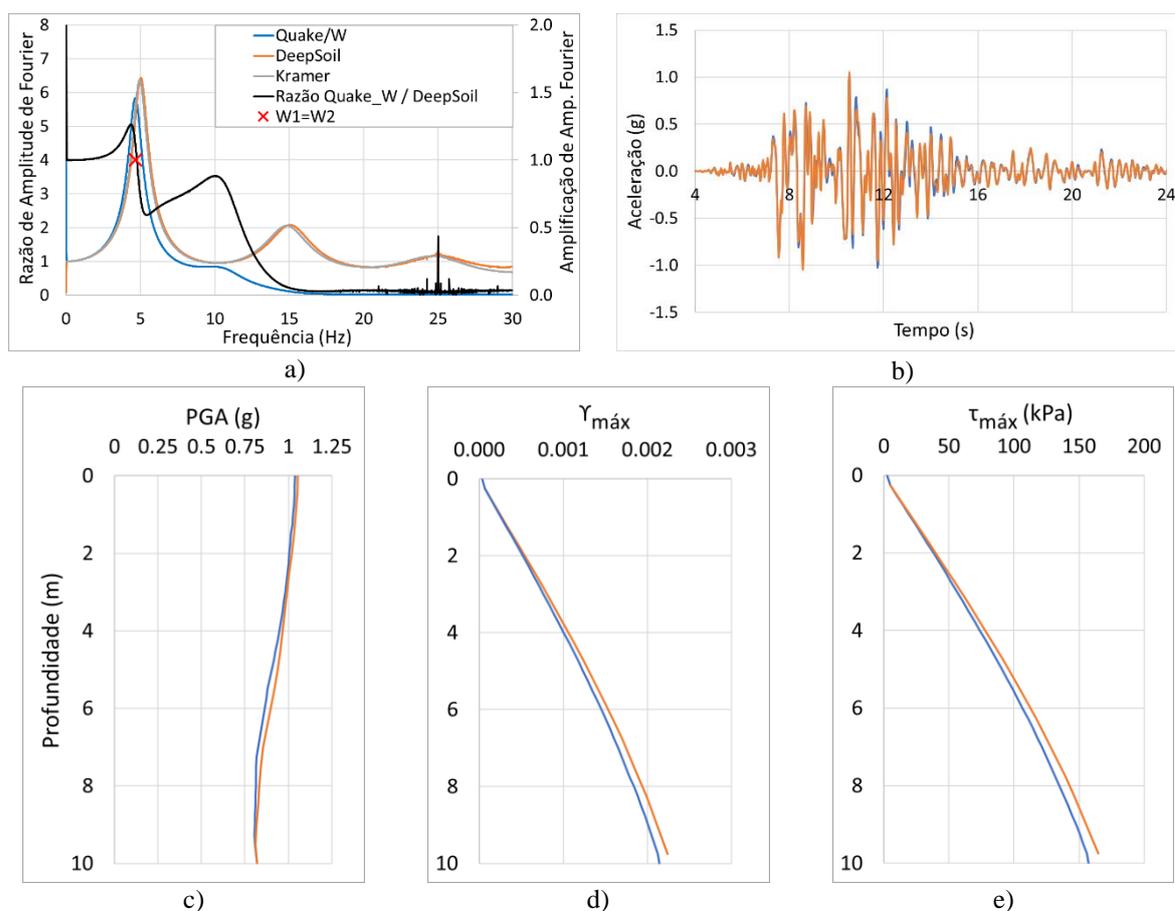


Figura 3.8 - Modelo elástico linear H=10 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) Tensões de Corte Máximas.

Numa primeira instância é possível verificar na Figura 3.8 a) que, quando são comparados o conteúdo de frequências e a razão de amplitudes de Fourier, a solução analítica e a solução do software DEEPSOIL apresentam resultados coincidentes tanto no número de picos tanto em termos de curva. Contudo, a solução numérica calculada pelo software Quake/W não se aproxima das duas primeiras. Esta solução, apresenta apenas 2 picos e tanto a frequência natural como a razão de amplitude de Fourier, afasta-se das determinadas previamente, deslocando-se para baixo e para a esquerda no gráfico, sugerindo um amortecimento numérico induzido automaticamente pelo software.

O Quadro 3-2 apresenta a comparação através de modelo elástico linear H=10 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para a solução analítica, do DEEPSOIL e do Quake/W

Quadro 3-2- Comparação através de modelo elástico linear H=10 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para a solução Analítica, do DEEPSOIL e do Quake/W

Modelo	Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
Analítica	4.94 Hz	6.37
DEEPSOIL	5.02 Hz	6.43
Quake/W	4.66 Hz	5.84

Visto estarmos a trabalhar em regime linear elástico, onde todos os parâmetros e cálculos são lineares, a curva da divisão entre as razões de amplitudes de Fourier fornecida pelo software Quake/W e pelo software DEEPSOIL fornece informações relativamente à influência que o amortecimento numérico do Quake/W tem, uma vez que sabemos por comparação com a expressão analítica de Kramer que a solução calculada pelo DEEPSOIL não induz amortecimento numérico. Além disso, neste momento pode verificar-se que existe um conflito com a informação estudada na secção 3.3.4. Hudson e Idriss (1992) informavam que no cálculo realizado pelo software Quake/W resultava um subamortecimento entre ω_1 e ω_2 e um sobreamortecimento quando se saía desta gama de valores. Contudo, sabendo que ω_1 é a frequência própria do depósito e ω_2 depende das condições dispostas na (Eq. 3.13) os resultados tornam inconclusiva a noção de controlo sobre a indução de amortecimento numérico pelo software. Uma vez que, n é o número inteiro ímpar mais próximo e maior do que $\frac{\omega_i}{\omega_1}$, onde ω_i é a frequência própria do sismo de entrada e tem valor de 1.45 Hz.

Temos então que:

$$\frac{\omega_i}{\omega_1} = \frac{1.45}{4.66} = 0.31 \Rightarrow n = 1$$

Logo,

$$\omega_2 = n \times \omega_1 \Leftrightarrow \omega_2 = 1 \times \omega_1$$

Assim, se $\omega_2 = \omega_1$ apurou-se que, pelo menos para as condições deste modelo, não existe um intervalo de subamortecimento, resumindo-se teoricamente apenas a um ponto, como evidenciado na Figura 3.8 a). Informação que não corrobora o estipulado Hudson e Idriss (1992), documento fornecido pela equipa do suporte técnico do software relativamente à indução de amortecimento de Rayleigh no software. Além deste cálculo, com recurso à Figura 3.8 a), pode ser observada a curva da razão entre razões de amplitudes de Fourier, eixo vertical

à direita. Esta curva informa que, valores superiores à unidade revelam um subamortecimento numérico induzido pelo software Quake/W no cálculo, quando a razão se apresentar inferior à unidade existe sobreamortecimento e quando a razão for igual a 1 não há amortecimento numérico. Novamente, apura-se que o cálculo numérico não confirma, para este modelo, o estudado em (Hudson e Idriss, 1992). Uma vez que, na região dos 2 Hz, verifica-se subamortecimento numérico até à região da frequência própria do modelo amplificando de seguida abruptamente o sobreamortecimento até um intervalo entre os 5-5.5 Hz. Esta informação é contrária ao estudado na secção 3.3.4, onde teoricamente seria esperado que pelo menos na região da frequência própria do modelo existisse um subamortecimento no modelo. A partir desta gama de frequências, e especialmente a partir da frequência dos 10 Hz, os resultados sugerem uma elevada taxa de sobreamortecimento numérico induzido pelo software Quake/W.

A Figura 3.8 b) mostra que os modelos apresentam no topo acelerações semelhantes. Contudo, verifica-se, em certos instantes, acelerações ligeiramente superiores para o cálculo realizado pelo DEEPSOIL, sugerindo a existência amortecimento numérico no cálculo do Quake/W. Então, nas grandezas das Figura 3.8 c), d) e e) pode ser observado que para este modelo, os resultados obtidos no DEEPSOIL são ligeiramente superiores quando comparados com os resultados do Quake/W. Isto ocorre para o PGA, a distorção máxima e a tensão de corte máxima. O Quadro 3-3 apresenta a comparação destas grandezas obtidas através dos dois modelos.

Quadro 3-3 - Comparação através de modelo elástico linear H=10 m de respostas dos dois modelos

Parâmetro	DEEPSOIL	Quake/W
Aceleração no Topo	1.05 g	1.04 g
Distorção Máxima na Base	2.2×10^{-3}	2.1×10^{-3}
Tensão de Corte Máxima na Base	164.6 kPa	157.4 kPa

No seguimento do estudo, sabendo que a frequência natural do depósito é teoricamente dada pela expressão:

$$f_0 = \frac{v_s}{4H} \quad (\text{Eq. 3.16})$$

onde, v_s é a velocidade de propagação das ondas de corte no solo e H é a altura do depósito. Tendo em conta que o conteúdo mais afetado pela indução de amortecimento numérico do software Quake/W se apresenta a partir dos 10 Hz, decidiu-se aumentar a altura do depósito para contar a quantidade de frequências principais inferiores a 10 Hz. Com esta diminuição dos valores das frequências principais pretende-se compreender melhor a influência e importância do amortecimento numérico existente no Quake/W.

3.3.5.2 Modelo Elástico Linear com 20 m de altura

Como supramencionado e demonstrado, com o aumento da altura do depósito, observa-se na Figura 3.9 a) que os picos de frequência natural do depósito se aproximaram, tanto no conteúdo de frequências tanto nas razões de amplitudes de Fourier. Além disso, é possível verificar que, enquanto que no primeiro caso havia apenas um pico evidente para a função transferência calculada pelo Quake/W e o segundo pico se afastava dos picos calculados pela solução analítica de Kramer e pela solução numérica do DEEPSOIL, com o aumento da altura existe uma aproximação do segundo pico às outras soluções, embora diferenças entre si prevaleçam de caso para caso.

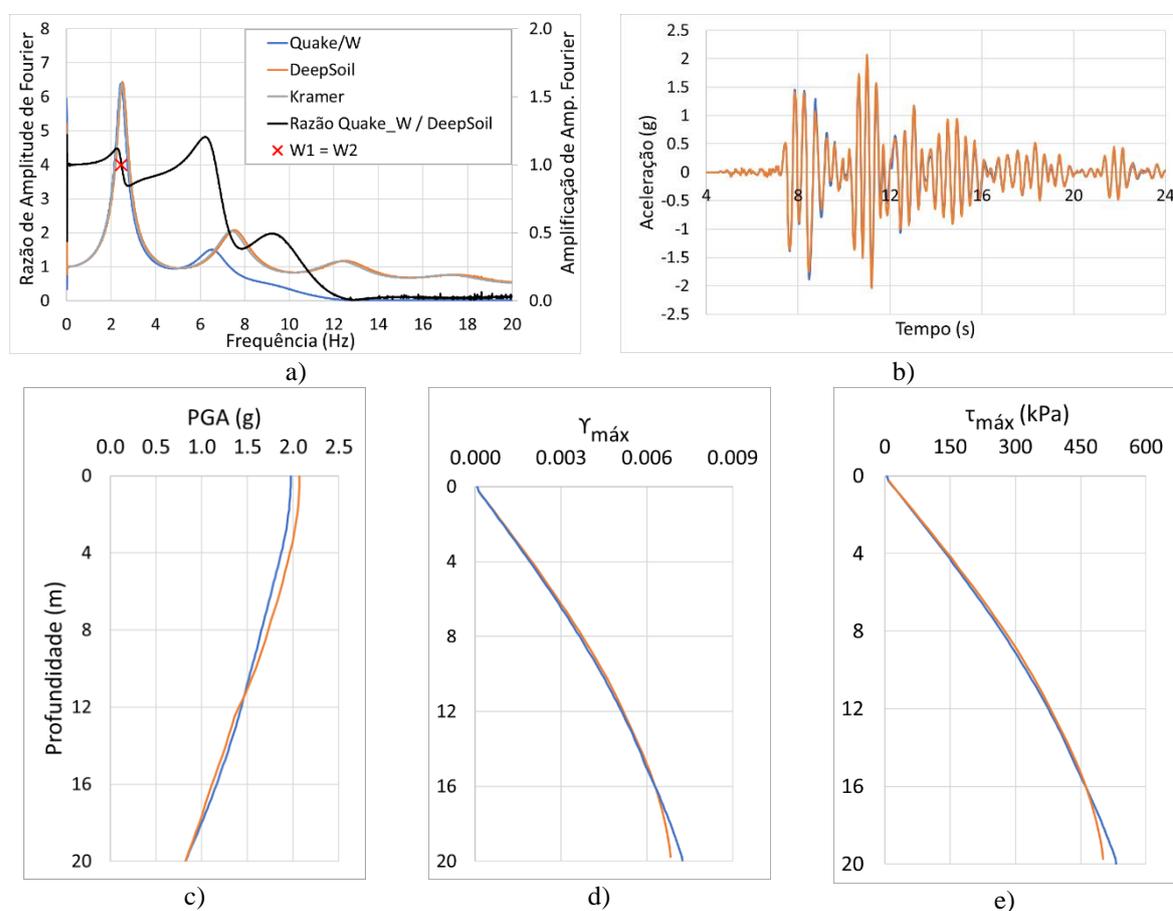


Figura 3.9 - Modelo elástico linear H=20 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) Tensões de Corte Máximas.

Como supramencionado e demonstrado, com o aumento da altura do depósito, observa-se na Figura 3.9 a) que os picos de frequência natural do depósito se aproximaram, tanto no conteúdo de frequências tanto nas razões de amplitudes de Fourier. Além disso, é possível verificar que, enquanto que no primeiro caso havia apenas um pico evidente para a função transferência calculada pelo Quake/W e o segundo pico se afastava dos picos calculados pela solução analítica de Kramer e pela solução numérica do DEEPSOIL, com o aumento da altura existe

uma aproximação do segundo pico às outras soluções, embora diferenças entre si prevaleçam de caso para caso. No Quadro 3-4 apresenta-se a comparação analítica das frequências próprias e razões de amplitude de Fourier calculadas. Como se pode verificar pelo Quadro 3-4 e Figura 3.9 a) existe uma aproximação das funções transferências entre modelos.

Quadro 3-4 - Comparação através de modelo elástico linear H=20 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para as soluções de Kramer, DEEPSOIL e Quake/W

Modelo	1ª Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier	2ª Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
Kramer	2.48 Hz	6.37	7.52 Hz	2.04
DEEPSOIL	2.52 Hz	6.43	7.63 Hz	2.06
Quake/W	2.44 Hz	5.84	6.65 Hz	1.48

Novamente, visto continuarmos a trabalhar em regime linear elástico, a curva da divisão entre as razões de amplitudes de Fourier fornecida pelo software Quake/W e pelo software DEEPSOIL fornece informações relativamente à amplificação ou atenuação do amortecimento numérico induzido pelo Quake/W. Além disso, neste momento pode verificar-se que o conflito com a informação estudada na secção 3.3.4 se mantém e até se acentua. Hudson e Idriss (1992), como supramencionado, informavam no corpo do seu texto que no cálculo realizado pelo software Quake/W resultava um subamortecimento entre ω_1 e ω_2 e um sobreamortecimento quando se saía desta gama de valores. Contudo, sabendo que ω_1 é a frequência própria do depósito e ω_2 depende das condições dispostas na (Eq. 3.13) os resultados tornam inconclusiva a noção de controlo sobre a indução de amortecimento numérico pelo software. Uma vez que, n é o número inteiro ímpar mais próximo e maior do que $\frac{\omega_i}{\omega_1}$, onde ω_i é a frequência própria do sismo de entrada e tem valor de 1.45 Hz.

Temos então que:

$$\frac{\omega_i}{\omega_1} = \frac{1.45}{2.44} = 0.59 \Rightarrow n = 1$$

Logo,

$$\omega_2 = n \times \omega_1 \Leftrightarrow \omega_2 = 1 \times \omega_1$$

Assim, se $\omega_2 = \omega_1$ apurou-se que, pelo menos para as condições destes modelos, não existe um intervalo de subamortecimento, resumindo-se teoricamente apenas a um ponto, como evidenciado na Figura 3.8 a). Informação que não corrobora o estipulado em Hudson e Idriss (1992), documento fornecido pelo equipa do suporte técnico do software relativamente à indução de amortecimento de Rayleigh no software. Uma vez que, analisando com maior rigor a Figura 3.9 a), pelo software Quake/W e DEEPSOIL é possível verificar que neste caso, o

subamortecimento numérico começa a ser induzido para uma frequência de 1 Hz, até à região da frequência própria do modelo, numericamente aos 2.44 Hz. Seguidamente, existe um sobreamortecimento abrupto induzido até à região dos 2.80 Hz e sofrendo uma inflexão nessa zona aumentando novamente o subamortecimento induzido até ao intervalo de frequências entre [5; 6.5] Hz. Por fim, verifica-se novamente um sobreamortecimento numérico induzido pelo programa até aos 12 Hz. Ora, este cálculo é completamente díspar do estudado por (Hudson e Idriss, 1992).

Assim como no primeiro caso estudado na secção 3.3.5.1, na Figura 3.8 b) não se verificavam diferenças significativas de uma solução relativamente à outra, o mesmo acontece para o caso em que é estudado um depósito com 20m de altura, Figura 3.9 b). Nas Figura 3.9 c), d) e e) é possível verificar novas curiosidades, nomeadamente o facto de no topo do modelo continuar a existir um valor ligeiramente mais elevado do PGA para a solução relativa ao modelo calculado pelo DEEPSOIL. Contudo, à medida que a profundidade aumenta os valores do PGA desta solução são ligeiramente inferiores relativamente à solução calculada pelo Quake/W. Isto é, a cerca de 11m de profundidade o valor de PGA calculado pelo Quake/W é maior do que o calculado pelo DEEPSOIL e é possível verificar influência do subamortecimento e sobreamortecimento numérico induzido pelo software. Além disso, é possível verificar que o mesmo acontece para as distorções máximas e tensões de corte máximas, onde numa fase inicial os valores oferecidos pelo DEEPSOIL se mantêm superiores aos valores calculados pelo Quake/W, mas a partir dos 16m os papéis invertem-se. O Quadro 3-5 dispõe os valores de aceleração no topo do modelo, distorções e tensões de corte máximas na base.

Quadro 3-5 - Comparação através de modelo elástico linear H=20 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W

Parâmetro	DEEPSOIL	Quake/W
Aceleração no Topo	2.07 g	1.97 g
Distorção Máxima na Base	6.8×10^{-3}	7.2×10^{-3}
Tensão de Corte Máxima na Base	501.2 kPa	531.8 kPa

3.3.5.3 Modelo Linear Equivalente H=10m

Após retiradas estas ilações torna-se necessário mais iterações na modelação do comportamento do solo. Assim, com a finalidade de conseguir entender um pouco melhor a maneira como a não linearidade do processo está a influenciar a comparação dos resultados estabelecidos pelos dois programas, desenvolveram-se casos com métodos lineares equivalentes, recorrendo aos mesmos modelos, numa tentativa de conseguir entender se as respostas dos softwares se aproximam ou ao longo da análise.

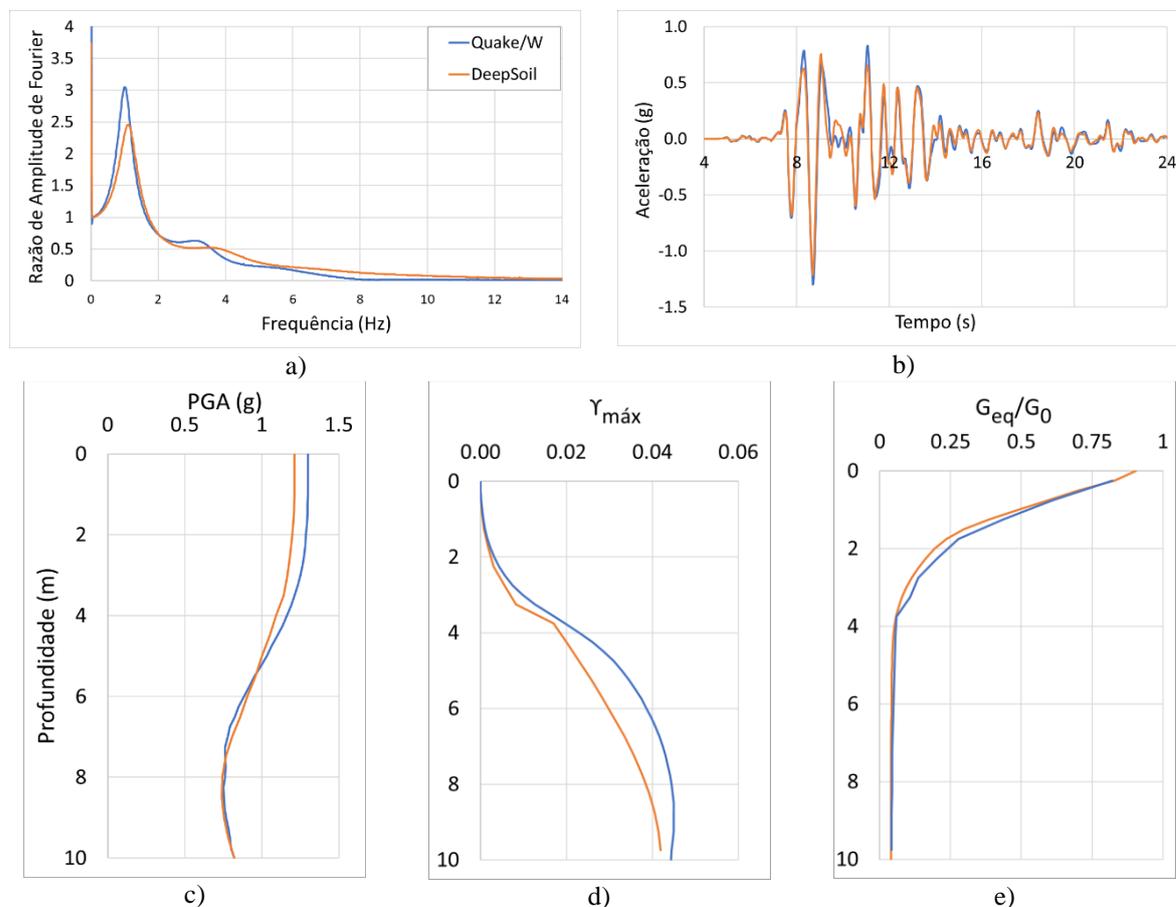


Figura 3.10 - Modelo linear equivalente H=10 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) G_{eq}/G_0 .

Como tem vindo a ser demonstrado ao longo do trabalho, o método linear equivalente tem por objetivo, de uma maneira linear, representar o comportamento não linear do solo, desse modo os resultados naturalmente são diferentes. A primeira observação que pode ser feita na Figura 3.10 a), onde a diminuição do número de picos tanto pelo software Quake/W como no DEEPSOIL. Além disso pode ser observado que as curvas, para uma gama de baixas frequências, encontram-se mais afastadas uma da outra. Curiosamente, para o método linear equivalente os valores da razão de amplitude de Fourier do programa Quake/W são superiores, até uma frequência perto dos 3 Hz, do que a do programa DEEPSOIL. O Quadro 3-6 complementa esse ponto.

Quadro 3-6 - Comparação da primeira frequência principal nos modelos lineares equivalentes com 10 m de altura

Modelo	Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
DEEPSOIL	1.11 Hz	2.46
Quake/W	1.00 Hz	3.05

O acelerograma da Figura 3.10 b) onde a resposta continua ligeiramente dispersa relativamente à convergência das curvas de aceleração, superiorizando-se a curva do DEEPSOIL em

determinados pontos temporais e acontecendo o inverso em outros. Com recurso às Figura 3.10 c), d) e e) observa-se que, embora as curvas de PGA e de rigidez percorram um percurso semelhante, a rigidez é ligeiramente menor no caso do modelo DEEPSOIL refletindo-se esse ponto na questão das distorções máximas. Nessa figura é possível verificar que existe um ligeiro afastamento entre as curvas, embora a tendência destas seja semelhante. Além disso, o modelo DEEPSOIL apresenta um PGA inferior ao calculado pelo software Quake/W. Este ponto não seria de esperado uma vez que, existindo um amortecimento numérico automático induzido pelo Quake/W intuitivamente esperava-se que a curva fornecida pelo DEEPSOIL apresentasse acelerações superiores. Isto não sucede, o que sublinha o aspeto não linear do problema estudado. O Quadro 3-7 apresenta a comparação através de modelo linear equivalente H=10 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W.

Quadro 3-7 - Comparação através de modelo linear equivalente H=10 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W

Parâmetro	DEEPSOIL	Quake/W
Aceleração no Topo	1.21 g	1.30 g
Distorção Máxima na Base	4.4×10^{-2}	4.2×10^{-2}
G_{eq}/G_0 na base	0.040	0.042

3.3.5.4 Modelo Linear Equivalente com 20 m de altura

De modo semelhante ao elaborado no método linear elástico, esta subsecção tenta analisar o comportamento do modelo com 20 m de altura, agora calculado através do método linear equivalente.

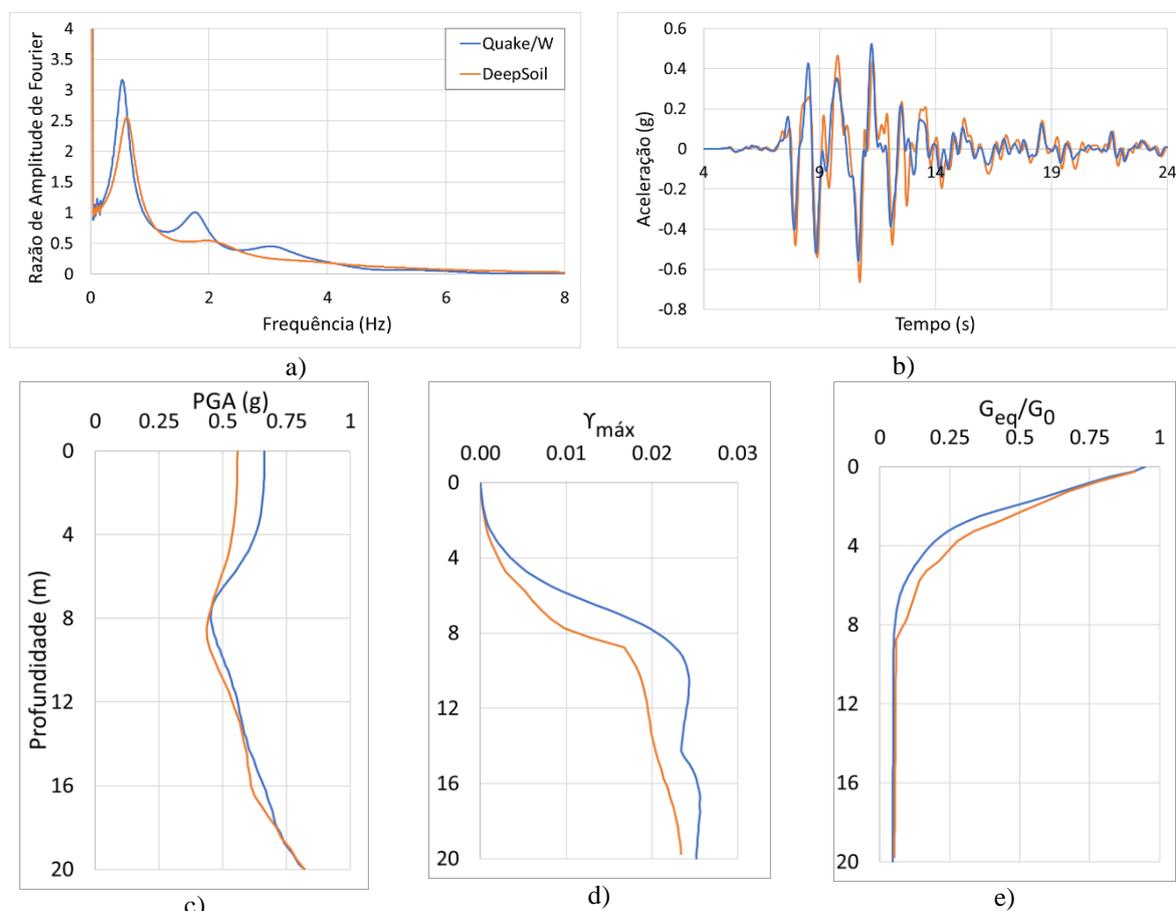


Figura 3.11 - Modelo linear equivalente H=20 m: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Acelerações de Pico Horizontais, d) Distorções Máximas e e) G_{eq}/G_0 .

Analisando a Figura 3.11 a) com a Figura 3.10 a) pode ser observado que o aumento da altura proporciona, principalmente para os resultados do programa Quake/W, uma função transferência com um maior número de picos, nomeadamente três, à frequência de cerca de 0.5, 1.8 e 3.1 Hz. O número de picos também é alterado na curva calculada pelo programa DEEPSOIL, contudo tem apenas dois e o segundo pico encontra-se mais afastado do segundo pico calculado pelo programa Quake/W. O Quadro 3-8 dispõe informações analíticas relativamente ao primeiro pico das funções transferência calculadas pelos dois softwares.

Quadro 3-8 - Comparação através de modelo linear equivalente H=20 m de frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier para as soluções de DEEPSOIL e Quake/W

Modelo	1ª Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier	2ª Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
DEEPSOIL	0.61 Hz	2.564	2.10 Hz	0.53
Quake/W	0.54 Hz	3.168	1.77 Hz	1.01

A Figura 3.11 b) permite retirar conclusões semelhantes, onde a diferença de valores é mais elevada do que a demonstrada em modelos anteriores. Nesta figura além de continuar a não existir uma curva com maioritariamente superior à outra, a comparação direta de pontos mostra

um afastamento superior do observado em cálculos anteriores. Sucessivamente pode concluir-se, recorrendo às Figura 3.11 c), d) e e) que os resultados do programa Quake/W continuam a apresentar valores superiores aos do DEEPSOIL, discretizados no Quadro 3-9. Além disso, temos um afastamento maior no PGA à superfície, quando comparado com o caso em que foi estudado o depósito com 10 m de altura. Estes pontos sugerem, novamente, que o afastamento das respostas dos softwares não depende apenas da indução de amortecimento numérico ou da não linearidade do problema. Cada um dos modelos apresenta respostas semelhantes, porém diferentes, sugerindo quem além dos dois fatores supramencionados, a própria computação do método linear equivalente percorre dois caminhos diferentes, um em cada software. Dada esta inconsistência de resultados, as dúvidas relativamente à forma como o Quake/W induz o amortecimento numérico ao longo do processo de cálculo com clareza prevalecem, pois, os resultados de cálculos que sugerem indução de amortecimento numérico, no entanto obtém-se uma maior aceleração de pico à superfície, contendo o modelo maiores distorções máximas, menor rigidez e o pico da frequência própria não se apresentar abaixo e à esquerda da resposta calculada pelo DEEPSOIL.

Quadro 3-9 - Comparação através de modelo linear equivalente H=20 m de respostas entre DEEPSOIL e Quake/W

Parâmetro	DEEPSOIL	Quake/W
Aceleração no Topo	0.56 g	0.66 g
Distorção Máxima na Base	2.3×10^{-2}	2.5×10^{-2}
G_{eq}/G_0 na base	0.052	0.046

3.4 Discussão e Conclusões

Nesta secção são abordados problemas gerais de modelação ou cálculo e questões comuns aos 4 modelos testados e mencionados nas subsecções anteriores.

Numa primeira nota é possível verificar que em todas as figuras as funções de transferência, nomeadamente a Figura 3.8 a), Figura 3.9 a), Figura 3.10 a) e Figura 3.11 a), apresentam um pico nas frequências próximas dos 0 Hz. Particularmente, nos modelos lineares equivalente este pico é mais acentuado. Este facto acontece após a modelação no software DEEPSOIL e Quake/W passar a ser realizada de maneira discretizada. Isto é, numa primeira fase foram analisados depósitos de 10 e 20m de altura e calculadas as respetivas funções transferência. Contudo, ambos os modelos foram discretizados em camadas de 0.25 m de espessura. A discretização escolhida, para o Quake/W, permite modelar devidamente a propagação de ondas no programa de elementos finitos, tal como explicado em 3.3.3. No DEEPSOIL, adotou-se a mesma a mesma discretização para poder ter as mesmas condições de base em ambos os modelos. Contudo, com esta discretização apareceram os picos para os 0 Hz, que não se

conseguiram eliminar. Contudo, estes não aparentam influenciar os resultados nas restantes frequências.

Na Figura 3.8 a) e Figura 3.9 a), é possível verificar um ligeiro desfasamento horizontal, tanto entre frequências como entre razões de amplitudes de Fourier, entre a solução analítica o resultado do cálculo do DEEPSOIL. Este desfasamento ocorre porque a fórmula da função transferência (Eq. 3.1) é aproximada.

Numa análise geral dos modelos de cálculos realizados ao longos do capítulo 3 a principal conclusão é que a não linearidade do problema e as diferenças entre softwares são preponderantes para afastar as respostas entre si. Isto é, quando os modelos são calculados pelo método linear elástico, consegue observar-se alguma convergência nos resultados entre modelos.

Quando é estudado o método linear equivalente, que teoricamente aproxima o comportamento não linear do problema através de uma abordagem linear elástica iterativa, pode observar-se que as respostas se afastam. Portanto, idealizando uma fronteira de iterações onde a primeira iteração tem um determinado fator de amortecimento e módulo de distorção máximo, ξ_1 e G_{01} , respetivamente, que obtém um resultado ξ_2 e G_{02} , utilizado para realizar a segunda iteração e assim sucessivamente com o decorrer das iterações é possível observar que as respostas entre softwares se afastam uma da outra. Assim, sugere-se que a não linearidade do problema, a diferente formulação de cada software, a escolha dos parâmetros ou até a própria escolha do sismo têm influência direta na resposta que cada modelo apresenta. Assim, não é possível afirmar onde e se existe uma origem de erro direto no problema, tendo então que admitir que não existe uma resposta de modelo incorreta, mas sim uma análise diferente para cada tipo de software.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1 Introdução

Após analisados os casos unidimensionais para validação do software e retiradas as respetivas conclusões, no seguimento do trabalho foram realizados cálculos bidimensionais de maneira a entender de que modo a geometria do problema influencia a sua resposta. Para tal, nesta secção é apresentado um estudo paramétrico com a variação de alguns parâmetros com o intuito de explorar a sua influência nos resultados. Assim, foi inicialmente analisado um caso base e posteriormente foram serão estudados:

- A altura da barragem tipo;
- A largura do coroamento da barragem tipo;
- Aceleração da ação da barragem tipo;
- Conteúdo de frequências da ação;
- Rigidez do material.

Além disso, é de notar que, ao longo deste capítulo apenas serão realizadas análises lineares equivalentes, uma vez que estas permitem aproximar-se, através de um método iterativo, do comportamento não linear do solo.

4.2 Modelo Numérico do Solo

Para as análises bidimensionais adotou-se um modelo em forma de trapézio, homogéneo e seco (Figura 4.1). Este modelo base tem as seguintes características:

- altura da barragem: $H=20$ m;
- largura do coroamento: $C=10$ m;
- inclinação dos taludes: 1V:2H
- velocidade de propagação das ondas de corte inicial: $v_s = 200$ m/s
- aceleração na base: sismo de Kobe (PGA=0.82 g, $f_0 = 1.45$ H)

Elaborou-se assim um modelo 2D com as mesmas propriedades do solo e sismo induzido apresentados para os modelos lineares equivalentes, alterando apenas a geometria do modelo, as condições de fronteira e o refinamento da malha. O motivo pelo qual se optou alargar a malha de 0.25 m para 0.50 m, relativamente à dimensão máxima dos elementos finitos, prende-se pelo facto de a malha de 0.25 m carregar consigo modelos muito pesados o que acarretou complicações ao nível do cálculo numérico dos modelos. Os modelos numéricos realizados, para a comparação dos casos 1D vs 2D, apresentam-se com 20 m de altura, H , e uma inclinação de taludes 1:2, ou seja, por cada metro de altura do talude da barragem tipo temos 2 m na base do talude. As condições de apoio na base da barragem tipo têm por objetivo restringir movimentos horizontais e verticais, tanto para condições estáticas iniciais como para a análise dinâmica, não havendo qualquer outra restrição de movimentos no modelo. É de notar que o modelo de barragem tipo é simétrico segundo o eixo vertical.

Estas condições geométricas iniciais foram escolhidas pelo motivo de tentar elaborar um modelo mais simples possível para a segunda fase do trabalho. Uma vez que, como referido nas conclusões da secção 3.4 o caso por si só já apresenta problemas devido à não linearidade intrínseca da temática, logo optar por uma geometria mais robusta ou assimétrica seria arriscado, podendo levar resultados incomparáveis ou sem significado. Assim, nesta primeira fase são comparadas as respostas unidimensionais do modelo apresentado na subsecção 3.3.5.4 com as respostas bidimensionais no centro do coroamento do modelo descrito e apresentado na Figura 4.1. Este modelo será utilizado como modelo base ou caso base para servir de comparação com os modelos paramétricos alterados ao longo de toda a secção.

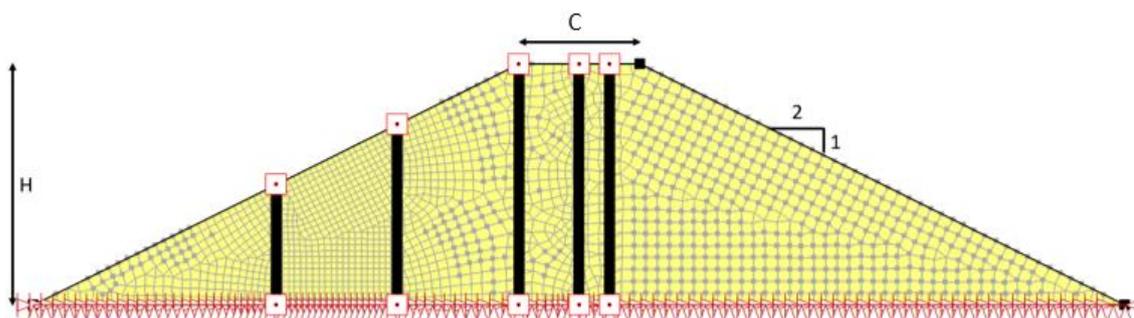


Figura 4.1 – Modelo numérico bidimensional de modelo típico de barragem

4.3 Comparação entre modelo unidimensional e bidimensional

A Figura 4.2 apresenta os resultados obtidos dos modelos 1D e 2D. Os resultados 2D são medidos ao centro do modelo.

Em primeiro lugar e fazendo uma análise geral das figuras demonstradas é possível verificar que existem algumas curiosidades relativamente aos resultados. Pegando no exemplo da Figura 4.2 c) pode ser observado as curvas apresentam ligeiras diferenças. Isto é, comparando as curvas de amplificação de aceleração horizontal de pico do modelo unidimensional com o bidimensional verifica-se que o primeiro não tem amplificações de acelerações, apenas atenuações, e valor 0.81 no topo. O modelo bidimensional tem amplificações de acelerações dos 6.5 m até ao coroamento e de valor 1.29 no topo.

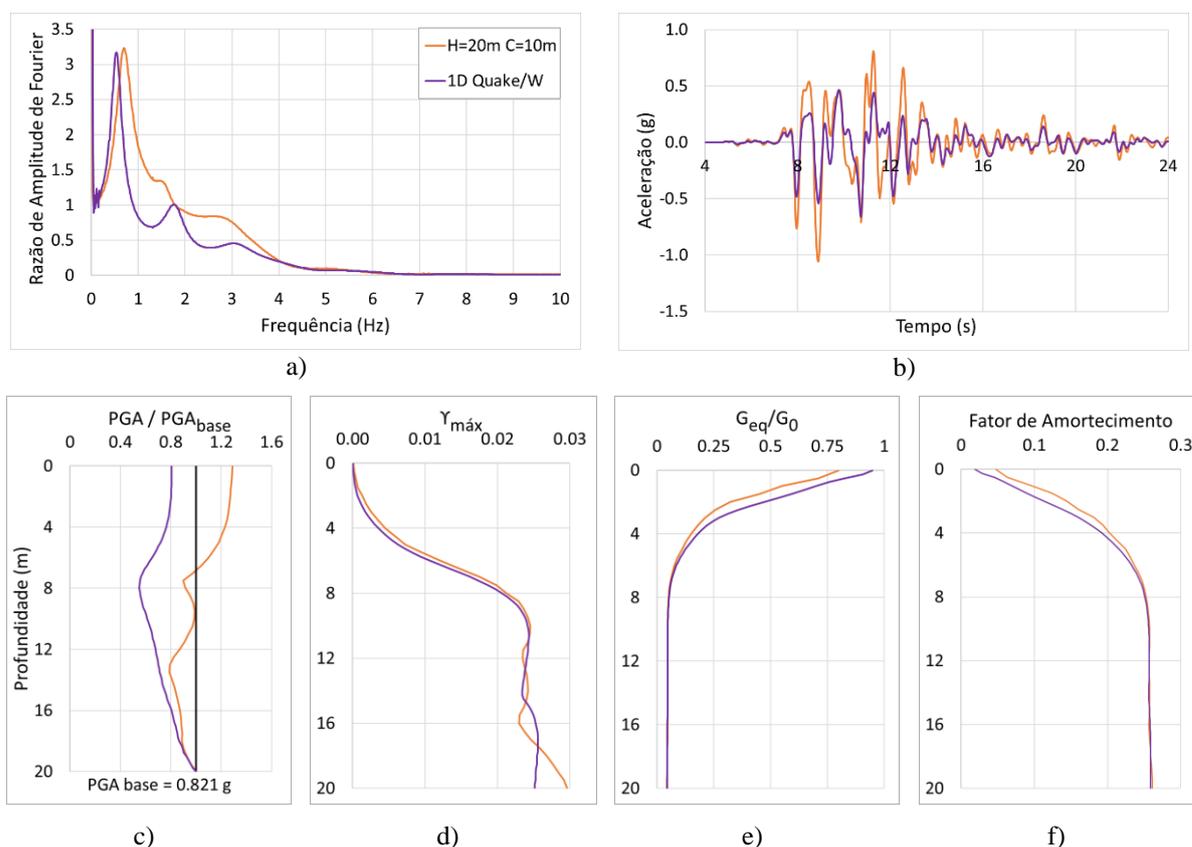


Figura 4.2 – Solução 1D vs 2D: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Embora as curvas aparentem, como supramencionado, ter um comportamento semelhante é possível comentar para este caso que os efeitos geométricos e a variação das condições de apoio afetam a resposta. Além disso, principalmente na região entre os 5 m e os 8 m, é possível verificar que existe uma atenuação repentina e em seguida uma nova amplificação do modelo bidimensional. Esta particularidade também se pode justificar pelos efeitos geométricos do

modelo, havendo a possibilidade de existir nesta região um conflito, entre atenuação e amplificação de acelerações máximas, de ondas refletidas e refratadas que causem este comportamento a meia altura dos modelos.

Em análise à Figura 4.2 d), e) e f) pode ser sugerido que o efeito da geometria e condições de apoio não apresentam grande impacto. Isto é, à exceção da parte inferior da Figura 4.2 d), nomeadamente a partir dos 12 m, não existem afastamentos significativos na resposta dos modelos em questão, quando sujeitos à excitação na base. Surge sim, nas partes finais dos modelos, alguma variação nas distorções máximas sugerindo que o sismo tenha menor capacidade de provocar distorções na base do modelo 1D. Analiticamente, este modelo tem um nível de distorções máximas na base de 0.0252 enquanto que o modelo 2D apresenta um nível de distorção máxima de 0.0296.

Na Figura 4.2 e) e f), é possível observar que pelo facto de existir um menor nível de distorções para o modelo 1D, este irá degradar menos o material e o fator de amortecimento histerético também será menor, embora a diferença seja pouco significativa. Analiticamente, o modelo 1D atinge um nível de 0.05 na curva de degradação à profundidade 7.25 m, enquanto que o modelo 2D atinge esse nível aos 7 m. Seguindo, os dois modelos, a mesma tendência constante até à base. Relativamente ao fator de amortecimento, temos exatamente o mesmo comportamento onde para as mesmas alturas temos um nível de amortecimento de 0.246 para o modelo 1D e 0.247 para o modelo 2D, referentes às alturas descritas.

Na Figura 4.2 b), o efeito da nova geometria e condição de apoio afeta o acelerograma de topo. Isto é, nesta figura é possível observar que devido ao referido previamente o acelerograma do modelo 2D, no seu todo, apresenta acelerações maiores do que as demonstradas na modelação unidimensional. Esse efeito reflete-se e complementa a análise feita à Figura 4.2 c).

Finalizando esta subsecção com a análise das funções transferências dos dois modelos, apresentados na Figura 4.2 a), observam-se diferenças pouco significativas de um modelo para o outro. Embora, a frequência própria e a razão de amplitude de Fourier seja menor para o caso unidimensional, sugerindo que o amortecimento é ligeiramente superior no caso 1D, as diferenças não são significativas para com o modelo 2D. O Quadro 4-1 dispõe informações analíticas relativamente ao primeiro pico das funções transferência calculadas nos dois modelos. Pode ainda verificar-se que o número de picos é o mesmo variando apenas um pouco no conteúdo de frequência e respetivas amplitudes, o que pode ser devido à não linearidade do problema, efeitos geométricos e de condições de fronteira.

Quadro 4-1 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de modelo unidimensional e bidimensional

	Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
Modelo 1D	0.54 Hz	3.17
Modelo 2D	0.70 Hz	3.23

4.4 Análise da resposta do modelo da base bidimensional

Após descrição do modelo numérico do solo e avaliação dos efeitos 1D e 2D, da secção central modelos numéricos, esta secção tem por objetivo dar a entender a influência da propagação de ondas ao longo de todo o modelo típico de barragem. Ao longo de todo estudo paramétrico são analisados apenas os resultados da secção central dos modelos numéricos. Contudo, é importante entender de que modo as ondas se propagam ao longo do corpo do modelo e o efeito da sua geometria. Como supramencionado, para este trabalho optou-se por elaborar um modelo simples, pois se se optasse por uma geometria mais robusta ou assimétrica corria-se o risco de não existirem resultados comparáveis ou poderiam ser obtidos resultados sem significado.

Então, logo numa primeira fase, é possível observar que os mapas de cores demonstrados na Figura 4.3, Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6 não se apresentam totalmente simétricos. Esta observação pode ser justificada com recurso à Figura 4.1, onde é possível verificar que a quantidade de pontos para exportação de resultados é maior à esquerda do que à direita do modelo. Logo o refinamento automático da malha de elementos finitos à direita do modelo será ligeiramente menor, alterando levemente a simetria do mapa de cores. Note-se que para esta secção do trabalho, antes de ser iniciado o estudo paramétrico, realizou-se um modelo inteiramente simétrico. Este modelo teve por objetivo confirmar que os dados exportados das mesmas secções, à direita e à esquerda, dos modelos apresentavam resultados iguais, o que se confirmou.

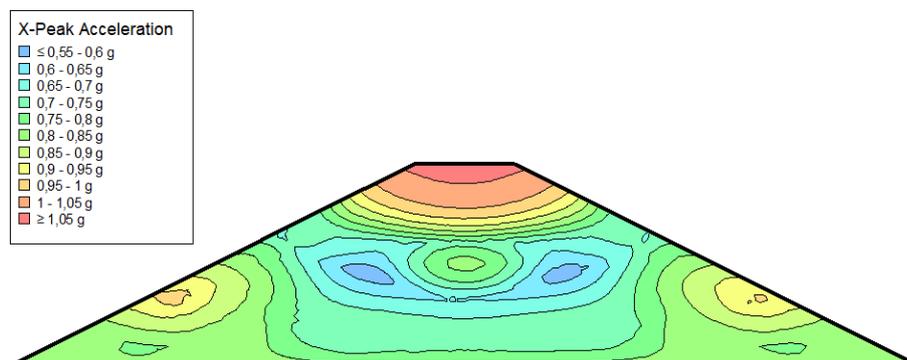


Figura 4.3 – Variação da aceleração de pico horizontal do modelo bidimensional

A Figura 4.3 apresenta o mapa de cores relativamente à distribuição de acelerações de pico horizontais ao longo do modelo numérico típico de barragem. Especialmente nesta figura é possível verificar as diferenças de simetria causadas pelo refinamento localizado da malha de

elementos finitos justificado no parágrafo anterior. Além disso, é possível observar que tanto a amplificação como a atenuação de acelerações horizontais de pico são causadas por efeitos geométricos locais do modelo. Isto é, sugerem-se amplificações, especialmente no topo do modelo e nas duas regiões próximas da meia altura dos taludes e atenuações na parte central do corpo do modelo.

Relativamente à amplificação de acelerações é possível dizer, com recurso à Figura 4.3 que o coroamento do modelo é a região com valores mais elevados em todo o modelo. Contudo, esta figura, demonstra-nos informações que não eram fornecidas pela Figura 4.7 a), nomeadamente as atenuações de acelerações de pico horizontais, entre os resultados de H_{20-20} e H_{20-15} . Nesta região é possível observar uma área onde as acelerações máximas decrescem para valores de 0.5 g, obtendo uma atenuação de cerca de 0.6, registo inferior ao observado na Figura 4.7 a). Esta informação confirma a importância de, especialmente em dinâmica, ser avaliado o problema no seu todo e não ser assumida, segundo uma informação local, toda a caracterização do problema.

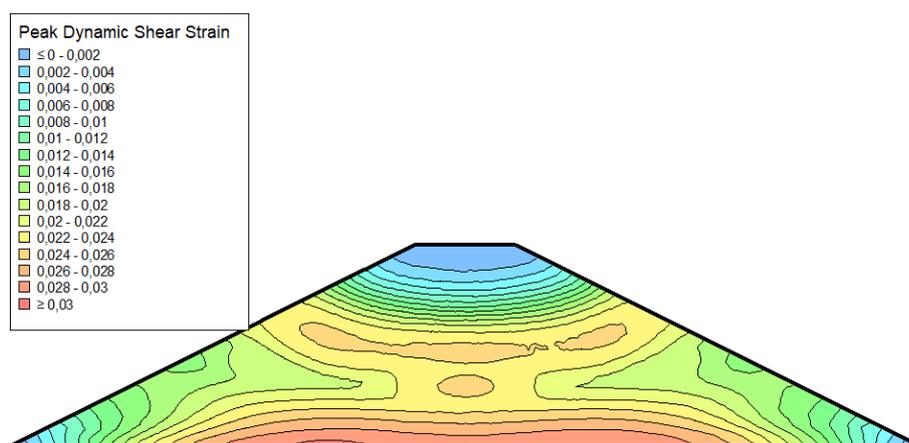


Figura 4.4 – Variação das distorções máximas do modelo bidimensional

A Figura 4.4 apresenta o mapa de cores relativamente às distorções máximas ao longo do modelo numérico típico de barragem. Neste mapa de cores é possível verificar algumas curiosidades. A primeira prende-se com a informação previamente abordada e justificada relativamente ao refinamento da malha do esquerdo do modelo. Para este ponto é interessante verificar que o refinamento da malha produz distorções máximas levemente mais elevadas na base esquerda do modelo, ao passo que do lado direito as distorções máximas são ligeiramente menores. Informação que se apresenta com maior detalhe na Figura 4.7 b).

Numa segunda verificação, recurso à Figura 4.4 e Figura 4.7 b), pode observar-se que as distorções são mínimas no topo do modelo e nos pontos iniciais finais do talude de montante e jusante. Essa diferença entre distorções máximas, com valores mais elevados próximos da meia

e dois terços de altura dos taludes de montante e jusante, sugerem que a inclinação do talude tem um efeito direto no nível de distorção observado pela resposta do modelo.

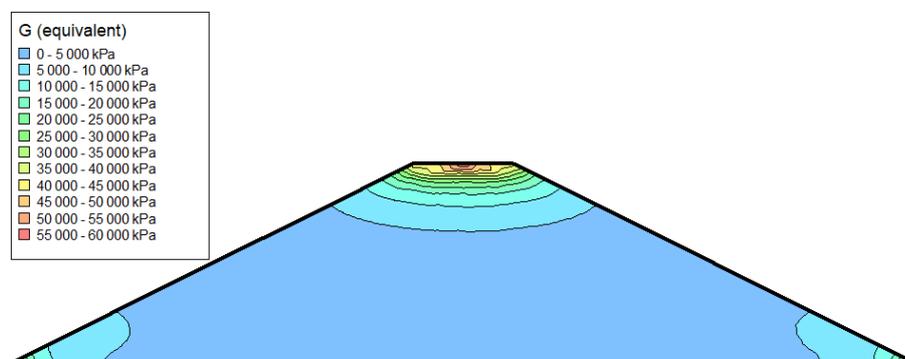


Figura 4.5 – Variação de G equivalente do modelo bidimensional

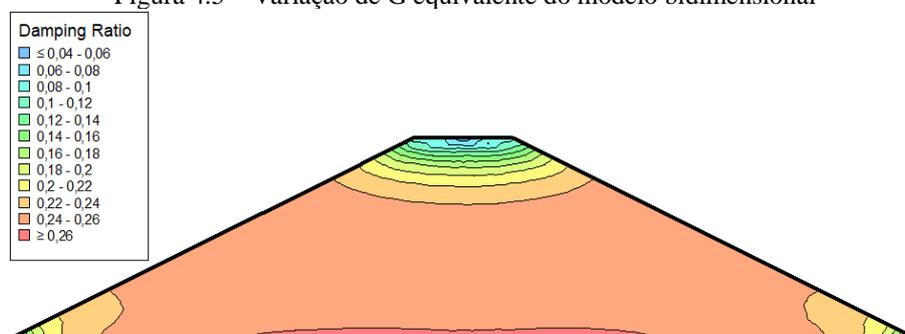


Figura 4.6 – Variação do fator de amortecimento do modelo bidimensional

As Figura 4.5 e Figura 4.6 apresentam os mapas de cores relativamente ao módulo de distorção e fator de amortecimento ao longo do modelo numérico típico de barragem, respetivamente. Particularmente, na Figura 4.5 é possível clarificar a informação referida na secção 3.3.3, onde é possível verificar que efetivamente na base do modelos existe uma degradação elevada da rigidez do material. Isto é, verifica-se que o módulo de distorção do material, no final das iterações do método linear equivalente, apresenta valores no intervalo entre os 0 e os 5000 kPa. Logo, como já verificado, estes valores correspondem a velocidades de propagação de ondas S baixos, que para o modelo com 10 m de altura se situavam em valores de 40 m/s. Dado esse fenómeno, como supramencionado, a malha de elementos finitos que inicialmente se considerava com dimensão mínima de 1 m foi alvo de refinamento até se concluir que o refinamento adequado ao caso seria com dimensão mínima do elemento finito de 0.25 m.

As Figura 4.7 c) e d) em conjunto com as Figura 4.5 e Figura 4.6 demonstram que tanto o nível de rigidez como o nível de amortecimento histerético do material, tendem para os mesmos valores na base do modelo, nomeadamente 0 kPa a 5000 kPa e 0.26, respetivamente.

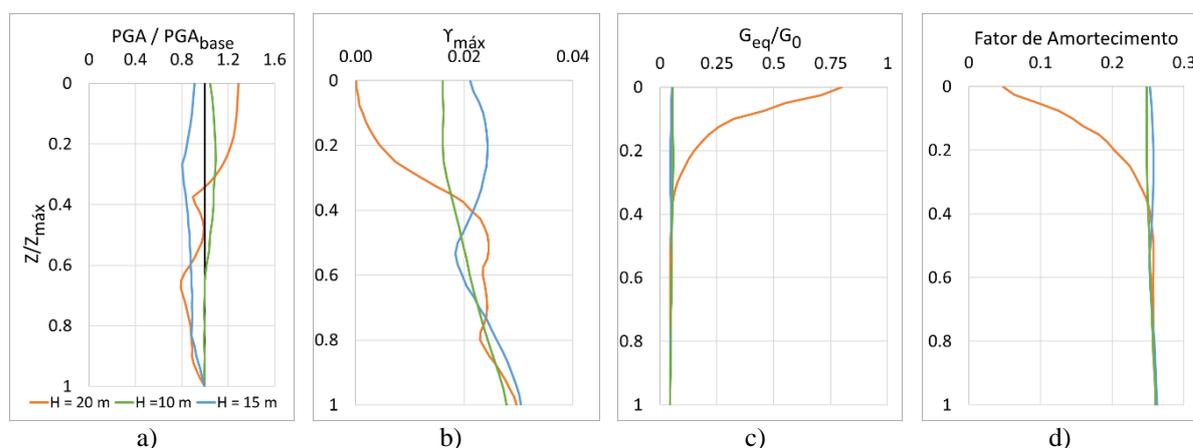


Figura 4.7 – Resultados em função da profundidade ao centro, a 2/3 e a 1/2 da altura da inclinação do talude: a) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, b) Distorções Máximas, c) G_{eq}/G_0 e d) Fator de Amortecimento

Note-se que, para esta secção do trabalho, para os resultados dispostos nas Figura 4.7 a), b), c) e d), apenas são exportados os resultados de 3 secções do modelo, que correspondem à secção ao centro do modelos ($H=20$ m), à secção a 2/3 da altura do talude ($H=15$ m) e da secção correspondente a 1/2 da altura do talude ($H=10$ m)

4.5 Avaliação da influência da altura do modelo

Na secção 4.5 será realizado o primeiro trabalho do estudo paramétrico. Este trabalho basear-se-á na variação da altura dos modelos tendo por objetivo compará-los com o caso base. Esta análise prender-se-á pela realização de dois modelos, um com 10 m de altura e outro com 50 m de altura. Esta análise é importante porque é nesta secção que existe a tentativa de explorar o parâmetro com maior relevância em termos de efeitos geométricos. Portanto, ao variar este parâmetro de modelo para modelo é factual que o de maior altura representará o modelo com maior variação de volume de todos os estudados ao longo deste trabalho. Inicialmente, a ideia seria realizar 4 modelos onde era ponderado realizar a análise de modelos com 10 m, 20 m, 50 m e 100 m. Apesar de várias tentativas, verificou-se que os modelos a partir de 20 m de altura apresentam resultados muito pesados ao nível computacional.

De acordo com os dados fornecidos pela CNPGB@ (2015), plataforma que tem por objetivo fornecer informações sobre barragens portuguesas, apurou-se que a altura mais adequada para realizar o modelo seria de 50 m. Uma vez que a grande maioria das barragens de aterro se encontra neste intervalo de valores, 10, 20 e 50 m de altura. Assim, optou-se por realizar com computador convencional, os modelos de 10 m, 20 m e 50 m de altura, denominando os modelos no texto como H_{10} , H_{20} e H_{50} , respetivamente.

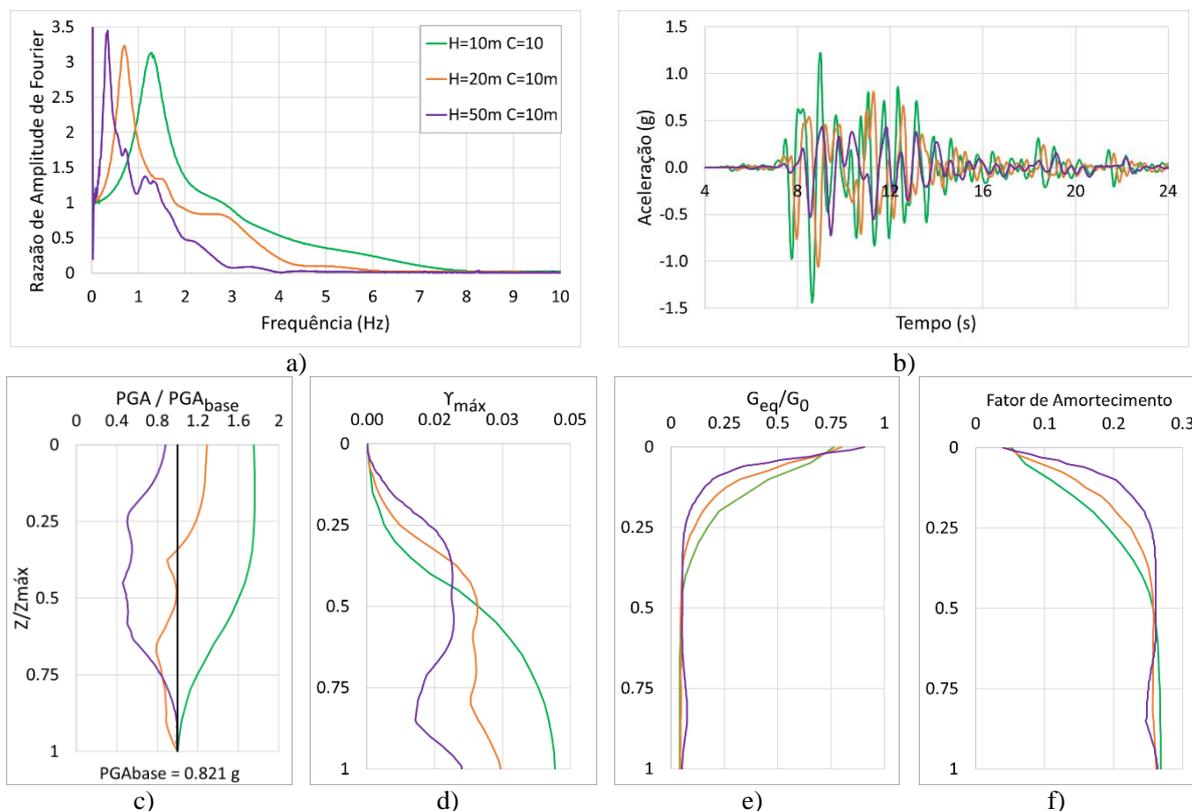


Figura 4.8 – Resultados dos modelos H_{10} , H_{20} e H_{50} : a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Nesta secção, como previamente mencionado, tem-se por objetivo avaliar de que maneira a variação de alturas do modelo pode afetar o comportamento da propagação das ondas dentro do seu corpo. Para esse fim, foram desenvolvidos cálculos e segue-se a análise dos respectivos resultados obtidos.

Começando pela análise da Figura 4.8 a) pode ser observado pela comparação dos picos das funções transferência que à medida que a altura do modelo diminui, a sua frequência própria aumenta, o que seria espectável segundo a (Eq. 3.16). Ainda na mesma figura é possível verificar que a variação da altura dos modelos também se reflete na quantidade de picos nas baixas frequências. Este ponto também seria espectável pelo facto de que ao aumentar a altura com a mesma velocidade de propagação de ondas S, a frequência própria do sistema desce e consequentemente seria espectável que as frequências e picos seguintes acompanhassem esse percurso.

Pode também ser observado que a razão de amplitudes de Fourier aumenta à medida que a altura dos modelos aumenta. Este ponto pode ser avaliado com o conjunto das Figura 4.8 d), e) e f), ou seja, com recurso à Figura 4.8 d) pode ser observado que a variação da altura dos modelos tem impacto nas distorções máximas induzidas pelo sismo. Esta figura permite-nos verificar que existe uma inversão do nível de distorções máximas em função da profundidade, a partir da superfície, embora no seu todo H_{50} apresente um nível de distorções mais baixo. Isto é, para H_{50} os resultados mostram que as distorções máximas são superiores até cerca de 37,5 % da altura do modelo. A partir desse momento as posições invertem-se, até ao momento que se atinge a meia altura. Neste momento H_{10} apresenta distorções máximas maiores, relativamente aos restantes.

Embora H_{50} possua um nível de distorções menores na base, acaba por ser o modelo que apresenta uma maior degradação e amortecimento do material. Essa informação pode ser interpretada com as Figura 4.8 e) e f), onde é possível verificar, embora não seja tão evidente, que o facto de as distorções máximas H_{50} serem maiores na parte superior existe uma degradação do material mais elevada nessa mesma zona e também apresenta um maior amortecimento. As Figura 4.8 e) e f) sugerem alguma tendência, quando observadas no seu todo. Isto é, desde a meia altura até à base dos modelos, todas as curvas apresentam uma tendência constante, onde existe uma rápida degradação do material, até estas alturas dos modelos, e é atingido um nível de degradação do material de valor 0.054. Para o caso do nível de amortecimento histerético o comportamento é semelhante, onde o nível de amortecimento também aumenta rapidamente até este nível e sendo depois constante até à base com o valor 0.26.

Na Figura 4.8 b) encontram-se os acelerogramas no topo de cada um dos modelos e é sugerido pela figura que à medida que os modelos aumentam de altura existe uma maior dissipação da energia do sismo pelo corpo do modelo, fazendo com o acelerograma de H_{10} apresente acelerações maiores principalmente em relação a H_{50} . As Figura 4.8 c) e f) ajudam precisamente a confirmar essa informação, onde é possível verificar que a aceleração de topo é superior para H_{10} , o Quadro 4-2 evidencia analiticamente essa informação.

Quadro 4-2 - Acelerações de pico horizontais no topo dos modelos H_{10} , H_{20} e H_{50}

Modelo Numérico	Aceleração no Topo
H_{10}	1.44 g
H_{20}	1.06 g
H_{50}	0.72 g

Ou seja, existe uma atenuação das amplificações de acelerações de pico no topo de cada modelo à medida que a altura vai aumentando. Além disso, as Figura 4.8 a) e f) ajudam a completar essa ideia relativamente à Figura 4.8 d), onde podemos observar que para H_{10} temos apenas

amplificações das acelerações ao longo da profundidade. Contudo, para H_{20} e H_{50} já temos um início de atenuação de amplificação de acelerações de pico a partir dos 7.5 m para H_{20} , e apenas atenuações de acelerações máximas para H_{50} . Com recurso a essas figuras temos que as suas frequências próprias se afastam da gama frequencial de maior influência do sismo e além disso o facto de H_{50} embora possua menor rigidez, o nível de amortecimento é maior e, portanto, sugere que a amplificação de acelerações seja menor.

Alguns trabalhos poderiam levar a acreditar que quando o parâmetro em causa nesta subsecção se faz variar, o modelo de maior altura apresentaria amplificações de acelerações máximas horizontais maiores. Contudo, o trabalho apresentado por Bray (2007) e Kramer (1996) relativamente aos estudos de Makdisi-Seed ajudam nesta análise. O trabalho destes autores verifica que podem existir casos em que as amplificações das acelerações máximas horizontais podem ser menores com o aumentar da altura. É referido que as propriedades mecânicas do material, nomeadamente, o facto da velocidade de propagação das ondas ser baixa contribui para a atenuação das acelerações máximas relativamente à base.

4.6 Avaliação da influência da largura do coroamento

Nesta secção optou-se por variar a largura do coroamento do modelo tipo de barragem de aterro. Neste sentido, de modo em não considerar casos irrealistas conseguindo manter os critérios de geometria simples e simétrica, optou-se por variar nos modelos H_{10} e H_{20} a largura do coroamento para metade e para o dobro do respetivo caso base. Isto é avaliar o comportamento para larguras de 5 m, 10 m e 20 m, denominando os modelos no texto como H_{10-5} , H_{10-10} e H_{10-20} bem como H_{20-5} , H_{20-10} e H_{20-20} .

4.6.1 Modelo com 10 m de altura

Para o primeiro caso de análise da variação da largura de coroamento, como supramencionado, é alvo de análise o modelo numérico referente a H_{10} .

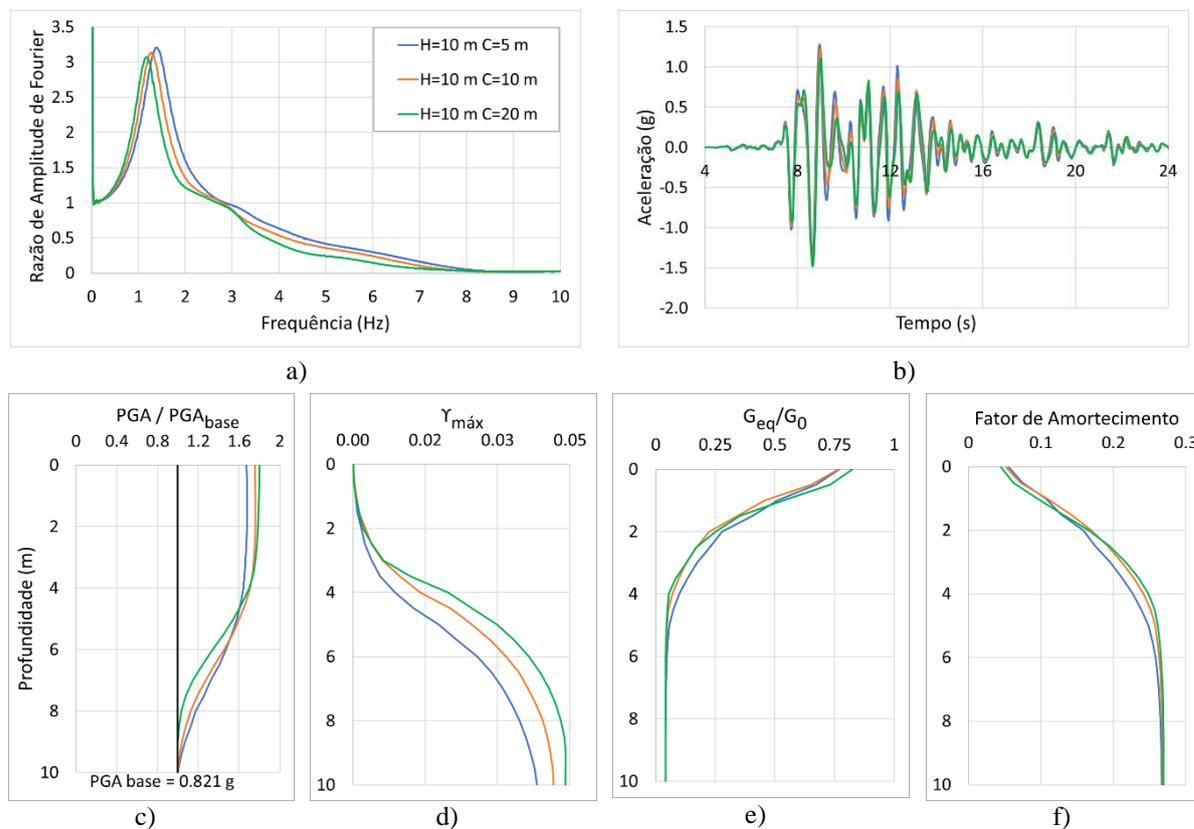


Figura 4.9 – Efeitos da variação da largura do coroamento da barragem para o modelo com 10 m de altura: a) Funções de Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Acelerações de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Numa primeira instância, é possível verificar pela Figura 4.9 a) que à medida que a largura do coroamento vai diminuindo as frequências próprias dos modelos vão aumentando e as razões de amplitudes de Fourier vão diminuindo. Esta figura permite verificar que existe uma tendência entre curvas de função transferência. Esta verificação sugere que, como é variado ligeiramente a geometria do modelo a resposta à propagação de ondas sísmicas pelo mesmo é semelhante, ou seja, o número de picos mantém-se e a sua curvatura gráfica também apesar de existirem diferenças normais, justificadas pelos efeitos geométricos, entre curvas.

Mais uma vez, é possível verificar que devido ao explicado relativamente à Figura 4.9 a) outras figuras sofrem alterações e assim as análises devem ser realizadas em simultâneo. Aglomerar esta informação à Figura 4.9 d), e) e f) é o passo seguinte em análise. Nestas figuras é possível verificar que com a diminuição das razões de amplitudes de Fourier, H_{10-5} apresenta menor nível de distorção e H_{10-20} apresenta maiores níveis de distorção. Assim, pode concluir-se que H_{10-5} apresenta um comportamento ligeiramente mais rígido do que o de H_{10-10} e H_{10-20} , a informação do Quadro 4-3 ajuda a explicar analiticamente estes dados. Este fenómeno aparece representado nas Figura 4.9 e) e f) onde é possível apurar, que existe uma elevada degradação do material na parte superior dos modelos, principalmente até aos cerca de 4 m de profundidade.

Profundidade essa onde se atinge um nível de degradação de cerca de 0.05 e um nível de amortecimento apresentado no Quadro 4-3.

Quadro 4-3 - Distorções máximas na base e fator de amortecimento para H_{10-5} , H_{10-10} e H_{10-20}

Modelo Numérico	Distorções máximas na base	Fator de amortecimento - 4 m de altura
H_{10-5}	0.0381	0.2267
H_{10-10}	0.0417	0.2414
H_{10-20}	0.0440	0.2485

Apesar de existir uma tendência entre curvas pode ser referido que o modelo com menores distorções máximas continua a ser o modelo que menos degrada e menos amortece o material, aproximando-o assim de um comportamento ligeiramente mais rígido que os outros casos estudados nesta subsecção.

Finalmente, relativamente às Figura 4.9 b) e c) é possível verificar que a variação deste parâmetro em estudo não afeta em grande escala o acelerograma de topo de cada um dos modelos. É possível observar ao longo do sismo acelerações horizontais mais elevadas na curva respetiva a H_{10-5} . Contudo, esta informação não se reflete na Figura 4.9 c). Analisando esta figura isoladamente, afirma-se que a amplificação de acelerações horizontais de pico é maior no topo do modelo H_{10-20} , em seguida H_{10-10} e por fim H_{10-5} .

Quadro 4-4 - Amplificação de acelerações máximas horizontais no topo de H_{10-5} , H_{10-10} e H_{10-20}

Modelo Numérico	Amplificação de acelerações máximas no topo
H_{10-5}	1,674
H_{10-10}	1,754
H_{10-20}	1,800

Além disso, deve ser notado que a meia altura existe uma inversão das amplificações de acelerações ao longo da profundidade. Isto é, a partir deste momento passa o modelo com menor coroamento a demonstrar maiores amplificações de acelerações de pico e o de maior coroamento passa a amplificar menos.

4.6.2 Modelo com 20 m de altura

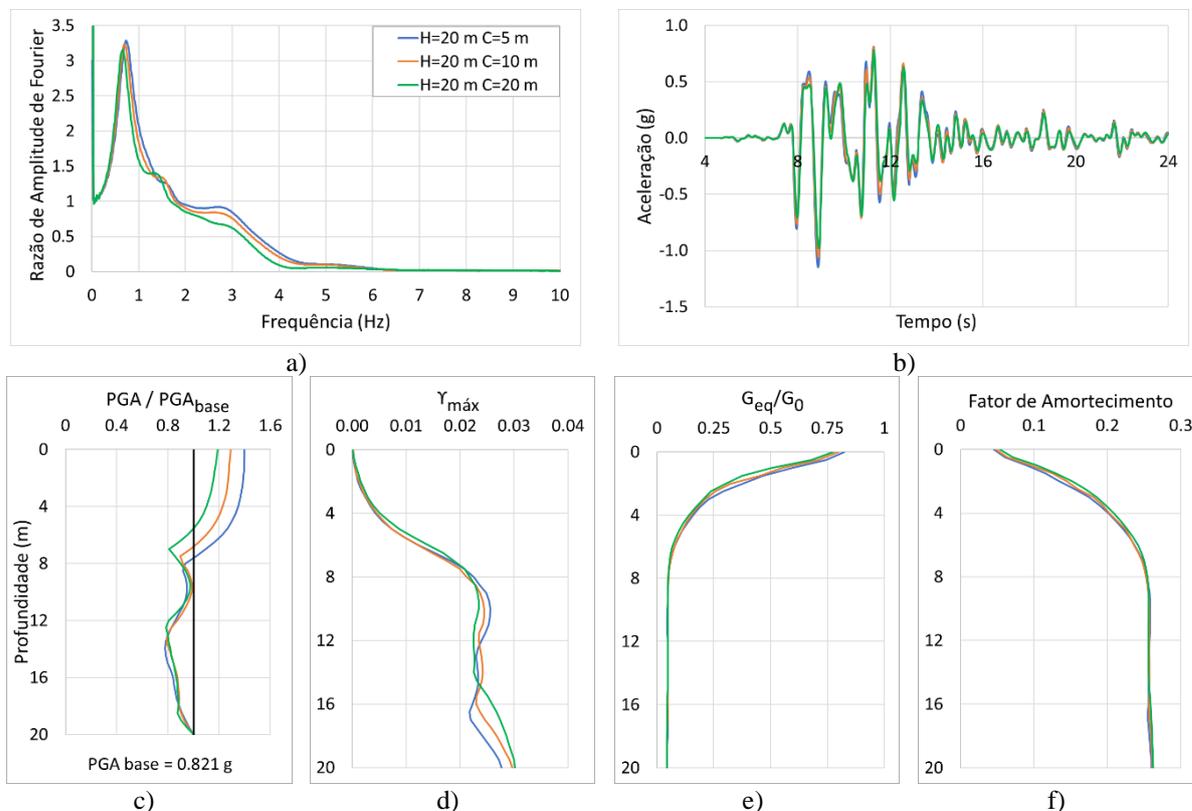


Figura 4.10 – Efeitos da variação da largura do coroamento da barragem para o modelo com 10 m de altura: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Fazendo uma análise geral do caso de estudo respeitante a esta subsecção é possível verificar todas as figuras apresentam resultados bastante similares, quando comparados entre elas. Com essa informação, pode apurar-se que os efeitos geométricos para os modelos de 20 m de altura não causam alterações significativas no comportamento dos corpos em análise quando sujeitos ao fenómeno de propagação de ondas.

Começando pela análise da Figura 4.10 a) pode ser observado que todos os modelos apresentam uma frequência própria estrutural e razões de amplitudes de Fourier similares, como demonstrado no Quadro 4-5.

Quadro 4-5 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de H_{20-5} , H_{20-10} e H_{20-20}

Modelo Numérico	Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
H_{20-5}	0.732 Hz	3.287
H_{20-10}	0.696 Hz	3.232
H_{20-20}	0.659 Hz	3.155

Além disso, pode apurar-se que é nítida a amplificação das frequências próprias e que a tendência das curvas se mantém ao longo do conteúdo de frequências. Essa informação pode ser complementada com o a informação fornecida pelas Figura 4.10 d), e) e f). Especialmente na Figura 4.10 e) e f) pode ser verificado que, ao longo do sismo, o comportamento dos corpos de modelo típico de barragem se mantém com a variação da largura do coroamento. Verifica-se que se mantém a tendência do caso para 10 m de altura. Isto é, continua a demonstrar-se uma grande degradação dos modelos na parte superior apresentando a partir daí uma tendência constante que neste caso atinge os 0.05 de degradação do material a uma altura de 7 m e um nível de amortecimento histerético do material de 0.25 para a mesma altura.

A Figura 4.10 d) quando analisada com rigor, apresenta ligeiras diferenças. Isto é, na parte superior dos modelos até aos 9 m de altura o comportamento das curvas de distorções máximas é semelhante, contudo, dos 9 m até aos 20 m existem algumas diferenças nas suas respostas. Nesta zona, inicialmente, H_{20-5} apresenta maiores distorções, porém existe uma inversão no caminho que as curvas percorrem em profundidade. Este cruzamento de curvas acaba por definir que H_{20-20} seja o modelo com maiores distorções máximas. No Quadro 4-6 é detalhada analiticamente a informação relativa às distorções máximas na base de cada um dos modelos.

Quadro 4-6 - Distorções Máximas na base de H_{20-5} , H_{20-10} e H_{20-20}

Modelo Numérico	Distorções máximas na base
H_{20-5}	0.0277
H_{20-10}	0.0296
H_{20-20}	0.0302

Relativamente às Figura 4.10 b) e c) é possível verificar que a variação da largura do coroamento não afeta de forma expressiva o acelerograma de topo de cada um dos modelos. É possível observar acelerações horizontais ligeiramente superiores ao longo do sismo na curva respetiva a H_{20-5} , pois apresenta um maior número de picos, de uma maneira geral. Para este caso, é possível verificar que o acelerograma de topo corrobora com a Figura 4.10 c), ou seja, o ligeiro afastamento da curva de H_{20-5} coroamento reflete-se numa maior amplificação de acelerações máximas horizontais no topo. Querendo isto dizer que, além de existir uma afirmação dos modelos com menor largura de coroamento para o maior, tem-se que a amplificação de aceleração máxima no topo corresponde de igual forma. No Quadro 4-7 é detalhada analiticamente a informação relativa às amplificações de acelerações de cada um dos modelos.

Quadro 4-7 - Amplificação de acelerações máximas horizontais no topo de H_{20-5} , H_{20-10} e H_{20-20}

Modelo Numérico	Amplificação de acelerações máximas no topo
H_{20-5}	1,399
H_{20-10}	1.289
H_{20-20}	1.191

Por fim, pode ser verificado que a partir dos 7.5 m, 6.5 m, e 5.5 m pode ser observado que pela primeira vez, dentro do estudo paramétrico, existe uma atenuação das amplificações de acelerações máximas em profundidade, para H_{20-5} , H_{20-10} e H_{20-20} , respetivamente. Nesta região é observada uma atenuação repentina e em seguida uma nova amplificação de todos os modelos fazendo com que as curvas a partir desse momento comecem a seguir um caminho similar até à base. Esta particularidade pode ser justificada aos efeitos geométricos do modelo, podendo existir nesta região um conflito, entre atenuação e amplificação de acelerações máximas, de ondas refletidas e refratadas que causem este comportamento a meia altura dos modelos.

Não deixa de ser plausível notar que à medida que os modelos alargam o seu coroamento, mais próximos ficam as respostas do caso unidimensional, o que seria espectável visto que quanto maior for o coroamento, mais próximo da unidimensionalidade ficam os modelos.

4.7 Influência das amplitudes de aceleração da ação

Seguidamente, será apresentado o caso do estudo paramétrico relativo à variação da aceleração do sismo. Fora do domínio da engenharia sísmica e geotécnica, possivelmente pensar-se-ia que o sismo com maior magnitude seria o sismo mais gravoso para uma estrutura. Conforme demonstrado na revisão bibliográfica, existem vários fatores que determinam a ação que uma atividade sísmica provoca a uma estrutura, tanto corrente como geotécnica. Assim, esta secção tem como meta tentar dar a entender ao leitor a influência que a variação da aceleração da ação.

Desse modo, serão desenvolvidos e estudados dois modelos para relacionar com o caso base. O primeiro destes é um modelo que corresponde a 10 % da aceleração do modelo base, $A_{0.1}$. O objetivo da escolha de um valor relativamente baixo é mesmo de minorar de forma conveniente e realista um sismo conhecido, estudado e considerado de elevada importância para a comunidade sísmica e geotécnica. No segundo caso é relacionada a aceleração do sismo base com 50 % da mesma, $A_{0.5}$. Este valor é escolhido por ser um valor standard na comunidade científica e adequado ao estudo paramétrico. O modelo base será denominado no corpo do texto desta secção como $A_{1.0}$.

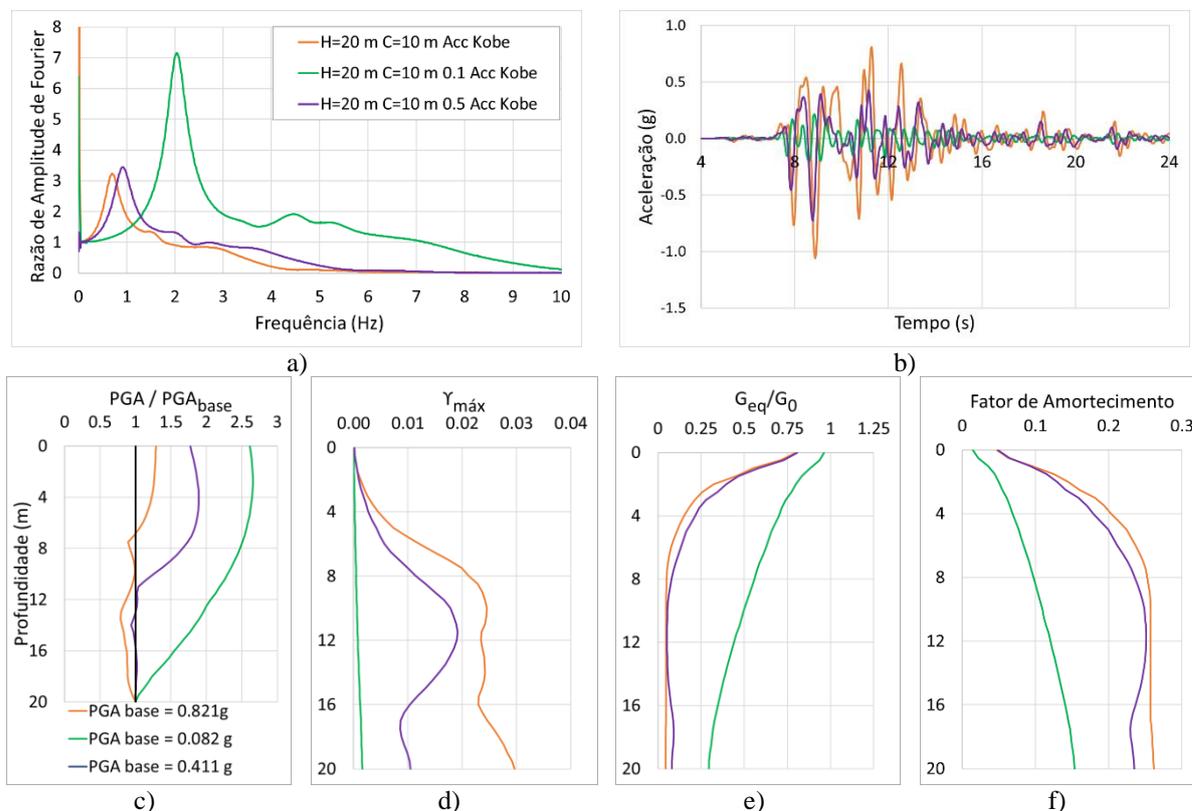


Figura 4.11 – Efeitos dos modelos $A_{0.1}$, $A_{0.5}$ e $A_{1.0}$: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Realizando uma observação geral dos resultados do problema em estudo, é possível apurar que a variação da amplitude do sismo implica variações relevantes para o caso. Iniciando a análise pela Figura 4.11 b) é possível observar que o facto de ser diminuída a amplitude da excitação na base, o acelerograma acompanhará esse comportamento. Assim, consegue verificar-se no acelerograma de topo de $A_{0.1}$ e $A_{0.5}$, que estas curvas apresentam amplitudes inferiores. Uma vez que é introduzida uma aceleração menor na base, esse procedimento tem um efeito direto no nível de distorções máximas dos modelos.

Na Figura 4.11 d) e pegando concretamente no caso respetivo a $A_{0.1}$, é possível verificar que com facto de o sismo imposto à estrutura ser bem menor, este deixa de ter capacidade para provocar na estrutura um nível de distorções máximas acentuado. Logo, seguindo essa linha de raciocínio, esta excitação terá uma menor capacidade para degradar o material, como é possível observar na Figura 4.11 e). No Quadro 4-8 é detalhada analiticamente a informação relativa à nível de degradação do material na base de cada um dos modelos.

Quadro 4-8 – G_{eq}/G_0 e fator de amortecimento a base de $A_{0,1}$, $A_{0,5}$ e $A_{1,0}$

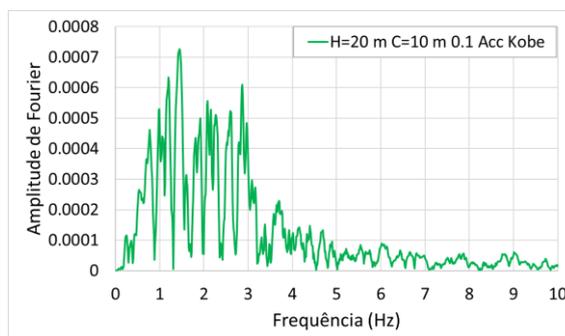
Modelo Numérico	G_{eq}/G_0 na base	Fator de Amortecimento na base
$A_{0,1}$	0.2947	0.1534
$A_{0,5}$	0.0807	0.2349
$A_{1,0}$	0.0440	0.2614

Este comportamento devido à diminuição da excitação na base também acaba por se refletir de um modo semelhante na Figura 4.11 f). Esta figura em questão sugere que o fator de amortecimento hysterético do material seja menor para $A_{0,1}$, quando comparado com os restantes. Confirmando-se esta informação através de valores, através do Quadro 4-8.

Note-se que o nível de amortecimento na base para $A_{0,1}$ apresenta uma curva de degradação do material decrescendo gradualmente em profundidade, ao passo que $A_{0,5}$ e $A_{1,0}$ apresentam uma maior degradação na fase inicial do modelo, até cerca da meia altura e acabando na base com um nível de amortecimento hysterético disposto no Quadro 4-8.

Curiosamente, a Figura 4.11 c) mostra que o modelo que apresenta uma maior amplificação acelerações de pico horizontais no topo é $A_{0,1}$, com uma amplificação de 2.61 relativamente à base. Para conseguir retirar conclusões acerca deste acontecimento é necessário analisar as Figura 4.11 a), f) e a Figura 4.12 a). Nestas figuras pode ser observado que a função própria e razão de amplitude de Fourier do modelo com menor aceleração na base, que analiticamente apresenta valores de 2.04 Hz e 7.15, se situa numa região em um conteúdo de frequencial do sismo na base é rico. Aglomerando esta informação com o facto deste modelo apresentar um nível de amortecimento menor, sugere-se que a amplificação seja maior para este caso.

Embora de maneira geral se estivesse a comparar o modelo $A_{0,1}$ com os restantes as conclusões prevalecem quando é comparado $A_{0,5}$ com $A_{1,0}$. Ou seja, como se conclui nas Figura 4.11 b), d), e) e f) como a aceleração induzida é menor o sismo terá menor capacidade de produzir níveis de distorções máximas maiores, a sua rigidez será mais elevada, o nível de amortecimento será menor, em conjunto com a informação de que as funções próprias e razões de amplitudes de Fourier são mais elevadas e convergindo para gamas de frequência mais ricas do sismo induzido. Portanto, gerar-se-ão assim maiores amplificações das acelerações máximas horizontais no topo de cada modelo.



a)

Figura 4.12 - a) FFT da excitação na base para $A_{0.1}$

Em suma, conclui-se desta subsecção que introduzindo no modelo acelerações menores, o sismo terá menos capacidade de provocar distorções máximas na estrutura, logo irá degradar menos o material e o nível de amortecimento também aparenta ser menor. Como o amortecimento é menor e o conteúdo frequencial se aproxima da zona rica do sismo a amplificação da aceleração é maior.

4.8 Influência do conteúdo frequencial da ação

Para a penúltima subsecção do trabalho realizado no estudo paramétrico, irá ser avaliada a variação do conteúdo de frequências da ação. Esta subsecção tem por objetivo determinar a influência que o conteúdo de frequências do sismo tem no comportamento dos modelos.

De modo a cumprir esse objetivo foram alteradas as frequências do sismo base, que inicialmente teria um $\Delta t = 0.02\text{ s}$, para $\Delta t = 0.015\text{ s}$ e $\Delta t = 0.025\text{ s}$, denominados no corpo do texto por $f_{1.0}$, $f_{0.75}$ e $f_{1.25}$. A escolha destes valores prende-se pelo facto de estes valores serem considerados ajustados ao problema, na medida em que não são alteradas mais do que 25% desta característica da ação a atuar na base. Um valor superior a esse poderia fugir ao espectro de resultados que coerentes para um estudo paramétrico. Isto é, considerar um valor superior a esse poderia ser prejudicial para o caso, devido ao facto de a resposta ser tão discrepante da solução base que deixaria de existir realidade na ação ou de possíveis resultados obtidos. Assim, pela (Eq. 4.1) conseguem obter-se as novas frequências de ação na base para o estudo paramétrico:

$$f_{paramétrica} = \frac{\Delta t_i}{\Delta t_b} \times f_{base} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Onde, $f_{paramétrica}$ é a nova frequência de ação, Δt_i é o novo intervalo de tempo em estudo ($\Delta t = 0.015\text{ s}$ ou $\Delta t = 0.025\text{ s}$) Δt_b é o intervalo de tempo do sismo do modelo base e f_{base} é a frequência do sismo do modelo base.

Com recurso às Figura 4.13 a), b) e c) que apresentam os FFT's da excitação na base, é possível verificar, desde logo, que o conteúdo de frequências da Figura 4.13 a) é mais disperso do que as restantes ou seja, os seus picos afastam-se entre si. Tendo o sismo, para este caso, maior presença até à gama dos 4 Hz ao passo que os restantes têm uma influência até aos cerca de 3 Hz e aproximadamente 2.5 Hz, respetivamente. Portanto, o sismo tem uma influência em uma banda de frequências maior.

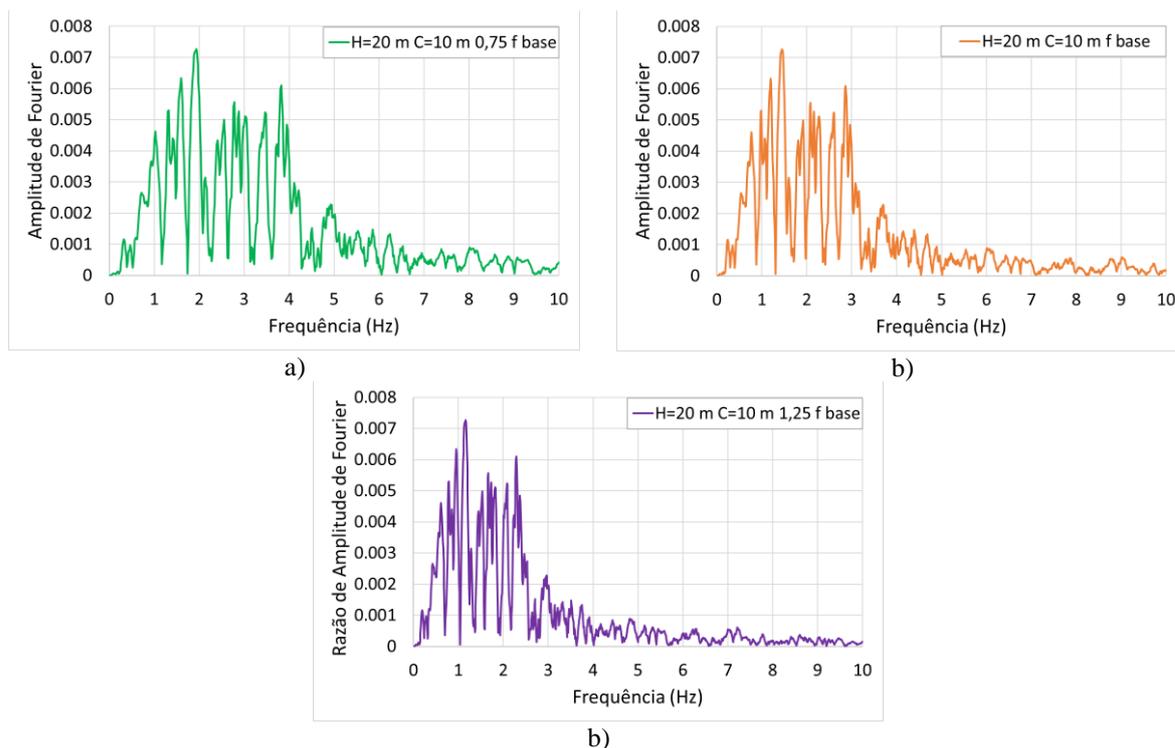


Figura 4.13 - a) FFT da excitação na base para $f_{0,75}$, b) FFT da excitação na base para $f_{1,0}$ e c) FFT da excitação na base para $f_{1,25}$

Contudo, os picos são mais desfasados entre si e aglomerando essa informação à Figura 4.14 d) pode observar-se que devido ao facto da perturbação ser mais dispersa o sismo não tem a mesma capacidade de provocar distorções máximas ao longo do corpo do modelo típico de barragem. Portanto, o cálculo sugere que o modelo se apresenta com propriedades de maior rigidez e com maior capacidade para receber o sismo.

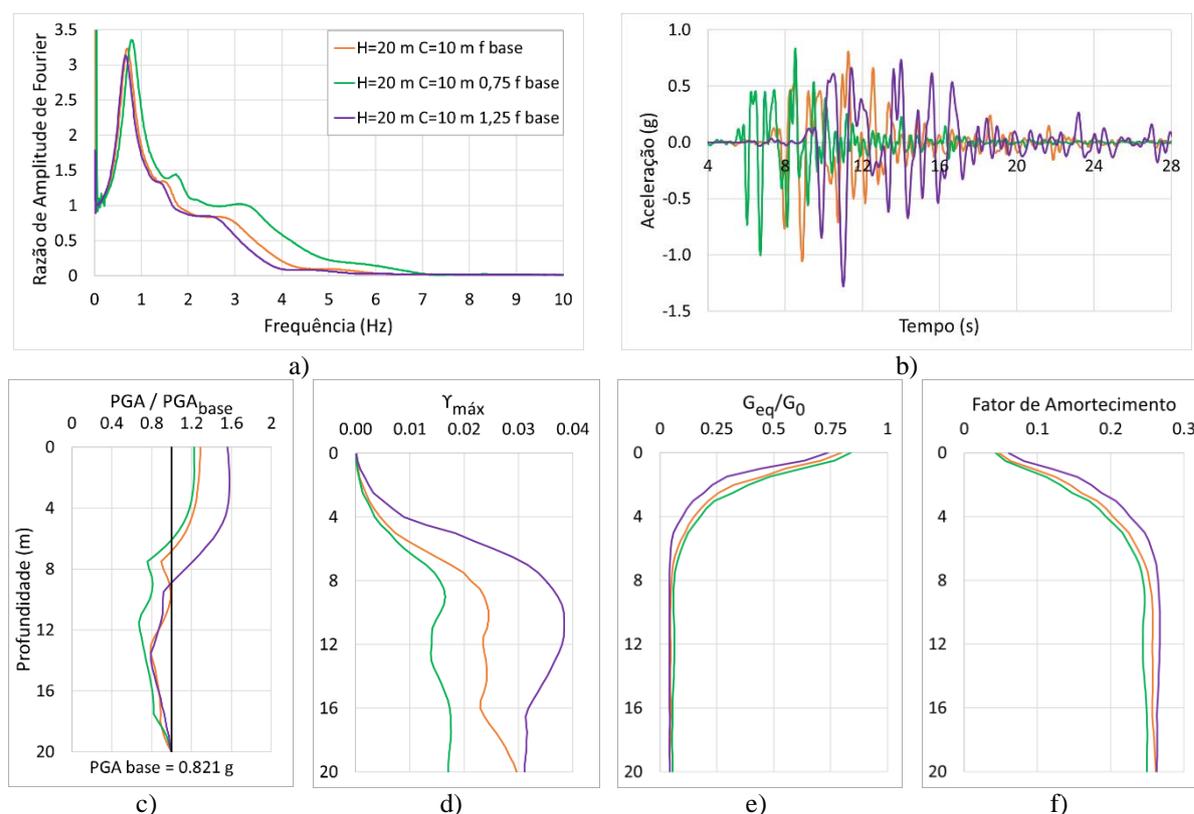


Figura 4.14 – Efeitos dos modelos $f_{0.75}$, $f_{1.0}$ e $f_{1.25}$: a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Iniciando a análise dos resultados obtidos é possível observar que a informação que a Figura 4.14 a) disponibiliza sozinha não é suficiente para explicar a variação entre curvas distorções máximas dos modelos calculados. A informação disponibilizada por esta figura, quando analisada isoladamente, é pobre. Podendo apenas referir-se que os modelos apresentam funções transferência bastante semelhantes, tanto no que consta ao número de picos calculados como em termos de frequências próprias ou razões de amplitudes de Fourier. É, assim, necessário recorrer às características da ação na base. O Quadro 4-9 dispõe informações relativamente ao primeiro pico das funções transferência calculadas para os 3 modelos.

Quadro 4-9 - Frequências próprias e razões de amplitudes de Fourier de $f_{0.75}$, $f_{1.0}$ e $f_{1.25}$

Modelo Numérico	Frequência Própria	Razão de Amplitude de Fourier
$f_{0.75}$	0.78 Hz	3.36
$f_{1.0}$	0.70 Hz	3.23
$f_{1.25}$	0.66 Hz	3.14

O Quadro 4-10 dispõe informações relativamente às distorções máximas na base de cada modelo calculadas para os 3 modelos.

Quadro 4-10 - Comparação de Distorções Máximas na base

Modelo Numérico	Distorções Máximas na base
$f_{0.75}$	0.0171
$f_{1.0}$	0.0296
$f_{1.25}$	0.0311

Além disso, é possível verificar que os FFT's nas Figura 4.13 influenciam o nível de distorções máximas em toda a sua profundidade, principalmente no caso de $f_{1.25}$. Para este caso é possível observar, na Figura 4.14 d), que existe um crescimento mais acentuado a meia altura do corpo, voltando a baixar na região dos 12 m de altura. Além do discutido é possível observar que esta informação também se aglomera à Figura 4.14 c), onde aqui é possível observar que a amplificação de acelerações ao longo da profundidade é menor para $f_{0.75}$, apesar de apresentar uma curva bastante parecida a $f_{1.0}$. O Quadro 4-11 apresenta informações relativamente à amplificação de acelerações no topo de cada modelo calculadas para os 3 modelos.

Quadro 4-11 - Amplificação de acelerações no topo de $f_{0.75}$, $f_{1.0}$ e $f_{1.25}$

Modelo Numérico	Amplificação de Acelerações no Topo
$f_{0.75}$	1.22
$f_{1.0}$	1.29
$f_{1.25}$	1.56

Ainda relativamente a esta figura, analisando-a com maior rigor em profundidade, é possível verificar que o comportamento das curvas é semelhante, embora as amplificações tenham valores diferentes. Isto é, continua a verificar-se um pico próximo da meia altura e uma atenuação das amplificações a partir da região dos 7.5 m, justificado anteriormente neste trabalho. Curiosamente, esta influência do sismo nos níveis de dispersão não se reflete nas Figura 4.14 e) e f). Apesar de a Figura 4.14 d) apresentar algumas diferenças nas suas curvas, estas figuras apresentam alguma tendência e correta. Isto é, $f_{0.75}$ como tem menores distorções apresenta uma menor degradação e um menor nível de amortecimento hysterético do material. O Quadro 4-12 demonstra que as curvas do nível de degradação, dos modelos $f_{0.75}$, $f_{1.0}$, e $f_{1.25}$, apresentam uma forte degradação na parte superior do modelo atingindo cerca de 0.06 aos 9 m, 7 m e 5 m, respetivamente. Além disso, apresenta também os valores para as curvas do fator de amortecimento hysterético na base de cada modelo

Quadro 4-12 - G_{eq}/G_0 idêntico para cada altura e fator de amortecimento na base de $f_{0.75}$, $f_{1.0}$ e $f_{1.25}$

Modelo Numérico	G_{eq}/G_0 idêntico	Fator de amortecimento na base
$f_{0.75}$	0.059 a 9 m de altura	0.2495
$f_{1.0}$	0.059 a 7 m de altura	0.2614
$f_{1.25}$	0.059 a 5 m de altura	0.2631

De acordo com a Figura 4.14 b), como seria esperado pois o intuito deste trabalho seria alterar o conteúdo de frequências e assim, como supramencionado, alterou-se o intervalo de tempo dos

modelos apresentam-se os acelerogramas desfasados entre modelos. Sendo que $f_{0.75}$ se apresenta à esquerda, $f_{1.0}$ a meio e $f_{1.25}$ à direita. Além disso, é possível verificar que à medida que o intervalo de tempo à maior o acelerograma apresenta um maior afastamento entre picos de acelerações horizontais.

4.9 Influência da rigidez inicial do solo

No decorrer desta subsecção, serão apresentados e discutidos os últimos resultados do estudo paramétrico do problema. Considerou-se que a variação da velocidade de propagação das ondas S do solo, seria um parâmetro importante a ser analisado face aos resultados obtidos ao longo do trabalho. É notório que o papel das propriedades mecânicas do material, nomeadamente a rigidez do solo, terá um papel relevante no desempenho do modelo quando relacionado com o caso base. Esta subsecção terá então como objetivo descrever de que forma um solo com maior rigidez afetará o desempenho do modelo. Além disso, tentar-se-á explicar de que forma o facto de, convenientemente, se utilizar um caso base com uma velocidade de propagação de ondas S baixa, $v_S = 200 \text{ m/s}$, afetou os resultados esperados do estudo paramétrico. Então, para analisar esse parâmetro, com recurso ao estudo bibliográfico, concluiu-se que as soluções ajustadas para a análise do parâmetro em questão seria a variação da velocidade de propagação de ondas S para o dobro e triplo relativamente ao caso base, denominados no corpo do texto por v_{200} , v_{400} e v_{600} , respetivamente (onde v_{200} se considera o caso base). A decisão foi fomentada pelo facto de na revisão bibliográfica não terem sido encontrados casos em que a velocidade de propagação das ondas S do material de aterro de barragens se encontrasse acima dos 750 m/s .

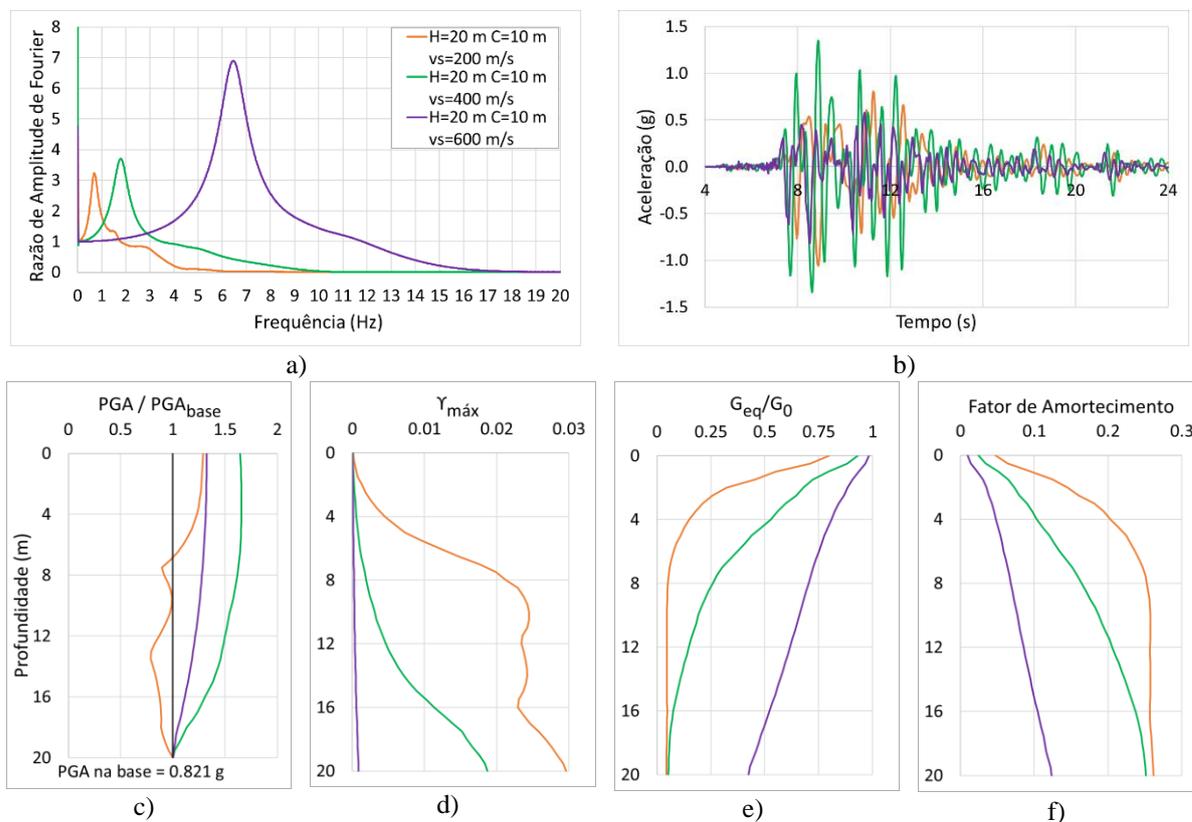


Figura 4.15- Efeitos dos modelos v_{200} , v_{400} e v_{600} : a) Funções Transferência dos modelos no topo, b) Acelerogramas no topo dos modelos, c) Amplificação de Aceleração de Pico Horizontais em relação à base, d) Distorções Máximas, e) G_{eq}/G_0 e f) Fator de Amortecimento

Em análise às figuras demonstradas nesta subsecção podem verificar-se de imediato diferenças devido ao aumento da velocidade de propagação das ondas. Relativamente à Figura 4.15 a) é possível verificar de diretamente que as frequências próprias dos modelos vão aumentando à medida que a velocidade de propagação das ondas S aumenta. Este ponto seria esperado, uma vez, como anteriormente afirmado, a escolha do valor de um $v_s = 200$ m/s se realizou de modo a que a frequência própria do modelo se encontrasse num conteúdo de baixas frequências e assim sendo seria possível visualizar mais picos até à frequência de 10 Hz.

Com o aumentar da velocidade de propagação das ondas S também é possível verificar que, além do conteúdo de frequências dos três modelos, a razão das amplitudes de Fourier também aumenta. Este aumento pode ser justificado com recurso às Figura 4.15 d), e) e f). Nestas figuras e com auxílio do Quadro 4-13 é possível verificar que com o aumento da velocidade de propagação das ondas S as distorções máximas vão diminuindo, em função da profundidade dos modelos. Esta diminuição das distorções máximas provém do aumento da rigidez dos modelos e este aumento de rigidez do material faz com que o sismo em questão não tenha capacidade para provocar distorções tão elevadas como as observadas para v_{200} .

Quadro 4-13 - Distorções máximas na base de v_{200} , v_{400} e v_{600}

Modelo Numérico	Distorções Máximas
v_{200}	0.0296
v_{400}	0.0187
v_{600}	0.0009

Consequentemente, pode observar-se que o efeito do aumento da rigidez dos modelos nas distorções máximas se reflete diretamente nas Figura 4.15 e) e f). Nestas figuras é possível observar que as diminuições das distorções máximas dos modelos causam uma menor degradação do material ao longo da profundidade, onde para v_{200} resultava uma curva de degradação constante de 0.0586 a partir dos 7 m enquanto que para v_{400} o idêntico apenas se observa a partir dos 18 m de profundidade. Para v_{600} nunca se atinge uma curva de degradação tão baixa, apresentando-se para as alturas dos modelos anteriores valores de 0.7243 e 0.4723, respetivamente.

Relativamente aos fatores de amortecimento, Figura 4.15 f), é possível observar um comportamento semelhante, onde com os aumentos de rigidez dos modelos o fator de amortecimento vai diminuindo. Analiticamente, para v_{200} verifica-se um fator de amortecimento de tendência constante a partir dos 8 m com cerca de 0.2527, enquanto que para os outros dois casos essa tendência constante não se observa. Observa-se sim, para v_{400} uma curva de concavidade inferior e onde apenas são atingidos os valores idênticos para uma altura de 18 m e para v_{600} essa gama de valores nunca é atingida tendo um fator de amortecimento máximo na base de 0.1234.

Na Figura 4.15 c) verifica-se uma curiosidade especial, onde o aumento da rigidez dos modelos não se reflete numa maior amplificação das acelerações em profundidade. Para esta figura é possível observar que a variação do parâmetro em causa aplica uma uniformização da curva de amplificações de acelerações relativamente à profundidade dos modelos. Deste modo, em profundidade, com o aumentar da rigidez, é sugerido que deixam de existir picos e pontos de inflexão ao longo da profundidade, existindo um aumentar da amplificação de acelerações gradual desde a base até ao topo. Note-se que, apesar desse acontecimento, v_{600} tem uma amplificação menor do que v_{400} . Este acontecimento pode ser justificado com recurso à Figura 4.16, onde é possível observar que o sismo tem uma maior participação nas baixas frequências. Isto é, relacionando a Figura 4.15 a) e a Figura 4.16 é possível observar que a frequência própria de v_{400} se encontra em conteúdos de frequência mais próximos dos conteúdos de frequências onde a excitação na base tem maior participação. Analiticamente temos que, v_{400} tem uma frequência própria de aproximadamente 1,79 Hz e v_{600} uma frequência própria de aproximadamente 6,45 Hz. Essa diferença nas frequências próprias dos modelos é suficiente para que a resposta seja diferente na amplificação das acelerações.

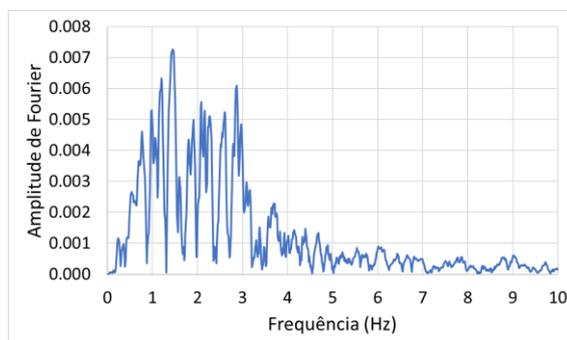


Figura 4.16 - FFT da excitação na base do modelo

Finalmente, a Figura 4.15 b), demonstra os acelerogramas no topo do modelo. Estes acelerogramas, continuam a sugerir que o afastamento da frequência própria do modelo com maior rigidez causa acelerações de menores ao longo da duração do sismo. Onde para o mesmo intervalo de tempo temos uma afirmação das acelerações de ν_{400} quando relacionado com os outros dois casos estudados nesta subsecção.

4.10 Discussão e Conclusões

Quando comparado o modelo unidimensional com o bidimensional foi possível concluir que os modelos não apresentavam diferenças significativas relativamente ao cálculo das distorções máximas, G_{eq}/G_0 e fator de amortecimento. Apesar disso, a curva de amplificação de acelerações horizontais de pico apresenta apenas atenuações de acelerações ao passo que o modelo unidimensional, a partir dos 6.5 m até ao topo, apresenta amplificações. Este ponto permite concluir que os efeitos geométricos e a variação das condições de apoio do modelo 1D para o modelo 2D afetam a sua resposta. Além disso, embora a diferença seja pouco significativa, o sismo induzido na base de cada modelo tem menor capacidade de provocar distorções máximas no modelo unidimensional, o que levou a uma menor degradação do material e um menor nível de amortecimento. Em suma, conclui-se que a variação das condições de apoio, os efeitos geométricos do modelo e a não linearidade inerente ao problema têm influência no cálculo unidimensional e bidimensional. É sugerido que a solução unidimensional não confere uma aproximação suficientemente próxima da 2D para ser utilizada como uma simplificação de cálculo.

Na análise dos efeitos da resposta do modelo base bidimensional, que tem por objetivo dar a entender a influência da propagação de ondas ao longo do modelo base, foi possível verificar desde logo uma ligeira assimetria nos mapas de cores demonstrados ao longo dessa subsecção. Esse ponto é relevante pois demonstra a papel que o refinamento da malha e a localização dos pontos de exportação de dados têm nos resultados. Embora as diferenças, para este caso, não sejam significativas por ser um caso base simples, foi confirmado que os valores exportados das secções à esquerda e à direita do modelo eram iguais garantindo assim a simetria. Contudo,

é de ressaltar que a falta de simetria de pontos de exportação de dados levou a um refinamento automático da malha de elementos finitos, fazendo com os parâmetros nessas regiões se apresentassem com menor valor do que os reais.

Além disso, foi possível verificar em todos os mapas de cores que tanto a amplificação como a atenuação da propagação de ondas são causadas por efeitos geométricos locais do modelo. Por exemplo, o coroamento do modelo base apresentou a região com valores mais elevados, relativamente à amplificação de acelerações, passando da região central do modelo com cerca de 0.6 g para uma aceleração horizontal de pico com mais de 1.05 g. As análises levaram também à observação de um comportamento semelhante nos restantes parâmetros calculados (distorções máximas, G equivalente e fator de amortecimento). Assim, pode referir-se com o trabalho desenvolvido, que os efeitos geométricos do modelo bidimensional, nomeadamente a zona do coroamento dos modelos, desempenham um papel fulcral no fenómeno de propagação de ondas. Além disso, esta análise descreve a importância de o problema ser analisado no seu todo e não devendo ser considerado apenas os resultados de uma secção do modelo para descrever o comportamento do seu corpo.

Relativamente à avaliação da influência da altura do modelo, possível desde logo constatar que com o aumentar da altura as acelerações seriam bem menores, passando de 0.72 g no topo do modelo com maior altura para 1.44 g no topo do modelo com 10 m de altura, deixando claro que este parâmetro tem um papel muito importante no estudo de propagação de ondas. Este modelo permitiu também clarificar que, como Bray (2007) e Kramer (1996) verificam no corpo do seu texto, podem existir casos em que as amplificações das acelerações máximas horizontais podem ser menores com o aumentar da altura. O caso em estudo neste trabalho enquadra-se no trabalho destes autores devido ao facto de ter sido considerado um material, para o corpo da barragem, com velocidade de propagação de ondas de corte baixas. Assim, considera-se pela avaliação deste parâmetro, que a altura do modelo em estudo em conjunto com as propriedades do material que o constitui são aspetos fulcrais a ter em conta e devem ser criteriosamente escolhidos e estudados para o estudo de propagação de ondas bidimensionais.

Para a avaliação da influência da largura do coroamento do modelo evidencia-se o facto expectável de que quanto maior for a largura do coroamento mais este se aproxima dos resultados da solução unidimensional. Esta subsecção do trabalho foi a que apresentou resultados com maior semelhança. Contudo a sua importância não é menor, ou seja, não deve ser considerado que devido ao facto de este modelo numérico, com 20 m de altura, apresentar resultados bastante semelhantes que o mesmo irá acontecer quando simultaneamente outro parâmetro seja alterado, num estudo futuro. Como fica referido ao longo deste trabalho, cada caso é um caso, e deve ser analisado de maneira independente.

A avaliação da influência da amplitude da aceleração da ação permitiu verificar que quanto menor é a aceleração da ação induzida ao modelo maior será a sua amplificação de acelerações e rigidez, bem como menores serão as distorções máximas e o fator de amortecimento. Este ponto permite concluir que, no caso deste modelo base, a excitação na base tem grande influência na sua resposta. À medida que as amplitudes das acelerações dos sismos induzidos a este modelo são menores mostram menos capacidade de provocar distorções máximas, degradando assim menos o material. Além disso, como o amortecimento é menor e o conteúdo frequencial se aproxima da zona rica do sismo as acelerações máximas amplificam-se.

Relativamente à avaliação da influência do conteúdo frequencial da ação, foi possível verificar que quanto maior for o conteúdo frequencial da ação maior será o afastamento entre picos dos respectivos FFT's das excitações na base de cada modelo. Esta característica é importante porque permitiu concluir, para este modelo estudado, que o modelo com aumento de 25% do conteúdo frequencial do caso base reduz a parte da região de maior participação do sismo num intervalo de frequências mais curto aproximando-o da 1ª frequência própria. Essa aproximação levou a que as amplificações de acelerações no topo, as distorções máximas e o fator de amortecimento fossem superiores aos outros modelos calculados, ao passo que a rigidez se apresenta menor.

Finalmente, a avaliação da rigidez inicial do solo levou à conclusão que o aumento da rigidez dos modelos não se reflete numa maior amplificação das acelerações em profundidade, como poderia ser esperado. Foi possível observar que a variação do parâmetro em causa aplica uma uniformização da curva de amplificações de acelerações relativamente à profundidade dos modelos. Deste modo, em profundidade, com o aumentar da rigidez, é sugerido que deixam de existir picos e pontos de inflexão ao longo da profundidade, existindo um aumento da amplificação de acelerações gradual desde a base até ao topo. Note-se que, apesar desse acontecimento, v_{600} tem uma amplificação menor do que v_{400} . Este acontecimento pode ser justificado observando que o sismo tem uma maior participação nas baixas frequências. Isto é, a frequência própria de v_{400} encontra-se em conteúdos de frequência mais próximos dos conteúdos de frequências onde a excitação na base tem maior participação, sendo suficiente para que a resposta seja diferente, amplificando as acelerações.

5 CONCLUSÕES GERAIS

Numa análise geral dos modelos de cálculos realizados ao longos do capítulo 3 a principal conclusão é que a não linearidade do problema e as diferenças entre softwares são preponderantes para afastar as respostas entre si. Isto é, quando os modelos são calculados pelo método linear elástico, consegue observar-se alguma convergência nos resultados entre softwares.

Quando é estudado o método linear equivalente, que teoricamente aproxima o comportamento não linear do problema através de uma abordagem linear elástica iterativa, pode observar-se que as respostas dos softwares se afastam. Portanto, idealizando uma fronteira de iterações onde a primeira iteração tem um determinado fator de amortecimento e módulo de distorção máximo, ξ_1 e G_{01} , respetivamente, que obtém um resultado ξ_2 e G_{02} , utilizado para realizar a segunda iteração e assim sucessivamente com o decorrer das iterações é possível observar que as respostas entre softwares se afastam uma da outra. Assim, sugere-se que a não linearidade do problema, a diferente formulação de cada software, a escolha dos parâmetros ou até a própria escolha do sismo têm influência direta na resposta que cada modelo apresenta. Assim, não é possível afirmar onde e se existe uma origem de erro direto no problema, tendo então que admitir que não existe uma resposta de modelo incorreta, mas sim uma análise diferente para cada tipo de software.

Além disso e ainda relativamente ao capítulo 3, em regime elástico linear, conclui-se que existe um conflito com a informação estabelecida por Hudson e Idriss (1992), pois estes autores estabeleciam que do cálculo realizado pelo software Quake/W resultava um subamortecimento entre ω_1 e ω_2 e um sobreamortecimento quando se saía desta gama de valores. Porém, esta informação torna, a compreensão da indução do amortecimento numérico induzido pelo Quake/W inconclusiva. Uma vez que, para os casos estudados, sendo $\omega_2 = \omega_1$ não existe um intervalo de subamortecimento, resumindo-se teoricamente apenas a um ponto, o que não corrobora o estipulado pelos autores do documento fornecido pela equipa do suporte técnico do software.

Pode ainda referir-se que, além do supramencionado, pode ser observado nas curvas de razão entre razões de amplitudes de Fourier outra particularidade. Sabendo que, valores superiores à unidade informam um subamortecimento, inferiores à unidade sobreamortecimento e iguais a 1 indicam que não há amortecimento numérico. Ora, para os casos estudados, apurou-se que o cálculo numérico não confirma o estudado em (Hudson e Idriss, 1992). Uma vez que, para o modelo elástico linear com 10 m de altura, logo para as frequências iniciais, na região dos 2 Hz, verifica-se que existe subamortecimento e seguidamente verifica-se uma amplificação abrupta

do sobre amortecimento desde a região da frequência própria do modelo até um intervalo entre os 5-5.5 Hz. Informação contrária expectável, pois teoricamente seria esperado que pelo menos na região da frequência própria do modelo existisse um subamortecimento no modelo.

Para o caso com modelo elástico linear com 20 m de altura, é possível verificar que o subamortecimento numérico começa a ser induzido para uma frequência de 1 Hz até à região da frequência própria do modelo. Seguidamente, existe um sobre amortecimento abrupto induzido até à região dos 2.80 Hz apresentando uma inflexão nessa zona aumentando novamente o subamortecimento induzido até ao intervalo de frequências entre [5; 6.5] Hz. Por fim, verifica-se novamente um sobre amortecimento numérico induzido pelo programa até aos 12 Hz. Ora, este cálculo é completamente díspar do estudado por (Hudson e Idriss, 1992).

Quando comparado o modelo unidimensional com o bidimensional foi possível concluir que os modelos não apresentavam diferenças significativas relativamente ao cálculo das distorções máximas, G_{eq}/G_0 e fator de amortecimento. Apesar disso, a curva de amplificação de acelerações horizontais de pico apresenta apenas atenuações de acelerações ao passo que o modelo unidimensional, a partir dos 6.5 m até ao topo, apresenta amplificações. Este ponto permite concluir que os efeitos geométricos e a variação das condições de apoio do modelo 1D para o modelo 2D afetam a sua resposta. Além disso, embora a diferença seja pouco significativa, o sismo induzido na base de cada modelo tem menor capacidade de provocar distorções máximas no modelo unidimensional, o que levou a uma menor degradação do material e um menor nível de amortecimento. Em resumo, conclui-se que a variação das condições de apoio, os efeitos geométricos do modelo e a não linearidade inerente ao problema têm influência no cálculo unidimensional e bidimensional. É sugerido que a solução unidimensional não confere uma aproximação suficientemente próxima da 2D para ser utilizada como uma simplificação de cálculo.

Na análise dos efeitos da resposta do modelo base bidimensional, que teve por objetivo dar a entender a influência da propagação de ondas ao longo do modelo base, foi possível verificar em todos os mapas de cores que tanto a amplificação como a atenuação da propagação de ondas são causadas por efeitos geométricos locais do modelo. Por exemplo, o coroamento do modelo base apresentou a região com valores mais elevados, relativamente à amplificação de acelerações. Em suma pode referir-se que os efeitos geométricos do modelo bidimensional, nomeadamente a zona do coroamento dos modelos, desempenha um papel fulcral no fenómeno de propagação de ondas. Além disso, descreve a importância de o problema ser analisado no seu todo e não devendo ser considerado apenas os resultados de uma secção do modelo para descrever o comportamento do seu corpo.

Relativamente ao estudo paramétrico, tem-se que de um modo global todos os parâmetros estudados demonstram ter um papel fulcral na descrição do fenómeno de propagação de ondas. Contudo, as avaliações das influências da rigidez inicial, da altura do modelo e das amplitudes de aceleração da ação concluem-se como os parâmetros mais críticos de todo o estudo paramétrico da análise bidimensional, apresentando um maior afastamento entre curvas de resposta calculadas. A avaliação da rigidez inicial do solo levou à conclusão que o aumento da rigidez dos modelos não se reflete numa maior amplificação das acelerações em profundidade. Além disso, é possível observar que a variação do parâmetro em causa aplica uma uniformização da curva de amplificações de acelerações relativamente à profundidade dos modelos. Deste modo, em profundidade, com o aumentar da rigidez, é sugerido que deixam de existir picos e pontos de inflexão ao longo da profundidade, existindo um aumentar da amplificação de acelerações gradual desde a base até ao topo. Note-se que, apesar desse acontecimento, v_{600} tem uma amplificação menor do que v_{400} . Este acontecimento justifica-se observando que o sismo tem uma maior participação nas baixas frequências. Isto é, a frequência própria de v_{400} encontra-se em conteúdos de frequência mais próximos dos conteúdos de frequências onde a excitação na base tem maior participação, sendo suficiente para que a resposta seja diferente, amplificando as acelerações.

Ao variar o parâmetro relativo à altura do modelo e avaliando a sua influência na sua resposta, foi possível constatar que com o aumentar da altura as acelerações seriam menores. Uma vez que se verifica um aumento do valor aceleração no topo do modelo com 50 m de altura de 0.72 g para 1.44 g no modelo com menor altura. Logo, é possível afirmar que este parâmetro tem um papel significativo no estudo de propagação de ondas. Além disso, a análise deste parâmetro clarificou que podem existir casos em que as amplificações das acelerações máximas horizontais podem ser menores com o aumentar da altura, tal como Bray (2007) e Kramer (1996) explicam no corpo do seu texto. Este caso enquadra-se no trabalho destes autores pelo facto de ter sido escolhido um material com velocidade de propagação de ondas de corte baixas, para o corpo da barragem. Portanto, segundo a análise dos resultados, considera-se que a altura do modelo em conjunto com as propriedades do material que o constitui são elementos cruciais para o estudo de propagação de ondas bidimensionais. Reconhecendo que estes aspetos devem ser criteriosamente escolhidos e estudados antes da realização de simulações numéricas.

A secção relativa à avaliação da influência da amplitude da aceleração da ação permitiu verificar que quanto menor for a aceleração da ação induzida maior será a sua amplificação de acelerações e rigidez. Contudo, as distorções máximas e o fator de amortecimento serão menores. Assim, conclui-se que, para este caso, a excitação na base influencia grandemente a sua resposta. Pois, à medida que as amplitudes das acelerações dos sismos induzidos ao modelo são menores verifica-se uma menor capacidade de provocar distorções máximas degradando

menos o material. Além disso, como o amortecimento é menor e o conteúdo frequencial se aproxima da zona rica do sismo as acelerações máximas amplificam-se.

5.1 Trabalhos Futuros

Na sequência do presente trabalho, as seguintes sugestões podem ser tidas em conta a fim de desenvolver investigação futura:

- Ao longo do trabalho ficou definido que a não linearidade do problema, a independência numérica de cada um dos softwares ao realizar o cálculo numérico, a escolha dos parâmetros ou até a própria escolha do sismo têm influência direta na resposta que cada software apresenta. Apesar dessa conclusão, será importante esclarecer, em conjunto com a GeoStudio, o papel que o amortecimento de Rayleigh desempenha durante a análise dinâmica. Recomenda-se o esclarecimento, em conjunto com a equipa do suporte técnico do software, relativa à indução de subamortecimento e sobre amortecimento de Rayleigh segundo o método considerado por (Hudson & Idriss, 1992). Não se considera natural que na prática corrente o engenheiro ao realizar uma análise numérica dinâmica não tenha controlo tanto na indução de amortecimento de Rayleigh como no cálculo dos seus parâmetros. Assim, considera-se de importante a continuidade do estudo desta temática por forma a compreender totalmente a modelação que se realiza.
- Dar continuidade ao estudo paramétrico tendo em conta:
 - O estudo de mais casos com alturas diferentes de modo a constatar se a variação da altura, dentro e fora da variação conjunta com a rigidez, tem um comportamento semelhante ao calculado ou se se inicia uma uniformização de resultado, ou seja, a partir de que momento os modelos iniciam um comportamento com tendência;
 - Seria também interessante perceber as respostas das acelerações máximas nas duas direções, ou seja, realizar cálculos numéricos considerando analisar nos seus resultados a resposta das acelerações máximas verticais;
 - Sugere-se também que devam ser estudados casos para diferentes sismos atuantes na base de modelos iguais ao caso base e comparados com os resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., & Karamitros, D. K. (2013). "Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation", Vol. 55, pp. 195–210.

Bray, J. D. (2007). "Chapter 14 - Simplified seismic slope displacement procedures". Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Berkeley, USA, pp. 327–353.

Cascone, E., e Rampello, S. (2003). "Decoupled seismic analysis of an earth dam", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.23, pp. 349–365.

Chiaradonna, A. (2022). "Defining the Boundary Conditions for Seismic Response Analysis—A Practical Review of Some Widely-Used Codes". Geosciences, VO112(2).

CNPGB@. (2015). https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/ . BARRAGENS DE PORTUGAL | Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens. (página internet oficial), Portugal.

Dynamic Modeling With QUAKE/W : An Engineering Methodology. (2014). Geo-Slope International Ltd. Alberta, Canada.

He, J., Qi, S., Wang, Y., e Saroglou, C. (2020). "Seismic response of the Lengzhuguan slope caused by topographic and geological effects", Engineering Geology, Vol. 265, pp. 1-13.

Hudson, M. B., e Idriss, I. M. (1992). "QUAD4M - A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures Incorporating a Compliant Base". Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davies, California, The National Science Foundation, Washington, D.C. (2016).

Ishihara, K. (1996). "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics". Oxford University Press Inc., New York.

Khanbabazadeh, H., Iyisan, R., Ozaslan, B. (2021). "2D seismic response of shallow sandy basins subjected to obliquely incident waves". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 153, pp. 1-17.

Kramer, S. L. (1996). "GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING". PRENTICE-HALL INTERNATIONAL SERIES, Upper Saddle River, New Jersey.

Luo, Y., Fan, X., Huang, R., Wang, Y., Yunus, A. P., Havenith, H. B. (2020). " Topographic and near-surface stratigraphic amplification of the seismic response of a mountain slope revealed by field monitoring and numerical simulations". Engineering Geology, Vol. 271, pp. 1-13.

Naeini, M., e Akhtarpour, A. (2018). "Numerical analysis of seismic stability of a high centerline tailings dam". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 107, pp. 179–194.

Nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of One-Dimensional Soil Columns - Version 6.1. (2016). Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana, Champaign.

Chung, R. (1996). "The January 17, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake". United States Department of Commerce Technology Administration National Institute of Standards and Technology, Washington, "National Institute of Standards and Technology Special Publication 901", Washington.

O'Reilly, M. P., e Brown, S. F. (1991). "CYCLIC LOADING OF SOILS". New York.

Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., e Andrianopoulos, K. I. (2014). "Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 56, pp. 57–73.

Poursartip, B., Fathi, A., e Tassoulas, J. L. (2019). "Large-scale simulation of seismic wave motion: A review". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 129, pp. 1-19

Primofiore, I., Baron, J., Klin, P., Laurenzano, G., Muraro, C., Capotorti, F. e Vessia, G. (2020). "3D numerical modelling for interpreting topographic effects in rocky hills for Seismic Microzonation: The case study of Arquata del Tronto hamlet". *Engineering Geology*, Vol. 279, pp. 1-22.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., e Pereira, H. G. (2008). "Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context". *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 152, pp. 846–852.

Şafak, E. (2001). "Local site effects and dynamic soil behavior". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 453–458.

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report No.EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 40p

Vijaya, R., e Boominathan, A. (2021). "Modelling the 2D seismic response of the Kutch basin on the Indian Subcontinent". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 152, pp. 1-17.

Xu, B., e Wang, Y. (2014). "Stability analysis of the Lingshan gold mine tailings dam under conditions of a raised dam height". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 74, pp. 151–161.

Zhang, Z., Fleurisson, J.-A., e Pellet, F.L., (2018). " A case study of site effects on seismic ground motions at Xishan Park ridge in Zigong, Sichuan, China", *Engineering Geology*, Vol. 243, pp. 308-319.
