

ESTUDO DAS VIBRAÇÕES E DA RESPOSTA SÍSMICA DE UMA CAPELA (PATRIMÓNIO MUNICIPAL)

ANTÓNIO LUÍS DIAS MIGUEL

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

Orientador: Professor Doutor Rui Carneiro de Barros

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



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

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

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

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

.....

À minha família e amigos

Bem aventurados sejam aqueles que acreditam nas gerações futuras

AGRADECIMENTOS

Após terminar este trabalho, gostaria de deixar expresso o meu sincero e profundo agradecimento a todas as formas que de algum modo contribuíram para a sua concretização, nomeadamente:

- Ao professor Rui Carneiro de Barros desejo manifestar o meu especial agradecimento por toda a disponibilidade e dedicação prestada ao longo da realização deste trabalho. Foi o meu grande orientador, quem sempre me atendeu e escutou. Quero também agradecer todos os ensinamentos transmitidos, comentários e observações inteligentes sem as quais este trabalho não teria qualquer tipo de sucesso na sua concretização.
- Aos professores doutores Álvaro Cunha e Elsa Caetano, e ao engenheiro Filipe Magalhães, o meu muito obrigado pela sua disponibilidade para a realização do ensaio dinâmico, a qual foi muito importante para a calibração do modelo.
- Mais uma vez quero agradecer ao engenheiro Filipe Magalhães, pelo conhecimento transmitido para a interpretação dos resultados do ensaio dinâmico, pelos resultados fornecidos e pela sua disponibilidade.
- Por fim quero agradecer aos meus amigos, que de algum modo contribuíram na realização desta dissertação, quer em explicações do funcionamento do Sap2000, Marinho Lopes, quer em formatações do texto, Pedro Domingues e Filipe Soares.

RESUMO

Este trabalho tem como objectivo a simulação real da Capela de N. SR^a Do Alivio através do programa computacional Sap 2000 V11 e a análise dos efeitos sísmicos na estrutura.

Trata-se de uma estrutura complexa devido à dificuldade em caracterizar os seus materiais constituintes (Alvenaria).

Serão simulados vários sismos de acordo com os Espectros de Cálculo do Eurocódigo 8 e a respectiva análise estrutural.

Esta análise será feita alterando as diferentes condições de apoio ao exterior as quais provocam a alteração de esforços na alvenaria.

Trata-se de um assunto de grande importância porque a estrutura pertence ao património municipal.

PALAVRAS-CHAVE: alvenaria, granito, modelação, calibração, sismo

ABSTRACT

This work has the objective of simulate a real structure of Chapel of N. SR^a Of Alivio through the computational program Sap 2000 V11 and the analysis of the seismic effect in the structure.

It's a complex structure due the difficulty on characterize the constituent material (masonry)

The spectrum Calculator of 8 Eurocódigo and the respective analysis of the structure will be simulated as different seisms in accordance with.

This analysis will be made modifying the different conditions of support to the exterior which provoke alterations of the efforts in the masonry.

This is a subject with a great importance because the structure belongs heritage of the municipal.

KEYWORDS: masonry, granite, modulation, calibration, earthquake

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii

1. INTRODUÇÃO 1

2. CAPELA DE N SR DO ALÍVIO 3

2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. MOTIVOS DE INTERESSE DO TEMA	4
2.3. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS	6
2.3.1. LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO DA ESTRUTURA	6
2.3.2. DESCRIÇÃO DA CAPELA	8
2.4. INÍCIO DA DEGRADAÇÃO ESTRUTURAL	9
2.5. AGRAVAMENTO DA DEGRADAÇÃO ESTRUTURAL	10

3. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA 13

3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. Acção Sísmica	14
3.2.1. INTRODUÇÃO	14
3.2.2. A NATUREZA DOS SISMOS	14
3.2.3. ESPECTROS DE RESPOSTA	17
3.2.4. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA PRESENTES NA REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL EM PORTUGAL	20
3.2.4.1. Regulamento de segurança e acções para estruturas (RSA).....	21
3.2.4.2. Eurocódigo 8 (EC8)	25
3.3. OUTRAS ACÇÕES	38
3.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	39
3.4.1. INTRODUÇÃO	39
3.4.2. PARÂMETROS SÍSMICOS E COMBINAÇÕES ANALISADAS PARA O CASO EM ESTUDO.....	42

4. ENSAIOS REALIZADOS PARA A CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DA ESTRUTURA	45
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	45
4.1.1. INTRODUÇÃO	45
4.1.2. EUROCÓDIGO 7	46
4.2. MÓDULO DE REACÇÃO DO SOLO	47
4.2.1. ENSAIO DE CARGA EM PLACA (PLT – “PLATE LOAD TEST”).....	47
4.2.2. TÉCNICA USADA PARA A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE REACÇÃO DO SOLO	50
4.2.3. CÁLCULO DO MÓDULO DE REACÇÃO.....	50
4.3. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	56
4.3.1. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	56
4.3.2. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO	58
4.3.3. DADOS OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	62
5. MODELAÇÃO EM SAP 2000 v11	71
5.1. INTRODUÇÃO	71
5.2. PROCESSOS DE CÁLCULO	71
5.2.1. PRÉ-PROCESSAMENTO	71
5.2.2. PROCESSAMENTO	74
5.2.3. PÓS.PROCESSAMENTO	75
5.2.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO.....	75
6. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DA CAPELA ATRAVÉS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	77
6.1. INTRODUÇÃO	77
6.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS SÓLIDO E CASCA	77
6.2.1. COMPARAÇÃO ESTÁTICA ENTRE OS MODELOS SÓLIDO E CASCA	77
6.2.2. COMPARAÇÃO DINÂMICA ENTRE OS MODELOS SÓLIDO E CASCA	84
6.3. SIMULAÇÃO DO MODELO REAL DA CAPELA – CALIBRAÇÃO ATRAVÉS DOS ENSAIOS REALIZADOS.....	87

6.3.1. INTRODUÇÃO	87
6.3.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO	87
6.3.3. MODOS DE VIBRAÇÃO DO MODELO DA CAPELA CALIBRADO	98

7. ANÁLISE SÍSMICA DA CAPELA 105

7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS AO ESTUDO DA RESPOSTA SÍSMICA	105
7.2. SELECÇÃO DOS PONTOS DE INTERESSE PARA ANÁLISE SÍSMICA.....	105
7.3. ESTUDO PARAMÉTRICO.....	108
7.3.1. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 1 - ESTRUTURA COM APOIOS DUPLOS AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES.....	108
7.3.2. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS - CASO 2 - ESTRUTURA ENCASTRADA AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES.....	111
7.3.3. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 3 - ESTRUTURA ENCASTRADA NÍVEL DO SOLO.....	118
7.3.4. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS - CASO 4 – SIMULAÇÃO DO EFEITO DO SOLO COM NÍVEL FREÁTICO BAIXO.....	124
7.3.5. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 5 – SIMULAÇÃO DO EFEITO DO SOLO COM NÍVEL FREÁTICO À SUPERFÍCIE.....	130
7.3.6. MODELO COM ELEMENTOS CASCA NA ESTRUTURA BASE.....	136
7.4. COMENTÁRIOS SOBRE A ANÁLISE SÍSMICA	143

8. EFEITO DO TRÂFEGO NOS EDIFÍCIOS 145

8.1. INTRODUÇÃO	145
8.2. GERAÇÃO DAS VIBRAÇÕES PELO TRÂFEGO	145
8.2.1. INTRODUÇÃO	145
8.2.2. QUESTÕES TEÓRICAS.....	146
8.3. FACTORES QUE INFLUENCIAM O NÍVEL DE FREQUÊNCIA E VIBRAÇÃO	148
8.4. SOLUÇÕES E MEDIDAS PREVENTIVAS	149

9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES 151

9.1. CONCLUSÕES SOBRE O TRABALHO DESEMPENHADO	151
9.2. SUGESTÕES PARA EXTENSÃO EM TRABALHOS FUTUROS.....	151

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – imagem frontal da capela de N.Sr ^a do Alívio.....	4
Fig. 2.2 - Pinturas da arcada-lateral nascente da capela de N.Sr ^a do Alívio	5
Fig. 2.3 - Imagem tridimensional da capela.....	6
Fig. 2.4 – Alçado da capela	6
Fig. 2.5 - Planta da capela.....	7
Fig. 2.6 – Corte lateral da capela	7
Fig. 2.7 - Vista exterior das janelas da fachada lateral da capela de N.Sr ^a do Alívio	8
Fig. 2.8 - Vista interior das janelas da fachada lateral da capela de N.Sr ^a do Alívio	9
Fig. 2.9 - Pinturas da abóbada -berço da capela de N.Sr ^a do Alívio	11
Fig. 2.10 - Capela de N.Sr ^a do Alívio e via de tráfego.....	12
Fig. 3.1 - Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18 de Março de 1957. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo a.	16
Fig. 3.2 - Acelerograma da componente este-oeste das vibrações sísmicas registradas em El Centro em 18 de Maio de 1940. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo b	16
Fig. 3.3 - Acelerograma da componente norte-sul das vibrações sísmicas registadas na cidade do México durante o sismo de 6 de Julho de 1964. Exemplo de vibrações sísmicas do grupo c	16
Fig. 3.4 - Espectro de resposta para um oscilador de um grau de liberdade para o sismo de 1940 em El Centro	19
Fig. 3.5 - Zonamento do território continental	21
Fig. 3.6 – Espectros de resposta para a zona A e para o terreno do tipo I.....	23
Fig. 3.7 - Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo II	24
Fig. 3.8 - Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo III	24
Fig. 3.9 Acção sísmica interplacas à esquerda e intraplacas à direita	27
Fig. 3.10 Zonamento: sísmico afastado (interplacas), à esquerda e sísmo próximo (intraplacas), à direita	27
Fig. 3.11 Espectro de resposta elástico.	29
Fig. 4.1. – a) esquema de ensaio de carga em placa usando três placas sobrepostas; b) Gráfico obtido a partir do ensaio de carga em placa.....	47
Fig 4.2. – Esquema do ensaio do PLT usando uma máquina como massa de reacção	49
Fig. 4.3. – Esquema do ensaio do PLT através do uso de uma massa ancorada ao solo.....	50
Fig.4.4 - discretização em áreas da estrutura para a determinação das constantes de rigidez verticais do solo.	54
Fig 4.5. – discretização em áreas da estrutura para a determinação das constantes de rigidez horizontais do solo.....	55

Fig 4.6. – Sismógrafos com sensor de GPS externo	57
Fig 4.7. – Colocação dos sismógrafos S1, S2, S3 na capela	63
Fig 4.8. – imagem da colocação do sismógrafo S4	63
Fig 4.9. – imagem da colocação do sismógrafo S1.....	64
Fig 4.10. – Corte ao nível da base das janelas ($z=2,8$) e visualização dos pontos onde foram colocados os sismógrafos S2, S3, S4.....	64
Fig 4.11. – Colocação do sismógrafo S1 na capela.....	66
Fig 4.12. – Corte horizontal da capela ao nível da base das janelas ($z=2,8$) e visualização dos pontos onde foram colocados os sismógrafos.....	66
Fig 5.1. – janela de criação do modelo em sap200 v11.....	72
Fig 5.2. – Elemento viga (frame) e orientação das tensões principais	73
Fig 5.3. – Elemento casca (shell) e orientação das tensões principais	73
Fig 5.4. – Elemento sólido (solid) e orientação das tensões principais	74
Fig 5.5. – Localização do botão “run analysis.....	74
Fig 5.6. – Modelação inicial da capela.....	75
Fig 6.1– modelo sólido encastrado com aplicação da força segundo a menor e maior direcção, representados à esquerda e à direita, respectivamente	78
Fig 6.2. – modelo casca com aplicação da força segundo a menor e maior direcção, representados à esquerda e à direita, respectivamente	79
Fig 6.3. – Modelos casca e sólido bi-encastrado à esquerda e direita, respectivamente.....	81
Fig. 6.4 – Primeira tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000.....	88
Fig. 6.5 – segunda tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000.....	90
Fig. 6.6 – Terceira tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000.....	91
Fig. 6.7 – Quarta tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000.....	92
Fig.. 6.8 – Quinta tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000.....	94
Fig.6.9. Imagem da cúpula da capela de nossa senhora do alívio feita em auto-cad 2007.....	96
Fig. 6.10 Calibração final da estrutura modelada em Sap2000.....	97
Fig. 6.11 – Imagem tridimensional da deformada do primeiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_1 = 16,447 \text{ Hz}$).....	98
Fig. 6.12 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.11) do primeiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_1 = 16,447 \text{ Hz}$).....	99
Fig. 6.13 – Imagem tridimensional da deformada do segundo modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_2 = 17,767 \text{ Hz}$).....	99
Fig. 6.14 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.13) do segundo modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_2 = 17,767 \text{ Hz}$).....	100
Fig. 6.15 – Imagem tridimensional da deformada do terceiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_3 = 21,066 \text{ Hz}$).....	100

Fig. 6.16 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.15) do terceiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_3 = 21,066 \text{ Hz}$).....	101
Fig. 6.17 – imagem tridimensional da deformada do quarto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_4 = 24,473 \text{ Hz}$).....	101
Fig. 6.18 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.17) do quarto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_4 = 24,473 \text{ Hz}$).....	102
Fig. 6.19 – Imagem tridimensional da deformada do quinto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_5 = 25,815 \text{ Hz}$).....	102
Fig. 6.20 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.19) do quinto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_5 = 25,815 \text{ Hz}$).....	103
Fig. 6.21 – Imagem tridimensional da deformada do sexto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_6 = 26,465 \text{ Hz}$).....	103
Fig. 6.22 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.21) do sexto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_6 = 26,465 \text{ Hz}$).....	104
Fig. 7.1 – Imagem tridimensional da capela de Nossa Senhora do Alivio após modelação em SAP 2000 v11 e esquematização dos cortes AA' e BB'.....	106
Fig. 7.2 – Corte AA' e representação dos pontos de interesse na análise.	107
Fig. 7.3 – Corte BB' e representação dos pontos de interesse na análise.	107
Fig. 7.4 – Vista superior e representação dos pontos de interesse na análise.....	108
Fig. 7.5 – Imagem da Capela com apoios duplos ao nível das fundações (estrutura de comparação).....	109
Fig. 7.6 – Imagem da Capela encastrada ao nível das fundações.....	112
Fig. 7.7 – Imagem da Capela encastrada ao nível do solo.....	118
Fig. 7.8 – Imagem da Capela encastrada ao nível do solo.....	137
Fig 8.1 – camião a passar na caixa de visita não nivelada.....	145
Fig 8.2 – movimento vibratório das ondas.....	146
Fig 8.3 – sinal de vibração obtido através de um osciloscópio	147
Fig 8.4 – acelerações provocadas por um autocarro e por um camião.....	148
Fig 8.5 – comparação de níveis de acelerações (rms), induzidas por um autocarro e por um camião a diferentes velocidades, tendo em conta os diferentes sistemas de suspensão	149
Fig 8.6 – efeito da variação da rigidez do solo, aumentando a sua espessura. O nível de frequências que afecta a casa não se alterou.	149
Fig 8.7 – barreira sob a forma de trincheira.....	150

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 - Espectro de cálculo tipo 1.....	43
Gráfico 3.2 - Espectro de cálculo tipo 2.....	43
Gráfico 4.1- Espectros normalizados médios, da direcção transversal.....	65
Gráfico 4.2 - Espectros normalizados médios, direcção longitudinal.....	65
Gráfico 4.3- - Direcção transversal, Series Temporais.....	67
Gráfico 4.4 - Direcção transversal, Espectros.....	67
Gráfico 4.5 - Direcção longitudinal, Series Temporais.....	67
Gráfico 4.6- Direcção longitudinal, Espectros.....	68
Gráfico 4.7- -ampliação dos gráficos 8.2 e 8.5 resultantes da passagem dos automóveis obtidas durante o ensaio de vibração ambiental e passagens controladas, representados à esquerda e direita, respectivamente.....	69
Gráfico 4.8- Ampliação do gráfico das acelerações transversais obtido durante o ensaio de vibração ambiental.....	69
Gráfico 4.9- – Ampliação dos gráficos 8.3 e 8.7 obtidos durante o ensaio de vibração ambiental e passagens controladas representados à esquerda e direita, respectivamente. Estes picos encontram-se nos respectivos gráficos principais bem sinalizados.....	70
Gráfico 6.1 – frequências próprias das estruturas representadas na fig.6.3. Os índices s e c representam os modelos sólido e casca respectivamente, seguidos do valor do respectivo módulo de elasticidade.....	84
Gráfico 7.1 – modos de vibração da estrutura zero.....	109
Gráfico 7.2- comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura zero.....	110
Gráfico 7.3 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura zero.....	110
Gráfico 7.4 - comparação dos deslocamentos da estrutura zero em função do espectro sísmico....	111
Gráfico 7.5 – comparação dos modos de vibração da estrutura encastrada ao nível das fundações com os modos da estrutura zero.....	112
Gráfico 7.6 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero.....	113
Gráfico 7.7 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero.....	113
Gráfico 7.8 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero.....	114
Gráfico 7.9 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero.....	114
Gráfico 7.10 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero.....	115

Gráfico 7.11 – comparação da reacção do ponto 6 da estrutura encastrada ao nível das fundações com a reacção do ponto 6 da estrutura zero.....	115
Gráfico 7.12 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura encastrada ao nível das fundações com a reacção do ponto 7 da estrutura zero.....	116
Gráfico 7.13 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível das fundações.....	116
Gráfico 7.14 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura encastrada ao nível das fundações....	117
Gráfico 7.15- comparação dos deslocamentos da estrutura encastrada ao nível das fundações em função do sismo em análise.....	117
Gráfico 7.16 – comparação dos modos de vibração da estrutura encastrada ao nível do solo com os modos da estrutura zero.....	119
Gráfico 7.17 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero.....	119
Gráfico 7.18 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero.....	120
Gráfico 7.19 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero.....	120
Gráfico 7.20 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero.....	121
Gráfico 7.21 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero.....	121
Gráfico 7.22. - comparação da reacção do ponto 6 da estrutura encastrada ao nível do solo com a reacção do ponto 6 da estrutura zero.....	122
Gráfico 7.23 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura encastrada ao nível do solo com a reacção do ponto 7 da estrutura zero.....	122
Gráfico 7.24 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao ao nível do solo	123
Gráfico 7.25 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura encastrada ao nível do solo.....	123
Gráfico 7.26- comparação dos deslocamentos da estrutura encastrada ao nível do solo em função do sismo em análise.....	124
Gráfico 7.27 – comparação dos modos de vibração da estrutura em solo seco com os modos da estrutura zero.....	125
Gráfico 7.28 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero.....	125
Gráfico 7.29 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero.....	126
Gráfico 7.30 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero.....	126

Gráfico 7.31 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero.....	127
Gráfico 7.32 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero.....	127
Gráfico 7.33– comparação da reacção do ponto 6 da estrutura em solo seco com a reacção do ponto 6 da estrutura zero.....	128
Gráfico 7.34 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura em solo seco com a reacção do ponto 7 da estrutura zero.....	128
Gráfico 7.35 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo.....	129
Gráfico 7.36 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura em solo seco.....	129
Gráfico 7.37- comparação dos deslocamentos da estrutura em solo seco em função do sismo em análise.....	130
Gráfico 7.38 – comparação dos modos de vibração da estrutura com nível freático à superfície com os modos da estrutura zero.....	131
Gráfico 7.39 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero.....	131
Gráfico 7.40 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero.....	132
Gráfico 7.41 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero.....	132
Gráfico 7.42 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero.....	133
Gráfico 7.43 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero.....	133
Gráfico 7.44 – comparação da reacção do ponto 6 da estrutura com nível freático à superfície com a reacção do ponto 6 da estrutura zero.....	134
Gráfico 7.45 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura com nível freático à superfície com a reacção do ponto 7 da estrutura zero.....	134
Gráfico 7.46 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo.....	135
Gráfico 7.47 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura com nível freático à superfície.....	135
Gráfico 7.48- comparação dos deslocamentos da estrutura com nível freático à superfície em função do sismo em análise.....	136
Gráfico 7.49 – comparação dos modos de vibração da estrutura modelada com casca com os modos da estrutura zero.....	137
Gráfico 7.50 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero.....	138

Gráfico 7.51 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero.....	138
Gráfico 7.52 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero.....	139
Gráfico 7.53 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero.....	139
Gráfico 7.54 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero.....	140
Gráfico 7.55– comparação da reacção do ponto 6 da estrutura modelada com casca com a reacção do ponto 6 da estrutura zero.....	140
Gráfico 7.56– comparação da reacção do ponto 7 da estrutura modelada com casca com a reacção do ponto 7 da estrutura zero.....	141
Gráfico 7.57 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo.....	141
Gráfico 7.58 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura modelada com casca.....	142
Gráfico 7.59- comparação dos deslocamentos da estrutura modelada com casca em função do sismo em análise.....	142

.....

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores do coeficiente de sismicidade α	22
Quadro 3.2 - Categorias de importância e coeficientes de importância para os edifícios.....	26
Quadro 3.3 - Valores de a_g a considerar para Portugal	28
Quadro 3.4 - Classes do solo	30
Quadro 3.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Portugal	31
Quadro 3.6 - Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios	41
Quadro 3.7 - tipos de solos considerados no estudo paramétrico de acordo como o E.C.8	42
Quadro 3.8 - tipos de sismos considerados no estudo paramétrico de acordo como o E.C.8.....	42
Quadro 4.1 – aptidão dos diferentes ensaios de prospecção geotécnica na quantificação dos diferentes parâmetros do solo.....	46
Quadro 4.2 – Classificação dos solos com base na textura.....	51
Quadro 4.3 – constantes de rigidez, amortecimento e massa em função do modo de vibração existente.....	51
Quadro 4.4 - Módulo de elasticidade em função do tipo de solo, classificado de acordo com o quadro 6.2.....	52
Quadro 4.5 - Coeficiente de poisson tendo em conta o tipo de solo em estudo	53
Quadro 4.6. - r_0 em função do tipo de movimento existente.....	53
Quadro 4.7 - Calculo dos coeficientes de rigidez inferiores.....	53
Quadro 4.8 -Coeficientes de rigidez inferiores usados na modelação.	55
Quadro 4.9 – Calculo dos coeficientes de rigidez laterais.....	55
Quadro 4.10 – Coeficientes de rigidez inferiores usados na modelação.....	56
Quadro 4.11 – Intervalos possíveis para os primeiros modos de vibração da estrutura.....	70
Quadro 6.1 – Módulos de elasticidade usados segundo diferentes autores na análise de algumas estrutura.....	78
Quadro 6.2 – Parâmetros de rigidez usados nos modelos casca e sólido encastrado.....	79
Quadro 6.3 – deslocamentos obtidos para a estrutura encastrada	80
Quadro 6.4 – Parâmetros de rigidez usados nos modelos casca e sólido bi- encastrado	82
Quadro 6.5 – Deslocamentos obtidos para a estrutura bi-encastrada considerando a rigidez flexional.....	82
Quadro 6.6– Aplicadas no modelo casca e sólido bi-encastrados de modo a mobilizar a rigidez total.....	83
Quadro 6.7– Deslocamentos obtidos para a estrutura bi-encastrada considerando a rigidez total...83	
Quadro 6.8 – Características da fatia de alvenaria com um comprimento de 0,8 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca.....	85

Quadro 6.9 – comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com $L=0,8m$	85
Quadro 6.10 - características da fatia de alvenaria com um comprimento de 1 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca.....	85
Quadro 6.11 - comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com $L=1m$	86
Quadro 6.12- características da fatia de alvenaria com um comprimento de 2 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca.....	86
Quadro 6.13 - comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com $L=2m$	86
Quadro 6.14 – Dados usados na primeira tentativa de calibração.....	87
Quadro 6.15 – Modos de vibração obtidos para a primeira tentativa de calibração.....	89
Quadro 6.16- Dados usados na segunda tentativa de calibração.....	89
Quadro 6.17. - Modos de vibração obtidos para a segunda tentativa de calibração.....	90
Quadro 6.18- Dados usados na terceira tentativa de calibração.....	91
Quadro 6.19 - Modos de vibração obtidos para a terceira tentativa de calibração.....	91
Quadro 6.20- dados usados na quarta tentativa de calibração.....	92
Quadro 6.21 - Modos de vibração obtidos para a quarta tentativa de calibração.....	93
Quadro 6.22- Dados usados na quinta tentativa de calibração.....	93
Quadro 6.23 - Modos de vibração obtidos para a quinta tentativa de calibração.....	94
Quadro 6.24- Dados usados na sexta tentativa de calibração.....	94
Quadro 6.25 - Modos de vibração obtidos para a sexta tentativa de calibração.....	95
Quadro 6.26- dados usados na sétima tentativa de calibração.....	95
Quadro 6.27 - Modos de vibração obtidos para a sétima tentativa de calibração.....	95
Quadro 6.28- Dados usados na calibração final.....	96
Quadro 6.29 - Modos de vibração obtidos para a calibração final da estrutura.....	97

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

A quantificação da acção sísmica é um assunto de grande importância, dado que o planeta se encontra ameaçado por este tipo de fenómenos.

As estruturas de antigas são estruturas complexas devido à existência de pouca informação sobre as propriedades exactas dos seus materiais. A análise deste tipo de estruturas tem aumentado ao longo dos tempos devido á sua grande importância.

Desde modo, a Capela em estudo é uma estrutura antiga pela qual o interesse na sua conservação e preservação é de extrema importância.

Esta tese consiste na análise dinâmica de uma capela sob acção de diferentes acções sísmicas.

No capítulo 2 deste trabalho são abordadas as principais características estruturais, localização e evolução da estrutura ao longo dos tempos.

No capítulo 3 são abordadas metodologias para a definição das acções a aplicar na estrutura de acordo com os regulamentos actuais.

No capítulo 4 são feitas algumas considerações teóricas sobre o método dos elementos finitos.

No capítulo 5 são expostos alguns métodos de modelação da estrutura, nomeadamente, métodos aproximados.

No capítulo 6 existe a explicação teórica de alguns ensaios realizados no campo, os quais foram muito importantes para a caracterização do solo e da estrutura.

No capítulo 7 é feita uma breve apresentação do programa usado para o cálculo da estrutura.

No capítulo 8 existe a comparação entre os elementos sólido e casca através de uma fatia de parede com características semelhantes à alvenaria. De seguida é feita a análise dos resultados obtidos através dos ensaios dinâmicos realizados “in situ”, no final deste capítulo é realizada a calibração do modelo capela em sap através do uso de elementos sólidos

No capítulo 9 existe a análise paramétrica da capela, simulando diferentes acções sísmicas para diferentes condições de apoio. É também realizada a comparação da capela modelada em elementos casca e sólido.

No capítulo 10 existe uma breve análise das vibrações provocadas pelos automóveis nos edifícios, bem como a apresentação de algumas medidas mitigadoras para estes efeitos.

Por fim no capítulo 11 estão enumeradas algumas das conclusões tiradas na realização deste trabalho. São também sugeridas alguns métodos experimentais, bem como programas a usar.

2

CAPELA DE N. SR^a DO ALIVIO

2.1. INTRODUÇÃO

As vibrações induzidas nos edifícios são importantes em várias cidades do mundo dado que provocam assentamentos diferenciais nas suas fundações e a consequente fissuração. Tendo em conta algumas estatísticas [1] a maior parte das denúncias ocorrem por parte de proprietários cujos edifícios se localizam ao lado da estrada e que sofrem as vibrações provocadas pela passagem contínua de veículos pesados (autocarros e camiões). No que diz respeito aos veículos pequenos, estes raramente introduzem vibrações perceptíveis nos edifícios devido á sua reduzida inércia.

Os edifícios mais antigos e em mau estado de conservação são os principais alvos afectados por estas vibrações e que se manifestam a médio e longo prazo de acordo com a maior ou menor intensidade do tráfego, respectivamente.

Tendo em conta os efeitos das vibrações e as suas consequências de degradação não só em termos estéticos mas também em termos estruturais, a presente tese tem como objecto de análise a Capela de N. Sr^a do Alivio, situada no local de Rosende, da Freguesia de S. Pedro da Raimonda, no concelho de Paços de Ferreira, cuja degradação, quantificada já por forte padrão de fissurações múltiplas nos frescos de paramento lateral tímpano e abobada, tem sido devida a tráfego descontrolado na sua vizinhança.

A Capela de N. Sr^a do Alivio (designada a partir de agora nesta tese apenas por Capela) é uma construção em alvenaria de granito do início da última década do século XIX, constituindo a última inserção de edifícios de várias épocas no artigo urbano da Casa de Rosende mas fazendo parte integrante da sua fachada harmoniosa.



Fig.2.1 –imagem frontal da capela de N.Srª do alívio

A Casa de Rosende tem raiz histórica remota já no Testamento mediévico da Mumadona (século X) e a sua raiz familiar remonta há já cerca de 270 anos. É um edifício classificado pelo Plano Director Municipal como de interesse arquitectónico, e prevê-se que a médio prazo venha também a ser classificado pelo IPPAR. O correspondente artigo urbano é actualmente constituído por construções e adaptações de diversas épocas desde meados e finais do século XVIII, data da maior parte da sua fachada atraente com piso superior em mirante, do tipo dos belos solares do Alto-Minho.

2.2. MOTIVOS E INTERESSE DO TEMA

Têm sido desenvolvidas por diversas associações e organizações (no Douro Litoral e também por todo o País) livros e brochuras de cariz regional, distrital e municipal, que constituem registos valiosos de dados culturais, etnográficos, religiosos, históricos, arquitectónicos, sociais e turísticos. Trata-se de um mecanismo útil de preservação da memória colectiva, de certo modo acessível aos vários extractos sociais da realidade económico-social portuguesa.

Face a esta postura de maior alerta cultural da sociedade portuguesa, foram várias as referências realizadas à Casa de Rosende ao longo da última década do século XX em diversos meios de comunicação escrita: livros, revistas, brochuras e rede informática global. Com ou sem conhecimento inicial dos proprietários, as menções nesses meios variam desde breve divulgação a relatos mais extensos (escritos e/ou fotográficos) de características arquitectónicas e artísticas da Casa de Rosende e Capela de N. S^a do Alívio; por vezes outras referências são de cariz museológico associadas ao conceito de arqueologia rural. Destacam-se pela importância do meio envolvido ou pelo conteúdo e

extensão das intervenções: (LEMA, 1992), (Anégia Editores, 1995), (Jornal de Notícias, 1996) e (Barros, 2002).

Para além do seu valor como património arquitectónico deificado (Dinis, 198) e classificado a capela encerra, desde a sua fundação no século XIX, elementos artísticos e estéticos que interessa preservar, não só numa perspectiva particular mas principalmente numa perspectiva nacional (portanto municipal) cultural, religiosa, histórica e turística.

Neste património artístico e estético destaca-se um extenso altar em talha mista (pintado, dourado e com aplicações em alto relevo) no alçado norte e numerosos frescos religiosos pintados sobre estuque de gesso. O tecto é uma abóbada cilíndrica de estuque de gesso sobre fasquio, com belos frescos na cúpula e 6 frescos votivos nas arcadas laterais (figura 2.2).. As faces inferiores das paredes laterais (de nascente e poente) possuem também 2 extensos e raros frescos votivos, em harmonia com os já referidos na abóbada.



Fig.2.2- Pinturas da arcada-lateral nascente da capela de N.Srª do Alívio

A face inferior da parede frontal possui menos frescos, face as suas menores áreas constituintes, e constitui também a zona de maior concentração e importância (tamanho) das fissurações macroscópicas observadas.

2.3. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

2.3.1. LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO DA ESTRUTURA

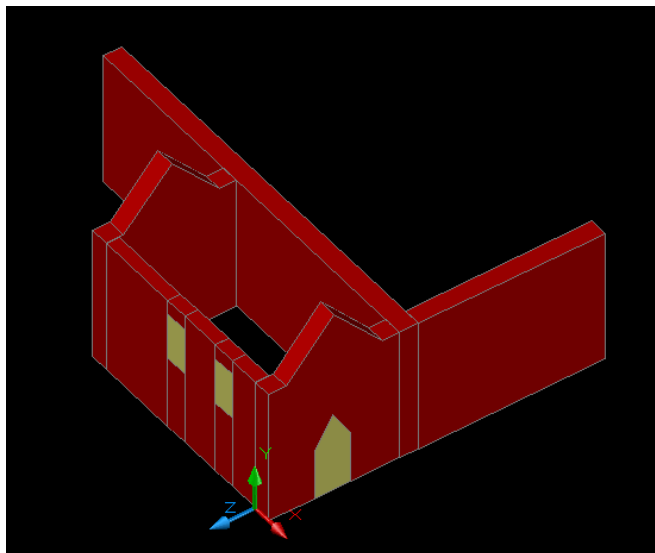


Fig.2.3- Imagem tridimensional da capela

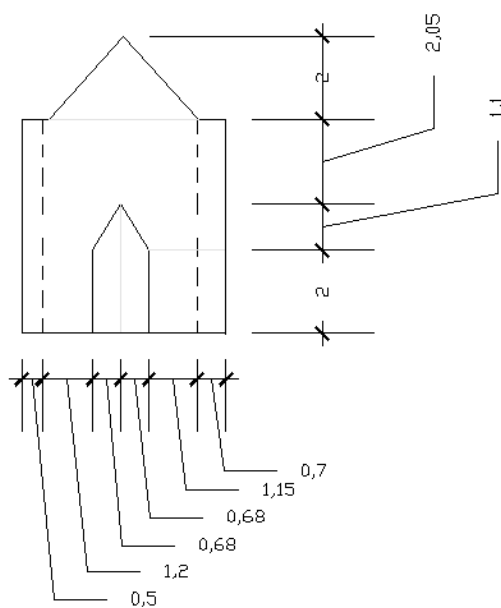


Fig.2.4- alçado da capela

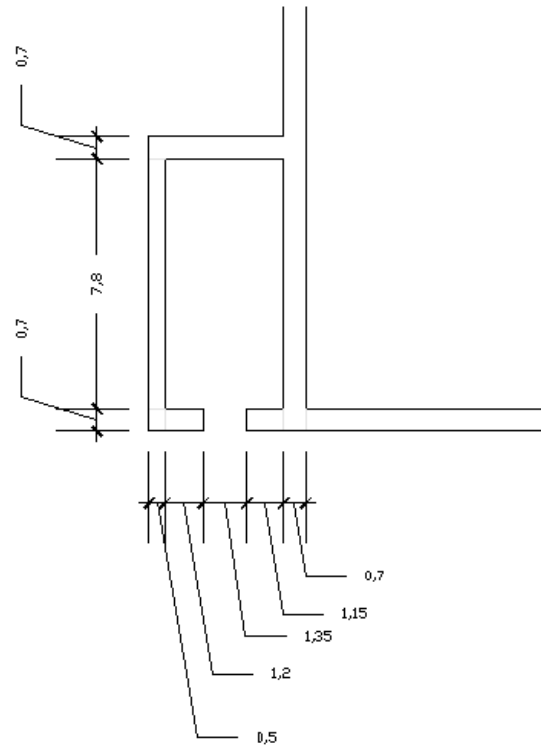


Fig.2.5- planta da capela

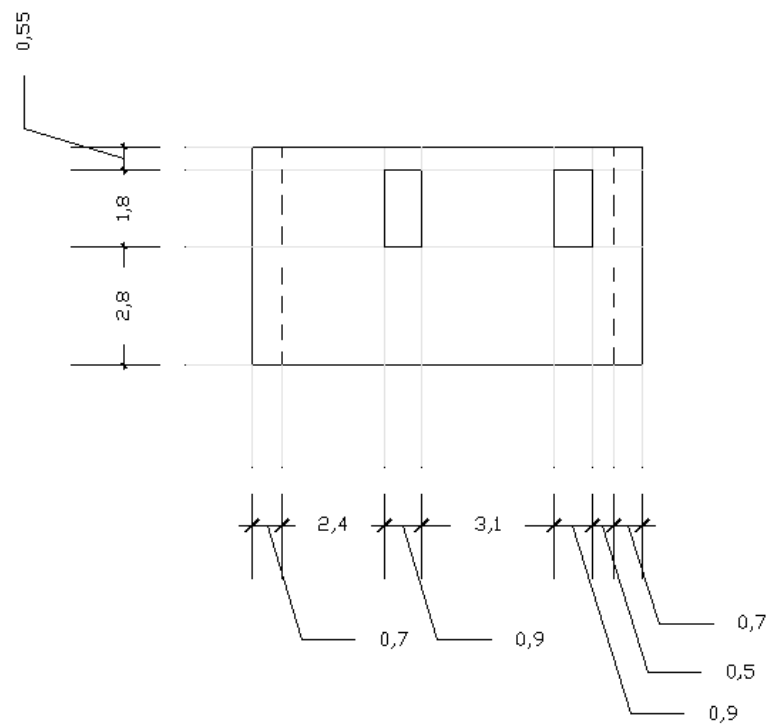


Fig.2.6- corte lateral da capela

2.3.2. DESCRIÇÃO DA CAPELA

Trata-se de uma capela com área aproximada de 30 m². As paredes são de alvenaria rebocadas em ambas as faces. A parede paralela à estrada tem uma espessura de 0,5 metros e é constituída por duas janelas (fig. 2.3 a 2.6). As restantes paredes têm uma espessura de 0,7 metros.

As paredes frontal e traseira encontram-se encastradas no muro da casa, dado que datam de diferentes épocas e apresentam pequenas micro fissuras.

Relativamente às aberturas laterais verificou-se interiormente que a forma ogival das janelas era apenas decorativa e não estrutural, devido à sua reduzida largura do arco face à espessura elevada da parede.

Os três muros da capela são suportados por lintéis de 0,45 metros de altura, 0,7 de largura e 0,8 metros de comprimento, o que permite obter elevadas resistências e deslocamentos reduzidos devido às suas grandes dimensões.

Por observação, a primeira fiada da capela da parede comum à casa Rosende é formada exclusivamente por pedras únicas de um metro de altura que ocupam a largura total da parede. A partir desta altura a alvenaria é formada por blocos de 30 cm de altura alternando entre pedra única e duas pedras ao longo da largura da parede por fiada.



Fig.2.7- Vista exterior das janelas da fachada lateral da capela de N.Srª do Alívio



Fig.2.8- Vista interior da janela da fachada lateral da capela de N.Srª do Alívio

2.4. INÍCIO DA DEGRADAÇÃO ESTRUTURAL

O conjunto de dados temporais agora relatados, meteorológicos/hídricos e de tráfego municipal, resultam de informações prestadas pelos proprietários da Casa de Rosende e de dados recolhidos dos moradores nos extensos lugares de Rosende e Barreiras, à Raimonda.

Por razões associadas à inexistência de uma rede pluvial em diversos lugares da Raimonda, águas pluviais drenadas dos lugares de Cascalheira e Barreiras (a nascente de Rosende) começaram no final da década de 1980'a ser indevidamente lançadas em 2 artigos urbanos e numa bouça em Barreiras. Uma vez atravessados estes artigos, as águas pluviais e todo o transporte sólido associado (areia, areão, godo, e inúmeros detritos sólidos de vários tipos e origens) acabam por ser conduzidas para um rego bicentenário de águas de rega (de lima) de 2 consortes, entre o tanque-fonte das Manchas e Rosende. A degradação das actividades agrícolas tradicionais e a actualmente inexistente água de rega em fins de primavera verão, levaram um dos dois consortes a desinteressar-se há já bastantes anos pelo uso do referido rego, ficando o consorte restante com todos os encargos e direitos, associados a manutenção e limpeza de regos de águas de rega, e também indevidamente todas as águas pluviais atrás referidas e detritos sólidos de origem social.

Em dias normais de pluviosidade estas águas são drenadas para o topo SE do Campo da Porta em Rosende, e face à sua declividade são utilizadas como águas de rega de lima deste campo agrícola.

Em dias de elevada pluviosidade os volumes de água (e do transporte sólido referido) conduzidos excedem a capacidade do rego bicentenário, provocando o seu transbordo em grandes quantidades líquidas e sólidas que acabam por invadir toda a estrada municipal junto à Casa de Rosende e capela anexa, por ser a parte de cota inferior da estrada neste local.

É frequente o elevado volume de sólidos acabar por obstruir os 4 pontos possíveis de escoamento excepcional, e a partir deste instante a água acaba por subir em Rosende canalizada e retida pelos muros adjacentes quer do jardim e capela da Casa de Rosende quer do campo da Porta. Nestes casos o próprio jardim frontal à Casa de Rosende é parcialmente inundado pela água que passa pela parte superior dos portões, tendo várias vezes a água entrado pela porta da capela e inundado o seu fosso sob o soalho. Estas situações extremas mas todavia ainda frequentes até 1996/97, correspondem a uma subida das águas ‘emparedadas’ em Rosende da ordem dos 20 a 40 cm acima do piso da estrada municipal.

Durante a sua ocorrência o tráfego não é possível, e quando a pluviosidade cessa a drenagem natural desta situação local demora cerca de meio dia a um dia, consoante a duração do período de pluviosidade extrema.

Note-se que a drenagem torrencial destes elevados volumes de água (e sólidos) através da parte do campo da Porta imediatamente frontal à Casa de Rosende (conforme foi irresponsavelmente sugerido por alguns condutores e até solicitado por alguns representantes autárquicos), para além de inutilizar a cultura arvense anual e a aptidão agrícola a curto e médio prazo nesse local, destruiria por desgaste rápido de uma só vez parte do talude de contenção de toda a Casa de Rosende localizada no Campo da Porta. Neste caso os problemas de estabilidade global (ou de conjunto) do complexo urbano da Casa de Rosende seriam indubitavelmente muito mais graves. De facto as águas em turbilhão de uma cheia repentina podem arrastar consigo o solo (criando desmoronamentos significativos de terra) e causar danos humanos e materiais (ao pôr em perigo pessoas e bens).

O início da fissuração nas paredes da Capela constituído por múltiplas arborizações decimimétricas foi justificado por uma casuística de assentamentos devidos a sobreelevações do nível freático pelas infiltrações superficiais anómalas anteriormente descritas.

2.5. AGRAVAMENTO DA DEGRADAÇÃO ESTRUTURAL

A partir de 1995, com o início do desenvolvimento de uma unidade de Turismo em Espaço Rural (TER) na Casa de Rosende, o proprietário procurou desenvolver várias iniciativas no sentido de minimizar causas e efeitos estruturalmente destrutivos na Capela e na própria Casa de Rosende, que

entretanto continuavam a evoluir negativamente. De facto o canto SW da arcada lateral da abóbada ruiu em Setembro de 1995, numa pequena área local de 900 cm^2 ($30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$).

Esta degradação estrutural dum canto da abóbada (fig 2.9), numa zona ainda não muito representativa ou rica em frescos votivos, acabou por despoletar uma preocupação permanente dos proprietários em medidas preventivas e activas de minoração de degradação continuada, da qual não são responsáveis.



Fig.2.9 – Pinturas da abóbada -berço da capela de N.Sr^a do Alívio

Como todas as iniciáticas individuais e colectivas (dos residentes do extenso local de Rosende) se revelaram (incompreensivelmente) sistematicamente infrutíferas, e face ao aumento notório de tráfego de pesados e do tráfego automóvel a elevadas velocidades (altamente prejudicial para a estabilidade estrutural das edificações centenárias) ao longo da estrada municipal.

É importante realçar que as medições das fissuras [1] já são do ano de 2002. Com o crescente desenvolvimento da área metropolitana do Porto, este tráfego aumentou a sua intensidade e consequentemente as fissuras nos frescos da capela.



Fig. 2.10 – Capela de N.Srª do Alívio e via de tráfego

3

ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA

3.1. INTRODUÇÃO

Actualmente, a análise estrutural é feita usando programas comerciais de elementos finitos, que contém elementos para quase todas as aplicações.

A exactidão dos resultados obtidos, vai depender sobretudo dos erros cometidos na quantificação das acções que actuam na estrutura e dos erros na utilização do software por parte do utilizador, nomeadamente na introdução de dados.

Tendo em conta que a maioria das acções são ambientais, nas acções com uma distribuição, duração e magnitude aleatórias os seus valores exactos nunca serão conhecidos. Para chegarmos à maior exactidão possível da análise estrutural, serão usadas as melhores aproximações possíveis para as cargas extremas que actuam na estrutura.

Para além do pré-esforço, as cargas que actuam na estrutura são as mesmas que actuam em qualquer outra estrutura convencional. Contudo, é conhecido que as cargas não uniformes são mais perigosas para estruturas de cabos do que as uniformes, sendo importante determinar as cargas verdadeiras que actuam na estrutura. Tendo estas estruturas uma forma pouco usual, e sendo estruturas com pouco peso em relação à sua escala, a determinação das cargas verdadeiras que actuam na estrutura torna-se uma tarefa difícil. A acrescentar a esta dificuldade está o facto de praticamente não existir um guia prático disponível nos regulamentos para este tipo de estruturas.

De seguida serão enumeradas as acções que actuam na estrutura em estudo e descritos os métodos usados na determinação dessas cargas e por fim serão quantificadas as acções para a estrutura em estudo.

3.2 ACÇÃO SÍSMICA

3.2.1 INTRODUÇÃO

Uma outra acção importante que tem que ser considerada em certas partes do mundo é a acção dos sismos.

Até sismos de pequena intensidade podem levar ao colapso de estruturas rígidas.

Geralmente, a resposta de estruturas a acções dinâmicas é determinada por uma análise de elementos finitos. Análises semelhantes a coberturas de cabos mostraram que estas estruturas têm um reduzido período de vibração.

3.2.2 A NATUREZA DOS SISMOS

Um sismo é provocado por uma libertação brusca de energia, uma parte da qual é dissipada através da irradiação de vibrações que se propagam sob a forma de ondas de diversos tipos. Existem vários fenómenos que podem dar origem a sismos, no entanto, os sismos mais importantes do ponto de vista de engenharia civil, pela sua frequência e intensidade, são os que têm origem tectónica, isto é, são condicionados pela existência de deformações e tensões com carácter global na crosta terrestre, caracterizando-se por serem provocados por uma libertação, através de fenómenos de rotura, de energia de deformação acumulada na crosta pelos movimentos tectónicos, e geralmente ou ocorrem em falhas ou lhes dão origem.

A existência de deformações e tensões na crosta terrestre é explicada pela “ Nova Tectónica Global”, teoria proveniente da “ Teoria Da Deriva Dos Continentes” de Wegener. Segundo a “Nova Tectónica Global” pode supor-se que a crosta terrestre se encontra dividida em placas rígidas que se movem umas em relação às outras. Nas fronteiras entre placas geram-se fenómenos de rotura obviamente muito complexos onde se originam sismos e que influenciam também o estado de tensão existente no interior das placas.

O principal parâmetro que caracteriza um sismo é a Magnitude (de Richter) que está relacionada com a energia elástica da crosta (W) dissipada durante o sismo através da expressão:

$$\log(W) = 11,8 + 15 \times M \quad (3.1)$$

Em que W é expresso em ergs.

As falhas da crosta dão origem à propagação de dois tipos de ondas, as ondas primárias ou de compressão e as ondas secundárias ou de corte, referidas como ondas P e S respectivamente. As ondas P propagam-se a uma velocidade superior em relação às ondas S. Então, se a velocidade dos dois tipos de onda for conhecida, a distância a um ponto de observação pode ser calculada. As ondas P podem propagar-se através de rochas sólidas e da água. As ondas S cortam a rocha lateralmente na direcção perpendicular à direcção de propagação e não se propagam na água.

Quando as ondas P e S alcançam a superfície, ondas de superfície são geradas. Ondas de superfície, como o nome indica, propagam-se apenas na superfície terrestre. As ondas de superfície estão divididas em dois tipos, referidas como ondas Love e ondas de Rayleigh. O movimento das ondas Love é essencialmente o mesmo das ondas S sem a componente vertical. As ondas de superfície propagam-se mais lentamente que as ondas P e S e das ondas de superfície, geralmente as ondas Love propagam-se a uma velocidade superior às ondas Rayleigh.

A possibilidade de aparecerem vibrações sísmicas com características muito diversas torna conveniente, para ordenamento de ideias, que se agrupem conforme o seu potencial para originar riscos de determinados tipos. A classificação de Newmark e Rosenblueth envolve quatro grupos.

- a. Impulsos de curta duração;
- b. Movimentos extremamente irregulares com uma duração moderada;
- c. Movimentos de longa duração com frequências predominantes;
- d. Movimentos que produzem deformações permanentes e de grande escala no terreno.

As vibrações do tipo *a* são constituídas apenas por um único abalo. As acelerações, velocidades e deslocamentos típicos podem ser exemplificados pelos registos da figura 3.1. As vibrações sísmicas características deste grupo ocorrem apenas a pequena distância do foco, em rocha ou terreno firme.

As vibrações do grupo *b* são vibrações extremamente irregulares de duração moderada e são características de locais em terreno firme a distâncias moderadas do foco, não apresentando geralmente uma intensidade predominante numa direcção. A grande maioria das vibrações sísmicas intensas pertence a este grupo e podem ser exemplificadas pela figura 3.2.

As vibrações do grupo *c* caracterizam-se pela existência de uma frequência dominante. Geralmente resultam da passagem de vibrações sísmicas irregulares através de estratos geológicos de terrenos pouco rígidos, neles originando oscilações de regime quase linear. Estas vibrações podem ser exemplificadas pela figura 3.3.

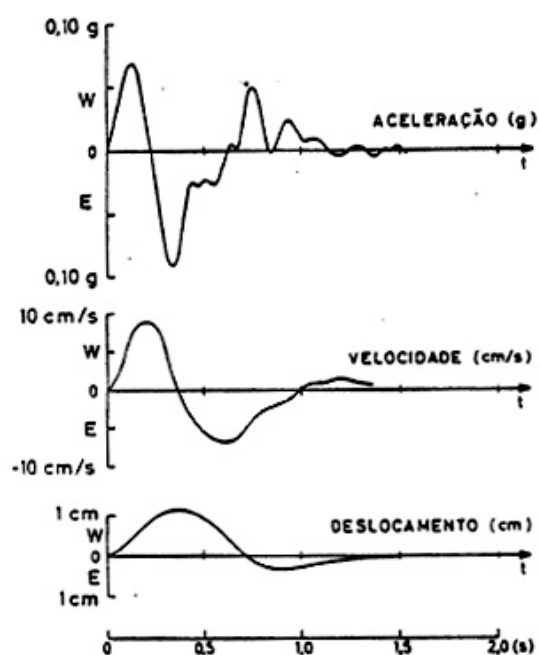


Figura 3.1 – Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18 de Março de 1957. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo a.

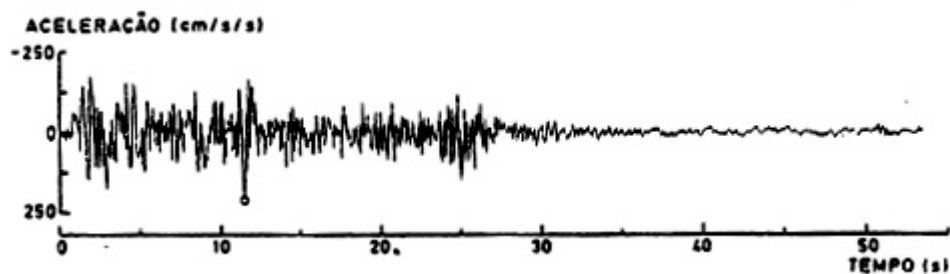


Figura 3.2 – Acelerograma da componente este-oeste das vibrações sísmicas registradas em El Centro em 18 de Maio de 1940. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo b.

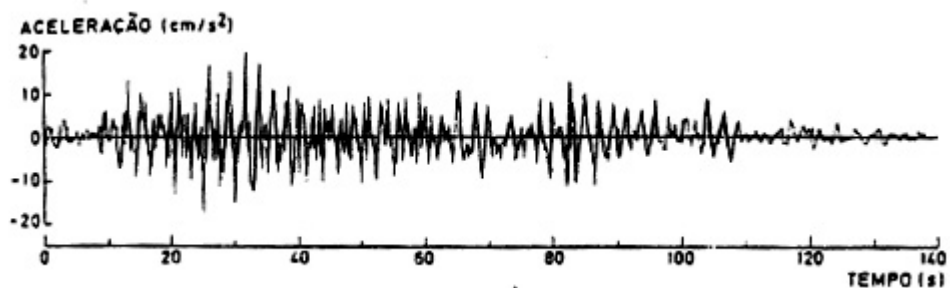


Figura 3.3 – Acelerograma da componente norte-sul das vibrações sísmicas registradas na cidade do México durante o sismo de 6 de Julho de 1964. Exemplo de vibrações sísmicas do grupo c.

A maioria dos sismos dura menos de um minuto. A interacção dos vários tipos de onda com o efeito da refacção e reflexão nas discontinuidades, pode resultar em formas de ondas extremamente complexas. Sismólogos e engenheiros desenvolveram formulas relacionando os principais parâmetros de transmissão dos sismos como a duração e período dominante. Contudo as ondas sísmicas são afectadas pelas condições do solo e pela topografia do terreno. As seguintes regras não quantitativas devem ser lembradas:

- I. O período dominante aumenta com o aumento da magnitude, distância à falha e profundidade do aluvião;
- II. A aceleração de pico aumenta com o aumento da magnitude e da rigidez do solo e diminui com o aumento da distância às falhas;
- III. A duração aumenta com a magnitude;
- IV. O conteúdo do espectro de frequências de um local varia durante a passagem do tremor.

3.2.3 ESPECTRO DE RESPOSTA

O movimento do solo é medido por sismómetros que podem medir o deslocamento ou a aceleração e detectam vibrações muito pequenas. Os resultados dados pelos sismómetros normais são usados primeiramente no estudo dos mecanismos do sismo.

A resposta de um oscilador linear de um grau de liberdade a um acelerador $\ddot{x}_g(t)$ específico pode ser expresso pelo integral de Duhamel:

$$x(t) = \frac{1}{m \times \omega_d} \times \int_0^t \left(-m \times \ddot{x}_g(\tau) e^{(\zeta \times \omega(t-\tau))} \times \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau \right) \quad (3.2)$$

Onde m é a massa do oscilador, ζ é a razão de amortecimento, ω_d é a frequência angular natural amortecida (rad/s), ω é a frequência angular natural (rad/s), t e τ é o tempo.

Se assumir que $\omega_d = \omega$, o que é admissível para pequenos amortecimentos e se registarmos que o sinal negativo em $[-m \times \ddot{x}_g(t)]$ não tem significado real, a equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$x(t) = \frac{1}{\omega} \times \int_0^t (\ddot{x}_g(\tau) \times e^{-\xi \times \omega(t-\tau)} \times \sin \omega_d(t-\tau) d\tau) \quad (3.3)$$

O espectro de resposta do deslocamento é construído calculando a resposta máxima do movimento do solo dado por osciladores de diferentes frequências, mas com o mesmo amortecimento e desenhando a resposta máxima $S_x = x_{\max}$ em função da frequência f ou do período $T = 2\pi/\omega$.

A resposta máxima é calculada pela integração numérica da equação 3.3. Se considerarmos diferentes ξ 's, podemos construir espectros de resposta correspondendo aos vários graus de amortecimento.

O deslocamento máximo também pode ser escrito por:

$$x_{\max} = Sx = \omega S\dot{x} = \omega^2 S\ddot{x} \quad (3.4)$$

Onde $S\dot{x}$ é definido como sendo o pseudo espectro de resposta da velocidade e $S\ddot{x}$ como o espectro de resposta da aceleração.

Os espectros Sx , $S\dot{x}$, $S\ddot{x}$ podem ser desenhados em curvas separadas, mas a relação entre os três espectros torna mais conveniente desenhá-los como é representado na figura 3.4 onde nas ordenadas é representado o logaritmo das pseudo velocidades e nas abscissas é representado o logaritmo do período de vibração. O logaritmo de Sx e $S\ddot{x}$ são representados pelas coordenadas inclinadas a 45° da base.

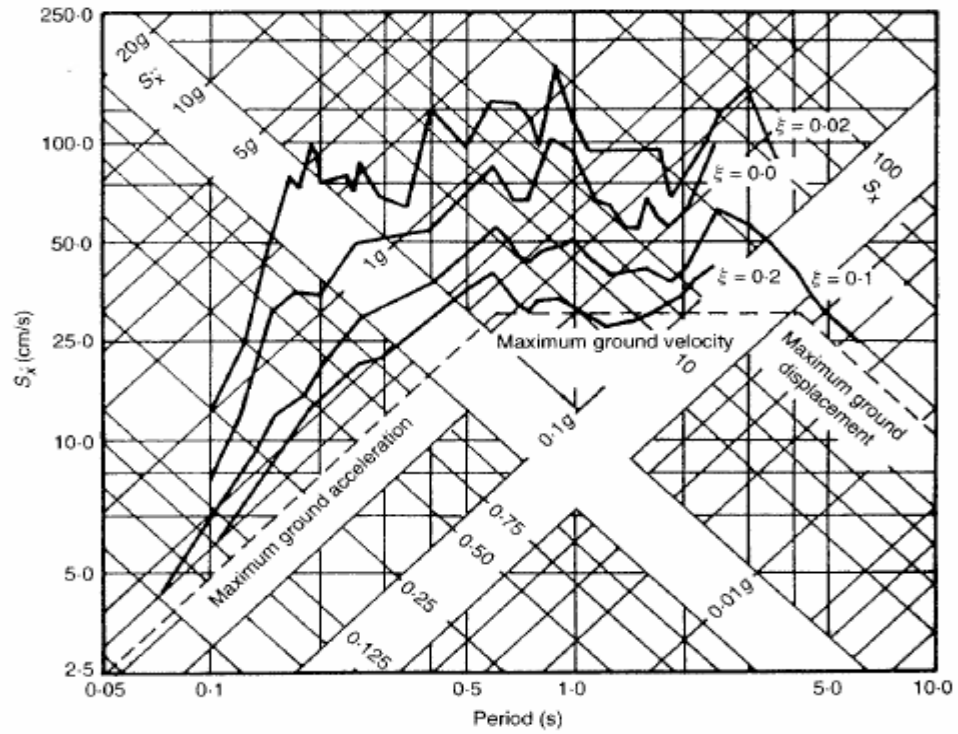


Figura 3.4 – Espectro de resposta para um oscilador de um grau de liberdade para o sismo de 1940 em El Centro.

O tipo de espectros de resposta descritos até agora só é aplicável a estruturas lineares. É contudo possível construir espectros de resposta para osciladores não lineares com determinado grau de não linearidade usando um processo iterativo, tal como a equação incremental de movimento onde a rigidez é actualizada no fim de cada iteração. Se usarmos a equação de Newmark, o deslocamento para um oscilador com uma dada não linearidade e amortecimento e para um acelerograma específico pode ser determinado usando a seguinte equação:

$$\left(K(x) + \frac{2}{\Delta t} \times C + \frac{4}{\Delta t^2} \times M \right) \times \Delta x = M \times \left(\Delta \ddot{x}_g + \frac{4}{\Delta t} \times \dot{x}(t) + 2 \times \ddot{x}(t) \right) + 2 \times C \times \dot{x}(t) \quad (3.5)$$

Onde, $\Delta \ddot{x}_g$ é a variação da aceleração do solo durante o intervalo de tempo Δt e:

$$X(t + \Delta t) = x(t) + \Delta x \quad (3.6)$$

$$\dot{X}(t) = \frac{2}{\Delta t} - \dot{x}(t) \quad (3.7)$$

$$\ddot{X}(t) = \frac{4}{\Delta t^2} - \frac{4}{\Delta t \times \dot{x}(t)} - \ddot{x}(t) \quad (3.8)$$

E, $K(x)$ é a rigidez na amplitude $x(t)$, C é o coeficiente de amortecimento (usualmente assume-se constante) e M é a massa do oscilador.

A frequência natural de vibração varia com a amplitude da vibração, onde:

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{K(x)_{x \rightarrow 0}}{M}} \quad (3.9)$$

Quando se usa espectros de resposta é importante que estes sejam construídos a partir de registos de sismos ou da geração de histórias do sismo que contém a frequência dominante do solo da parte mais forte do movimento do sismo. Isto deve-se ao facto de a resposta da estrutura ser consideravelmente maior quando um dos principais modos de frequência é próximo ou igual à frequência dominante do solo.

3.2.4 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA PRESENTES NA REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL A PORTUGAL

Em Portugal a regulamentação utilizada que aborda o dimensionamento sísmico de estruturas é o regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA) e o eurocódigo 8.

3.2.4.1. REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS (RSA)

Para efeitos da quantificação da acção sísmica o RSAE divide o território nacional em quatro zonas, que por ordem decrescente de sismicidade são designadas por zona A, B, C e D. A delimitação

dessas zonas é dada na figura 3.5. Estas zonas foram estabelecidas a partir de estudos de sismicidade recentes.

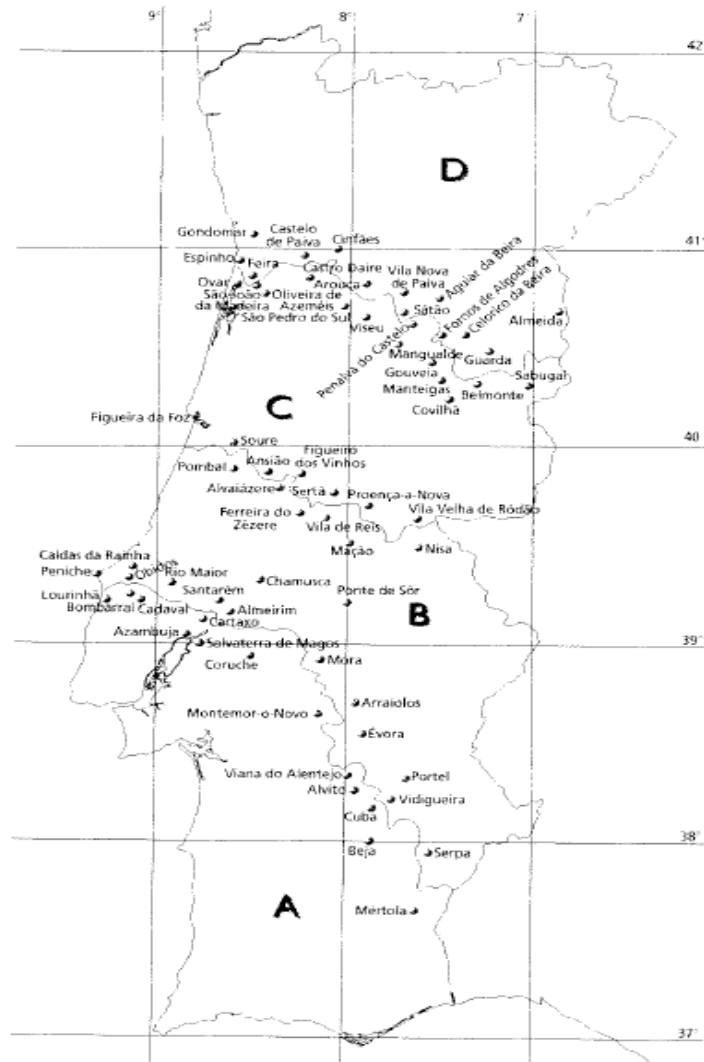


Figura 3.5 – Zonamento do território continental

Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona e da natureza do terreno do local de implantação do edifício.

A influência da sismicidade é dada por um coeficiente de sismicidade α que é dado no quadro 3.1 para as diferentes zonas sísmicas.

Quadro 3.1 – Valores do coeficiente de sismicidade α

Zona sísmica	α
A	0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Quanto à natureza do terreno estes são considerados de três tipos:

- Tipo I – Rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III – Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Segundo o RSA, em geral apenas é necessário considerar no dimensionamento sísmico as componentes horizontais da acção dos sismos, sendo apenas necessário considerar as componentes da acção sísmica verticais em estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nesta direcção.

A determinação dos efeitos da acção sísmica deve ser efectuada por métodos de análise dinâmica. O RSA admite que na aplicação dos métodos de análise dinâmica as estruturas têm comportamento linear e posteriormente podem corrigir-se os resultados obtidos dividindo-os por coeficientes de comportamento que dependem do tipo de estruturas e das suas características de ductilidade.

A quantificação da acção sísmica pode ser feita por meio de espectros de resposta médios relativos às componentes horizontais do sismo. Estes espectros médios são dados no RSA para a zona A e para os três tipos de terreno e para as acções sísmicas do tipo 1, que representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, a para acções sísmicas do tipo 2, que representa um sismo de maior magnitude e uma maior distância focal.

A acção dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, sendo cada elemento do conjunto um movimento vibratório, variável de ponto para ponto, e provocado pela passagem das ondas dos tipo P, S, Rayleigh e de Love; em cada ponto este movimento é uma amostra com uma dada duração (10 segundos para a acção sísmica do tipo 1 e 30 segundos para a acção sísmica do tipo 2) de um processo estocástico vectorial gaussiano estacionário.

Os espectros usados para o cálculo da acção sísmica dados no RSA são os das figuras 3.6, 3.7, 3.8. Para se obter os restantes espectros para as outras zonas sísmicas deverão multiplicar-se as ordenadas destes espectros pelos coeficientes de sismicidade respectivos.

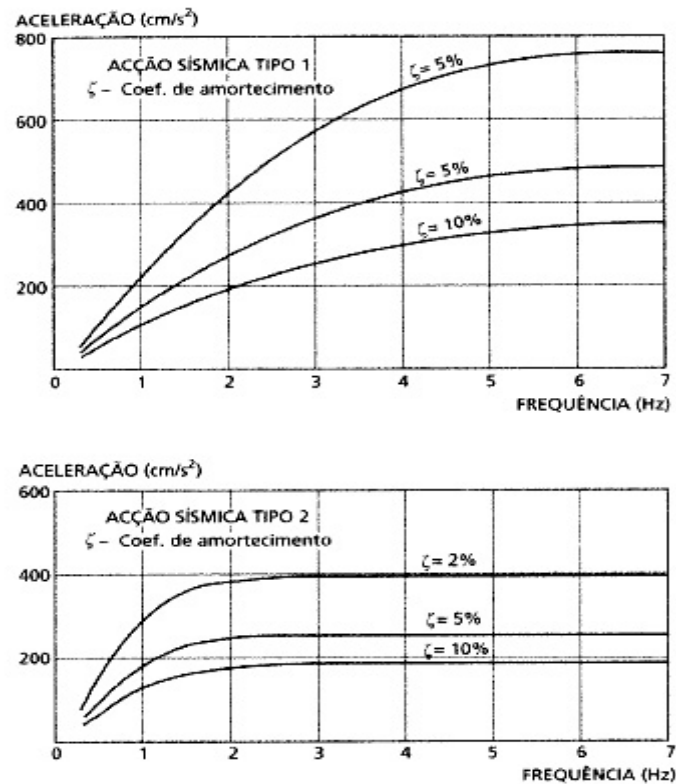


Figura 3.6 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo I

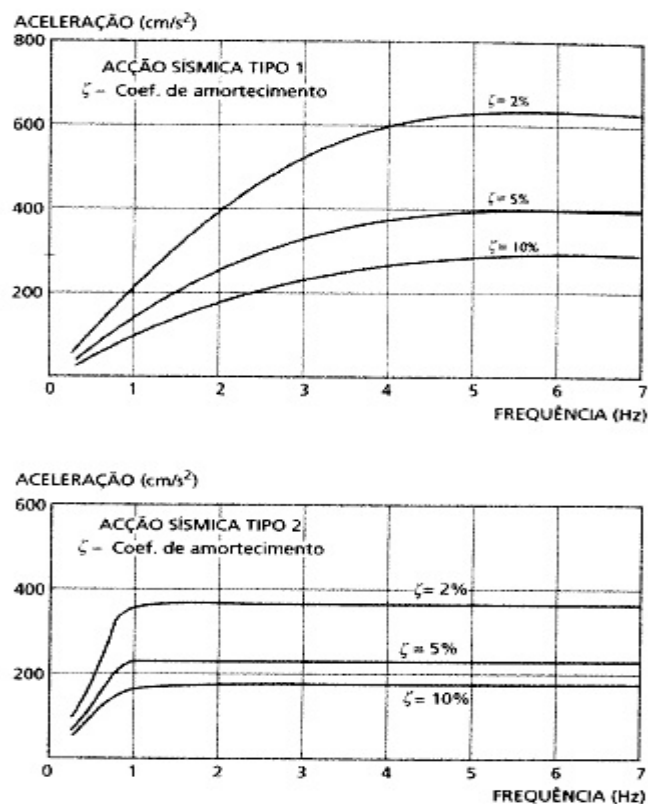


Figura 3.7 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo II

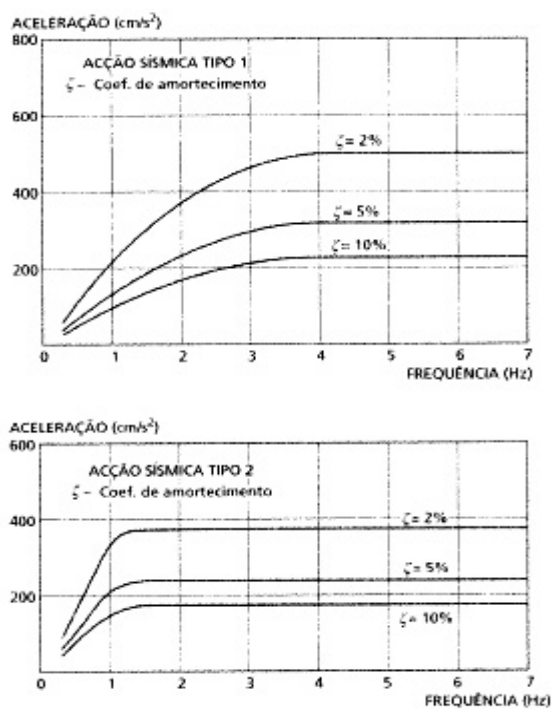


Figura 3.8 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo III

3.2.4.2 EUROCÓDIGO 8 (EC8)

“Na Eventualidade da ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes”

O Eurocódigo 8 aplica-se ao projecto e à construção de edifícios e de obras de engenharia civil em regiões sísmicas e tem por finalidade assegurar que, em caso de ocorrência de sismos [2];

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais.

Dada a natureza aleatória dos sismos e as limitações dos recursos disponíveis para fazer face aos seus efeitos, a realização destes objectivos só é parcialmente possível e é apenas mensurável em termos probabilísticos.

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projectadas e construídas para que sejam satisfeitos os seguintes requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso
- Requisito de limitação de danos.

No requisito da não ocorrência de colapso a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.

No requisito da limitação de danos, a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da acção sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os custos da própria estrutura.

- COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

A diferenciação das fiabilidades referidas faz-se classificando as estruturas em diferentes categorias de importância. A cada categoria de importância é atribuído um coeficiente de importância. Este coeficiente é determinado de forma a corresponder a um valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno de referência do sismo. Os coeficientes de importância definidos no EC8 são os dados no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Categorias de importância e coeficientes de importância para os edifícios.

Categoria de importância	Edifícios	Coeficiente de importância γ_I
I	Edifícios cuja integridade durante um sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1,4
II	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo, escolas, grandes salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
III	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1
IV	Edifícios de menor importância para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.	0,8

Para efeitos de cálculo da acção sísmica segundo o EC8, o território nacional está dividido em diferentes regiões sísmicas de acordo com a figura 3.10 dependendo da casualidade sísmica local descrita pelo valor da aceleração máxima nominal na base (a_g) em rocha ou solo rijo. O valor de cálculo da aceleração na base corresponde a um período de retorno de referência de 475 anos e os valores de a_g são dados no quadro 3.3.

- ZONAS SÍSMICAS

De acordo com a NP EN 1998-1, e o actual documento Nacional em vigor (RSA), são considerados dois cenários de sismicidade: sismo afastado (interplacas) e sismo próximo (intraplacas).

O zonamento teve em conta estudos recentes de avaliação da perigosidade sísmica, a qual é possível visualizar na figura seguinte, para um período de retorno de 475 anos.

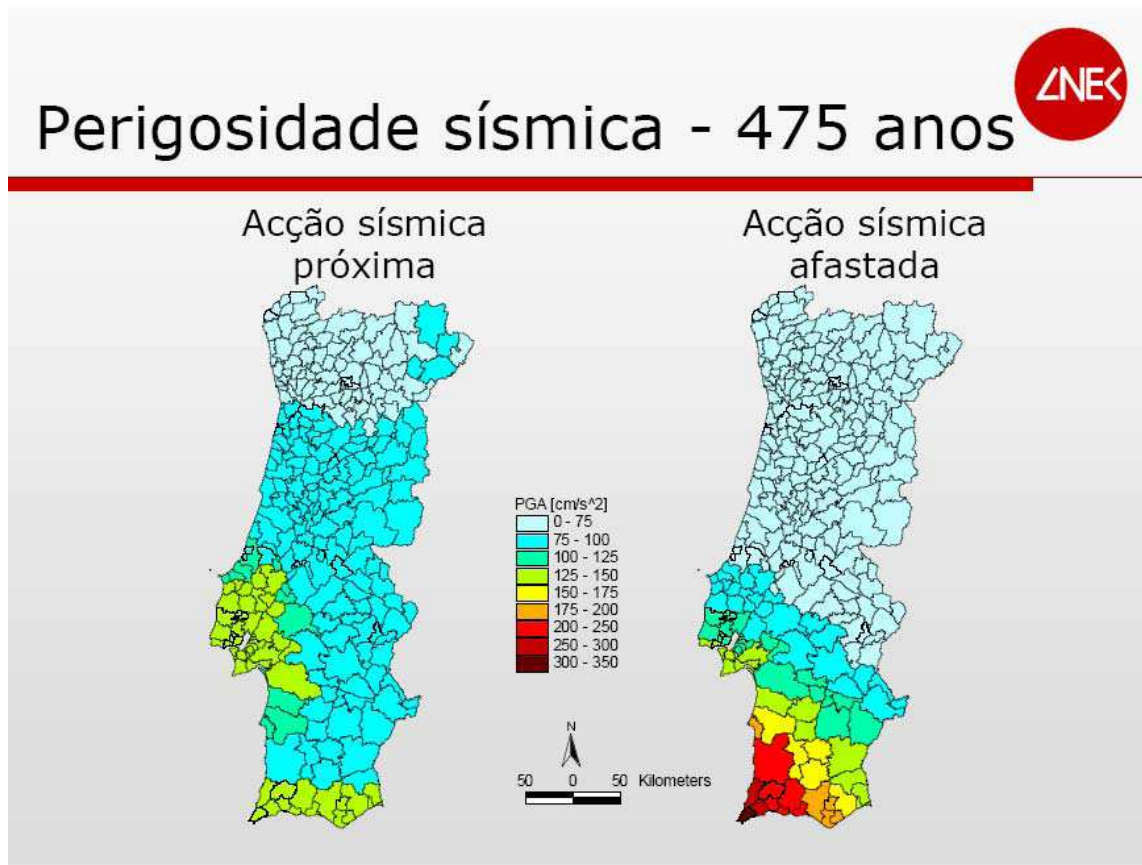


Figura 3.9– Acção sísmica interplacas à esquerda e intraplacas à direita

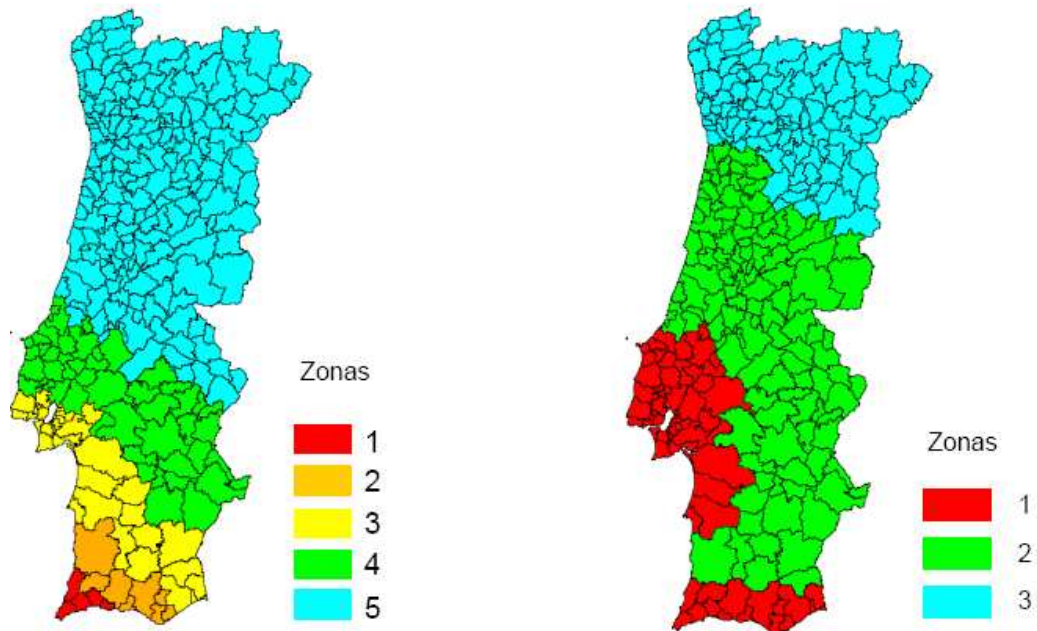


Figura 3.10 - Zonamento: sísmico afastado (interplacas), à esquerda e sísmo próximo (intraplacas), à direita.

Quadro 3.3 Valores de a_g a considerar para Portugal de acordo com a NP EN 1998-1

Zona sísmica	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplacas
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

No eurocódigo 8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é geralmente representado por um espectro de resposta elástico da aceleração na base. Em Portugal, para representar adequadamente a casualidade sísmica, devem ser consideradas duas acções sísmicas, a acção sísmica tipo 1 e a acção sísmica tipo 2, definidas de acordo com o exposto no ponto 3.2.4.1. O movimento sísmico pode ser igualmente representado por espectros de potência ou por representações temporais [3].

- ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO

O espectro de resposta elástico $Se(T)$ para o período de retorno de referência é definido de acordo com a figura 3.11 e de acordo com a classe do solo dada pelo quadro 3.4 sendo os parâmetros da figura dados pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B; \quad Se(T) = a_g \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right) \quad (3.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C; \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (3.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D; \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (3.12)$$

$$T_D \leq T < 4s; \quad Se(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right) \quad (3.13)$$

Em que:

- $Se(T)$ é a ordenada do espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g é o valor de calculo da aceleração na base para o período de retorno de referencia;
- T_B, T_C são os limites do ramo da aceleração espectral constante;
- T_D é o valor definindo o início do ramo de deslocamento constante do espectro;
- S é o parâmetro de caracterização do solo;
- η é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, com valor de referencia $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso e dado por:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (3.14)$$

Em que ξ é o valor do amortecimento viscoso da estrutura.

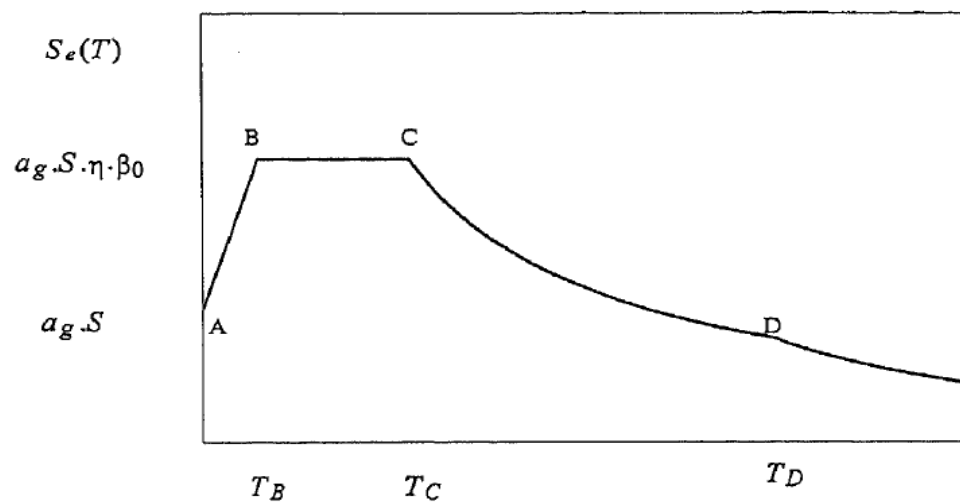


Figura 3.11 – Espectro de resposta elástico.

Quadro 3.4 – Classes do solo

Classe de solo	Descrição das características estratigráficas	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	NSPT	Cu (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica que inclui no máximo 5m de material mais fraco à superfície	800	-	-
B	Depósitos rígidos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos soltos de solo não coesivo, com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas. Depósitos em solo predominantemente coesivos de fraca ou média consistência.	<180	<15	<70
E	Solo constituído por uma superfície aluvionar com valores de V_s do tipo C ou D e espessura que varia entre cerca de 5m e 20m, sustentado pela rigidez do material com $V_s > 800$.	-	-	-
S1	Depósitos consistindo ou contendo camadas de pelo menos 10m de espessura, com argilas moles / siltes com índice de plasticidade alto ($IP > 40$) e alto teor em água	<100 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos liquidificáveis com argilas sensíveis, ou qualquer outro tipo de solo não incluído nas classes A a E e S1	-	-	-

Em que $V_{s,30}$, que aparece no quadro 3.4, é a velocidade das ondas de corte dadas por:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.15)$$

Onde h_i e v_i denotam a espessura (em metros) e a velocidade da onda de corte na camada i num total de N camadas que existem até 30m de profundidade. NSPT é o número de pancadas do ensaio geológico de caracterização do solo designado de ensaio SPT e C_u é a resistência não drenada do solo.

Os valores dos parâmetros a utilizar no calculo do espectro de resposta elástico são os dados no quadro 3.5 para as classes do solo A, B, C e D.

Quadro 3.5: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Portugal

Tipo de terreno	Espectro Tipo 1 (Sismo interplacas)								Espectro Tipo 2 (Sismo interplacas)			
	Zona 1 (250cm/s ²)		Zona 2 (200cm/s ²)		Zona 3 (150cm/s ²)		Zona 4 e 5 (100/50cm/s ²)		Zona 1 (170cm/s ²)		Zona 2 e 3 (110/80cm/s ²)	
	$\underline{S}$	T_c	S	T_c	S	T_c	S	T_c	S	T_c	S	T_c
A	1	0,6 (0,4)	1	0,6 (0,4)	1	0,6 (0,4)	1	0,6 (0,4)	1	0,25	1	0,25
B	1,2	0,6 (0,5)	1,2	0,6 (0,5)	1,2	0,6 (0,5)	1,3 (1,2)	0,6 (0,5)	1,35	0,25	1,35	0,25
C	1,3 (1,15)	0,6	1,4 (1,15)	0,6	1,5 (1,15)	0,6	1,6 (1,15)	0,6	1,5	0,25	1,6 (1,5)	0,25
D	1,4 (1,35)	0,8	1,6 (1,35)	0,8	1,8 (1,35)	0,8	2,0 (1,35)	0,8	1,8	0,3	2,0 (1,8)	0,3
E	1,4	0,6 (0,5)	1,5 (1,4)	0,6 (0,5)	1,7 (1,4)	0,6 (0,5)	1,8 (1,4)	0,6 (0,6)	1,6	0,25	1,8 (1,6)	0,25

O deslocamento máximo na base pode ser estimado, salvo indicação em contrario decorrente de estudos especiais baseados na informação disponível, pela seguinte equação:

$$d_g = 0,04 \times a_g \times S \times T_c \times T_D \quad (3.16)$$

Sendo os valores de a_g , T_c , T_D , e S dados no quadro 3.5

A capacidade dos sistemas estruturais para resistirem às acções sísmicas no domínio não linear permite geralmente que o seu dimensionamento seja feito para forças inferiores às correspondentes a uma resposta elástica linear.

- ESPECTRO DE CÁLCULO

Para evitar a realização explícita de análises estruturais não lineares no projecto, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, principalmente através do comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta efectuando-se uma análise linear baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao da resposta elástica, o qual é designado por “espectro de calculo”.

O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas mínimas que podem ser utilizadas no projecto, com um modelo linear convencional, e que ainda assegurem uma resposta satisfatória da estrutura.

O espectro de calculo $S_d(T)$, normalizado pela aceleração da gravidade g , é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(t) = ag \times S \times \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (3.17)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(t) = ag \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (3.18)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(t) = \left\{ \begin{array}{l} ag \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \times ag \end{array} \right\} \quad (3.19)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(t) = \left\{ \begin{array}{l} ag \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_c \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times ag \end{array} \right\} \quad (3.20)$$

Sendo:

- $S_d(T)$ a ordenada do espectro de calculo normalizado por g;
- $ag = \gamma I a_{gR}$
- β limite inferior do espectro
- q o coeficiente de comportamento

Os valores das ordenas espectrais da componente vertical da acção sísmica devem ser obtidos, independentemente do período em causa, multiplicando por 0,7 os valores correspondentes às componentes horizontais.

A componente vertical da acção sísmica deve ser considerada nos seguintes casos:

- Elementos estruturais horizontais ou quase horizontais vencendo vãos iguais ou superiores a 20m;
- Componentes em consola horizontais ou quase horizontais;
- Vigas suportando pilares.

Os efeitos da componente vertical só têm que ser tidos em conta para os elementos em consideração e para os elementos de apoio ou as subestruturas com eles directamente associadas.

Este espectro de cálculo não é adequado para projectos de estruturas com isolamento da base ou com sistemas de dissipação de energia.

3.2.4.3. CÁLCULO DAS ACÇÕES SOBRE EDIFÍCIOS

O EC8 [4] também apresenta representações alternativas da acção sísmica, sendo elas as seguintes:

- Representação por espectro de potência;
- Representação temporal;
- Modelo espacial da acção sísmica.

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do solo pode ser dado por um espectro de potência definido como sendo um processo aleatório, isto é, a função de densidade espectral de potência do processo de aceleração associado a uma certa duração consistente com a magnitude e outras características relevantes do sismo.

O movimento sísmico pode igualmente ser representado em termos da evolução temporal da aceleração na base e das variáveis relacionadas, nomeadamente, a velocidade e o deslocamento. Quando é necessário um modelo espacial, o movimento sísmico deve consistir de três acelerogramas actuando em simultâneo. O mesmo acelerograma não pode ser utilizado simultaneamente ao longo das duas direcções horizontais. Dependendo da natureza da aplicação e da informação efectivamente disponível, a descrição do movimento sísmico pode ser feita utilizando acelerogramas artificiais gerados de modo a corresponderem ao espectro da resposta elástica, ou acelerogramas registados ou simulados através de uma simulação física dos mecanismos na fonte e da trajectória de propagação.

Os acelerogramas artificiais devem ter uma duração consistente com a magnitude e com outras características dos sismos relevantes para o estabelecimento do valor da aceleração na base. Quando não existem dados específicos disponíveis, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas nas áreas epicentrais devem ser:

- $T_s=10s$ para a acção sísmica tipo 1;
- $T_s=30s$ para a acção sísmica tipo 2.

O número de acelerogramas a utilizar deve ser tal que proporcione uma média estatística estável das quantidades de interesse da resposta. A amplitude e a gama de frequências dos acelerogramas devem ser escolhidos de tal forma que a utilização resulte num nível global de fiabilidade equivalente ao nível inerente à utilização do espectro de resposta elástico.

Quanto aos acelerogramas registados ou simulados só devem ser usados desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismo-genéticas da fonte e às condições do solo relevantes para o local, e os seus valores devem ser escalados relativamente ao valor de $a_g S$ para a zona em consideração.

Uma outra forma da representação do movimento sísmico é utilizando um modelo espacial da acção sísmica. Este modelo deve ser usado para estruturas, com características especiais que não permitam admitir, de forma razoável, a mesma excitação em todos os pontos de resposta. Estes modelos devem ser consistentes com os espectros de resposta elásticos utilizados para a definição básica da acção sísmica.

Na análise estrutural, o modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição da rigidez e da massa para que todos os modos de deformação e forças de inércia significativos sejam

tidos em devida conta sob a acção sísmica considerada. A deformabilidade do solo de fundação deve ser considerada no modelo sempre que influencie de maneira adversa a resposta estrutural. Deve ser igualmente tido em conta, para além da excentricidade nominal, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, os efeitos da torção accidental que são representados por uma excentricidade accidental adicional do centro de massa em relação à sua posição nominal, em cada direcção. Essa excentricidade é dado por:

$$e = \pm 0,05 \times L \quad (3.21)$$

Em que:

- e é a excentricidade accidental da massa do piso em relação à sua posição nominal
- L é a dimensão do piso perpendicular à direcção da acção sísmica.

A análise da resposta dos edifícios à acção sísmica pode ser feita admitindo um comportamento elástico linear da estrutura. O método de referência usado para a determinação dos efeitos sísmicos é o método da análise modal da resposta. Dependendo das características estruturais do edifício, poderá utilizar-se um dos dois tipos de análises seguintes:

- A análise modal simplificada com espectro de resposta;
- A análise multimodal com espectro de resposta.

Alternativamente permitem-se outros métodos de análise tais como:

- Análise por espectro de potência;
- Análise temporal (não linear);
- Análise no domínio da frequência.

A utilização de análises não lineares deve ser devidamente fundamentada relativamente:

- À acção sísmica;
- Ao modelo constitutivo utilizado;
- Ao método de interpretação dos resultados da análise;
- Aos requisitos que devem ser satisfeitos.

A análise modal simplificada com espectro de resposta é aplicável a edifícios que possam ser analisados por dois modelos planos cuja resposta não seja significativamente afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados. A força sísmica de corte na base F_b , para cada direcção principal, é determinada da seguinte forma:

$$F_b = S_d(T_1) \times W \quad (3.22)$$

Em que:

- $S_d(T)$ é a ordenada do espectro de resposta de calculo no período T_1
- T_1 é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento de translação na direcção considerada sendo $T_1 \leq 4 \times T_c$ e $T_1 \leq 2s$
- W é o peso total do edifício.

Para determinar os períodos de vibração fundamentais T_1 dos dois modelos planos do edifício podem ser utilizadas expressões aproximadas baseadas nos métodos de dinâmica estrutural, como por exemplo, o método de Rayleigh. Os efeitos da acção sísmica devem ser determinados nos dois modelos através da aplicação de forças horizontais F_i às massas m_i de todos os pisos, sendo

$$F_i = \frac{F_b \times S_i \times W_i}{\sum S_j \times W_j} \quad (3.23)$$

Em que:

- F_i é a força horizontal que actua no piso i ;
- F_b é a força sísmica de corte na base
- S_i, S_j são deslocamentos das massas m_i e m_j na configuração do modo fundamental
- W_i, W_j são os pesos das massas m_i e m_j .

Quando a configuração do modo de vibração fundamental é simulada por deslocamentos horizontais aumentando linearmente ao longo da altura, as forças horizontais F_i são dadas por:

$$F_j = \frac{F_b \times z_j \times W_j}{\sum z_j \times W_j} \quad (3.24)$$

Em que z_i e z_j são as alturas das massas m_i e m_j acima do nível da aplicação da acção sísmica (fundação). Quanto aos efeitos de torção estes podem ser representados amplificando os efeitos da acção em cada elemento resistente através de um coeficiente δ dado por:

$$\delta = 1 + 0,6 \times \frac{X}{L_e} \quad (3.25)$$

Onde:

- X é a distância do elemento em consideração ao centro do edifício, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica considerada;
- L_e é a distância entre os dois elementos resistentes às cargas laterais mais afastados entre si, medido como a anterior.

A análise multimodal com espectro de resposta deve ser aplicada aos edifícios que não possam ser analisados pelo método da análise modal simplificada com espectro de resposta. Os edifícios que não obedeçam aos critérios de regularidade definidos no EC8 devem ser analisados utilizando um modelo espacial, devendo a acção sísmica de cálculo ser aplicada segundo todas as direcções horizontais relevantes. Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos de torção acidentais podem ser determinados como sendo a envolvente dos efeitos resultantes de uma análise para uma carga estática, constituída por momentos torsores M_i em torno do eixo vertical de cada piso i :

$$M_{li} = e_{li} \times F_i \quad (3.26)$$

Em que:

- M_{li} é o momento tisor aplicado no piso i em torno do seu eixo vertical;
- e_{li} é a excentricidade acidental da massa do piso i ;

- F_i é a força horizontal actuando no piso i para todas as direcções relevantes.

3.3. OUTRAS ACÇÕES

Para além da acção do vento, da neve e dos sismos, existem outras acções actuando sobre a estrutura, sendo elas a acção do pré-esforço, do peso próprio da estrutura e a acção da temperatura ambiente.

Das acções permanentes, o pré-esforço é na maioria dos casos a acção mais importante. A magnitude da força de pré-esforço varia de estrutura para estrutura, mas devido à tensão de relaxação, esta não deve ser superior a 45% da força de rotura do cabo. A perda de tensão no cabo também ocorre devido à fluência da estrutura de apoio, deslizamento dos cabos nos pontos de ancoragem e ao aumento da temperatura.

A acção das variações da temperatura ambiente sobre as estruturas pode ser de dois tipos: variações uniformes ou diferenciais de temperatura.

As variações uniformes correspondem às variações anuais da temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura. As variações diferenciais de temperatura correspondem, por sua vez, às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura. No presente trabalho apenas se considerará as variações diferenciais de temperatura, que dependem das condições climáticas locais e das características térmicas da estrutura.

Serão ainda consideradas, para efeitos de cálculo do edifício em estudo, sobrecargas na cobertura de acordo com o artigo 34 do RSA.

Evidentemente, as diferentes acções (vento, sismos, neve, peso próprio, sobrecarga, pré-esforço, temperatura) actuantes na estrutura não são consideradas separadamente. Deverão ser consideradas combinações de acções, combinações estas especificadas na regulamentação nacional para cada caso de carga.

3.4. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

3.4.1 INTRODUÇÃO

Para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das acções (E_d) devem ser determinados combinando os valores das acções que se consideram poder ocorrer simultaneamente. Cada combinação de acções devem inclui:

- Uma acção variável de base da combinação ou;
- Uma acção accidental.

Quando os resultados de uma verificação dependerem, de forma muito sensível, das variações da intensidade de uma acção permanente de zona para zona da estrutura, as componentes desfavoráveis e favoráveis dessa acção devem ser consideradas como acções individualizadas.

A verificação dos estados limites é feita, no EC0, pelo método dos coeficientes parciais. Quando se utiliza este método deve verificar-se, para todas as situações de projecto, que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam, nos modelos de cálculo, os valores de cálculo das acções ou dos efeitos das acções e das resistências. As acções que, por exemplo, por razões físicas, não podem ocorrer simultaneamente, não devem ser consideradas na mesma combinação. Os valores de cálculo devem ser obtidos utilizando o valor característico, ou outros valores representativos das acções em combinações com os coeficientes parciais. Os estados limites que devem ser verificados são[10]:

- Estados limites últimos;
- Estados limites de utilização.
- As combinações de acções a considerar em estado limite ultimo são:

I. Combinações fundamentais dadas por:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.27)$$

II. Combinações accidentais:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.28)$$

A escolha de $\psi_{1,1}Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1}Q_{k,1}$ deve ter em conta a situação de projecto accidental considerada. As combinações de acções para situações de projecto accidentais devem:

- Envolver uma acção de acidente explícita A (incêndio ou impacto);
- Ou referir-se a uma situação após ocorrência de um acidente (A=0).

III. Combinação sísmica:

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.29)$$

Quanto aos estados limites de utilização, as combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. As combinações a considerar em estados limites de utilização são:

I. Combinação característica:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.30)$$

II. Combinação frequente:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.31)$$

III. Combinação quase permanente:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.32)$$

Os símbolos presentes nas combinações expostas definem-se:

A_d valor de calculo de uma acção de acidente;

A_{Ed} valor de calculo de uma acção sísmica $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$;

A_{Ek} Valor característico de uma acção sísmica;

γ_I coeficiente de importância;

$G_{k,j}$ valor característico de uma acção permanente j;

P valor representativo de uma acção de pré-esforço;

P_k valor característico de uma acção de pré-esforço;

$Q_{k,1}$ valor característico da acção variável de base da combinação 1;

$Q_{k,i}$ valor característico da acção variável acompanhante I;

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial relativo à acção permanente j

$\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial relativo à acção variável i;

ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável;

ψ_1 coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável;

ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma acção variável;

Os valores de $\gamma_{G,i}$ são:

$\gamma_{G,i} = 1$ nos casos favoráveis

$\gamma_{G,i} = 1,35$ nos casos desfavoráveis

Os valores de $\gamma_{Q,i}$ são:

$\gamma_{Q,i} = 1,5$ nos casos desfavoráveis

$\gamma_{Q,i} = 0$ nos casos favoráveis

Os valores de ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 , recomendados para edifícios são os expostos no quadro 3.6.

Quadro 3.6: Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego	0,7	0,7	0,6
Peso dos veículos $\leq 30\text{KN}$			

Categoria G: zonas de tráfego, 30KN ≤ peso dos veículos ≤ 160KN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios			
Obras localizadas a altitude $H > 1000\text{m}$ acima do nível do mar	0,7	0,5	0,2
Obras localizadas a altitude $H \leq 1000\text{m}$ acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Acção do vento em edifícios	0,6	0,2	0
Temperatura em edifícios	0,6	0,5	0

3.4.2 – PARÂMETROS SÍSMICOS E COMBINAÇÕES ANALISADAS PARA O CASO EM ESTUDO

Cada um dos casos de análise é solicitado por seis tipos de sismos diferentes, obtidos a partir da combinação das características do solo (Quadro 3.7), com o tipo de sismo (Quadro 3.8).

Quadro 3.7 – tipos de solos considerados no estudo paramétrico de acordo como o E.C.8

Casos	Classes de solo
Caso c1	Classe A
Caso c2	Classe B
Caso c3	Classe C

Quadro 3.8 – tipos de sismos considerados no estudo paramétrico de acordo como o E.C.8

Casos	Zona sísmica
caso z1	Sismo afastado - Zona 5
Caso z2	Sismo próximo - Zona 3

As combinações dos casos anteriores são transmitidas à estrutura através dos espectros de cálculo, de acordo com o E.C.8 (Gráficos 3.1 e 3.2) visto já no capítulo 3 (3.2.4.2.).

Para o cálculo dos espectros usou-se um ficheiro Excel obtendo-se assim os espectros seguintes:

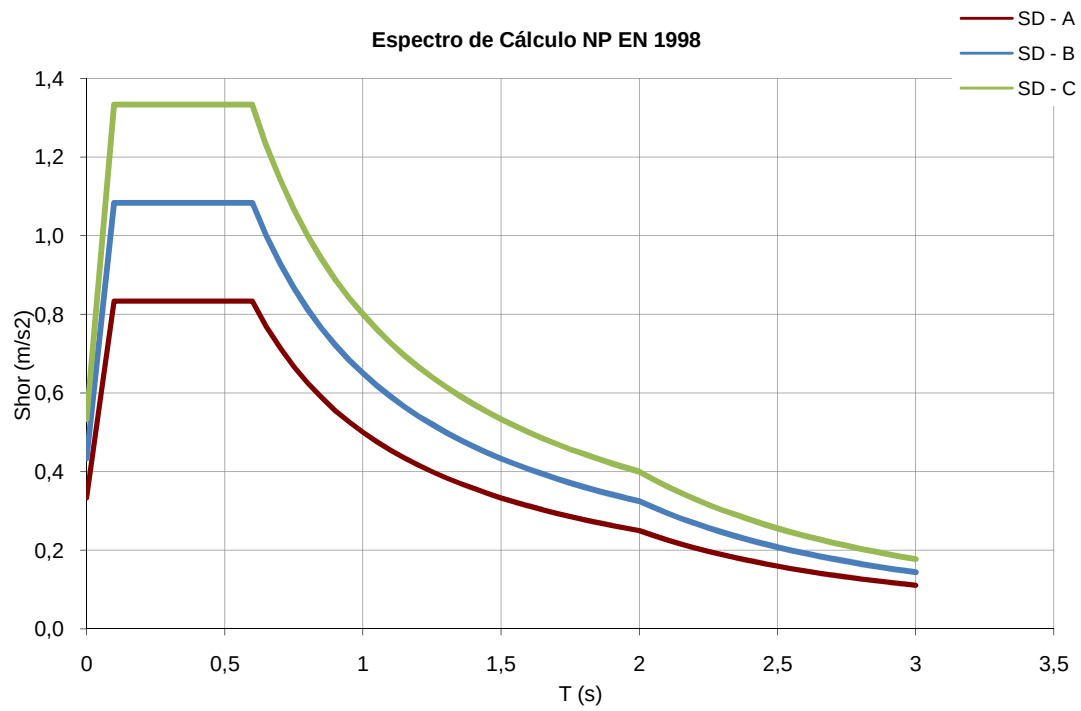


Gráfico 3.1 - Espectro de cálculo tipo 1

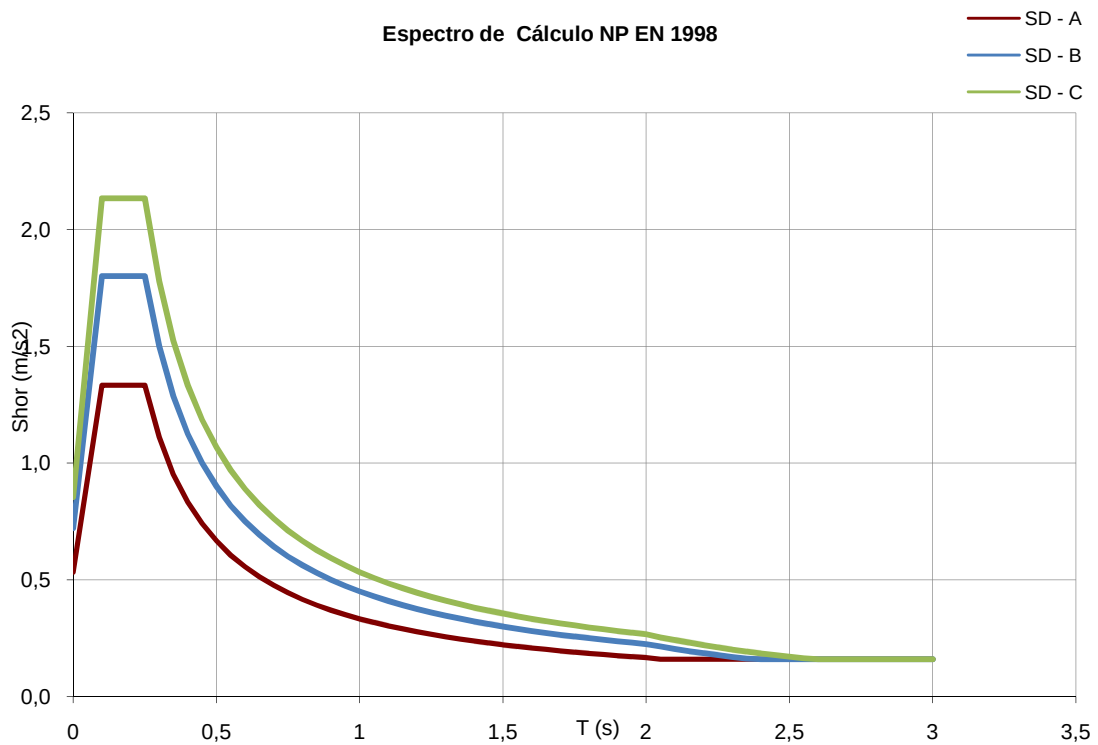


Gráfico 3.2 - Espectro de cálculo tipo 2

Para o coeficiente de comportamento usou-se o valor de 1,5.

De acordo com o Eurocódigo 8, os espectros de cálculo referidos anteriormente são introduzidos no programa SAP 2000 sem coeficientes de majoração, de acordo com a seguinte fórmula, proveniente da secção 3.4.1.:

$$As = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{ED} \quad (3.33)$$

As é combinação de acções que solicita a estrutura sob acção de um sismo; $G_{k,j}$ são as acções permanentes, mais precisamente o peso próprio da estrutura; A_{ED} é a acção sísmica representada em cada um dos seis casos pelos espectros de cálculos.

Efectuando todas as combinações resultam, para cada um dos casos, tal como já foi referido anteriormente, seis combinações de acções em que o As da formula anterior é substituído por “ $Comb_{n,m}$ ” de combinação, obtendo assim a fórmula geral das combinações a tratar:

$$Comb_{n,m} = G_k + A_{n,m} \quad (3.34)$$

Em que n representa o tipo de espectro podendo ser I ou II conforme este for próximo ou afastado respectivamente; m representa o tipo de solo variando de A a C de acordo com a tipo de solo a tratar.

4

ENSAIOS REALIZADOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DA ESTRUTURA

4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

4.1.1 INTRODUÇÃO

A obtenção de parâmetros geomecânicos nos vários tipos de maciços, quer rochosos quer terrosos, tem sofrido desenvolvimento significativo nos últimos anos. Estes parâmetros são imprescindíveis, nas obras de engenharia civil devido à existência de uma grande variedade de solos ao longo do país com características muito específicas.

Actualmente existe um número elevado de ensaios “in situ” e em laboratório que permitem com maior precisão avaliar os parâmetros necessários para caracterizar o comportamento do solo ou rocha em questão. Cada tipo de ensaio está relacionado com o parâmetro que se pretende avaliar. Assim sendo, na tabela seguinte, verifica-se qual é o tipo de ensaio mais adequado para o parâmetro pretendido.

Quadro 4.1 – aptidão dos diferentes ensaios de prospecção geotécnica na quantificação dos diferentes parâmetros do solo

In situ test methods and general application*

	Soil Identification	Establish vertical profile	Relative density D_r	Angle of friction ϕ	Undrained shear strength S_u	Pore pressure u	Stress history OCR and K_0	Modulus: E_s , G'	Compressibility m_v and C_c	Consolidation: e_h and e_v	Permeability k	Stress-strain curve	Liquefaction resistance	Reference (in chapter if not given)
Acoustic probe	C	B	B	C	C	—	C	C	—	—	—	—	C	Koerner and Lord (1986)†
Borehole permeability	C	—	—	—	—	A	—	—	—	B	A	—	—	ASTM STP No. 322, ASTM STP 417
Cone	C	A	B	C	C	—	C	—	—	—	—	—	C	
Dynamic	B	A	B	C	B	—	C	B	C	—	—	—	B	
Electrical friction	A	A	B	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A	
Electrical piezo	A	A	A	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A	
Electrical piezo/friction	C	B	C	C	C	—	C	C	C	—	—	—	C	Dayal and Allen (1973)
Impact	B	A	B	C	B	—	C	B	C	—	—	—	B	
Mechanical	C	C	C	—	—	—	A	—	—	—	—	B	B	
Seismic CPT	B	A	B	C	B	—	B	B	C	—	—	C	B	
down-hole	—	—	—	—	—	B	B	—	—	C	C	—	—	
Dilatometer (DMT)	—	—	—	—	—	—	B	—	—	—	—	—	—	
Hydraulic Fracture	—	—	—	—	—	—	B	—	—	—	—	—	—	
K_0 stepped blade	—	—	—	—	—	—	B	—	—	—	—	—	—	
Nuclear tests	C	C	B	B	C	—	B	A	B	C	C	B	B	ASTM STP 412
Plate load tests	C	C	B	B	C	—	B	A	B	C	C	B	B	ASTM D 1194
Pressure meter	B	B	C	B	B	—	C	B	B	—	—	C	C	
Ménard	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A	A	
Self-boring	C	C	B	C	B	—	B	A	B	C	C	B	B	Patrick et al. (1980), Dahlberg (1974, 1974a)
Screw plate	C	C	B	C	B	—	B	A	B	C	C	B	B	
Seismic	C	C	B	—	—	—	—	A	—	—	—	B	B	Woods (1986)†
Cross-hole	C	C	C	—	—	—	—	A	—	—	—	B	B	Woods (1986)†
Down-hole	C	C	—	—	—	—	—	B	—	—	—	—	B	Leet (1950)
Surface refraction	C	C	—	—	—	—	—	B	—	—	—	—	B	
Shear	C	C	—	B	B	—	C	C	—	—	—	C	—	
Borehole	B	C	—	—	A	—	B	—	—	—	—	—	—	
Vane	B	C	—	—	A	—	B	—	—	—	—	—	—	
Standard penetration test (SPT)	B	B	B	C	C	—	—	—	C	—	—	—	A	

* After Wroth (1984).

† In ASCE Conference: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, GT SP No. 6 (1986).

g_{c_h} = vertical consolidation w/horizontal drainage; c_v = vertical consolidation w/vertical drainage.

Code: A = most applicable; B = may be used; C = least applicable.

4.1.2 – EUROCÓDIGO 7

A selecção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos é um dos aspectos cruciais das metodologias semi-probabilísticas de avaliação da segurança, como é o caso das preconizadas no Eurocódigo 7 (EC7). O EC7 estabelece que a escolha dos valores característicos das propriedades dos solos e rochas deve basear-se nos resultados de ensaios de laboratório e de campo. No entanto, segundo o mesmo EC7, o valor característico de uma propriedade deve ser entendido como uma estimativa cautelosa do valor médio que essa propriedade pode tomar. A avaliação dos valores característicos deve basear-se não só em resultados experimentais (que interessam quantidades relativamente pequenas de terreno), mas também na experiência e no risco inerente à obra. O EC7 permite também a utilização de métodos estatísticos na avaliação dos valores característicos das propriedades dos terrenos.

4.2. MÓDULO DE REACÇÃO DO SOLO

O módulo de reacção do solo pode ser expresso através da seguinte fórmula:

$$k_s = q/y \quad (4.1)$$

Com unidade de força/metro³ (FL⁻³), em que, q é a pressão exercida sobre o solo; y é a deformação do solo sob acção da carga q .

No nosso caso, como o parâmetro pretendido é o módulo de reacção do solo, optou-se pelo ensaio de carga em placa, que de acordo com o autor [5] (quadro 4.1) é este que deve ser aplicado (B).

4.2.1. ENSAIO DE CARGA EM PLACA (PLT – “PLATE LOAD TEST”)

- Descrição do ensaio

O ensaio de carga em placa [6] consiste no carregamento por escalões de uma placa de aço, colocada sobre a superfície do terreno a ensaiar, medindo os diferentes assentamentos resultantes. Obtém-se então um diagrama do tipo da Figura 4.1, que para valores de carga significativamente inferiores ao correspondente à rotura por corte do solo, é aproximadamente linear.

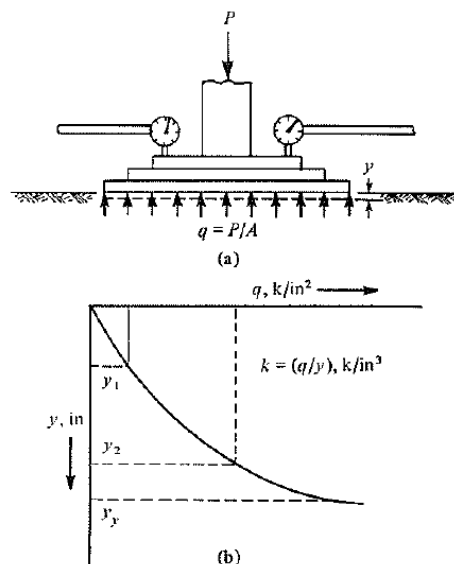


Fig.4.1. – a) esquema de ensaio de carga em placa usando três placas sobrepostas;

b) Gráfico obtido a partir do ensaio de carga em placa

É de referir que não é fácil carregar uma placa uniformemente (de forma axial e de um modo concêntrico). Um dos problemas associados a este tipo de ensaio é a dobra da placa por falta de rigidez. Assim sendo, de modo a evitar este tipo de problemas deverá usar-se no ensaio uma placa com um diâmetro de 30 polegadas seguida de uma de 24 e 18 polegadas, respectivamente, conforme é possível verificar na (figura 4.1a)). Uma placa quadrada ou redonda de 12 polegadas de lado ou diâmetro, respectivamente, também podem ser usadas, levando a uma área de influência bastante reduzida ($\cong 2B$), o que muitas vezes não nos permite obter resultados reais do comportamento do solo. A forma da placa também tem influência nos resultados. Uma placa quadrada terá uma curva de assentamentos diferente de uma placa redonda.

Muitos autores, preferem usar o conceito de módulo de Elasticidade do solo (E_s e μ) em detrimento do módulo de reacção do solo para determinadas análises em elementos finitos. De acordo com Bowles, experiente no uso de elementos finitos (em meios contínuos elásticos), apenas é possível obter o módulo de Elasticidade com exactidão para um dado solo. No entanto o uso do módulo de reacção apresenta como vantagens principais a facilidade de uso e rapidez em guardar os dados para grande volume em cálculos computacionais. Nos seguintes parágrafos poder-se-ão ver relações entre k_s e E_s .

O maior problema é estimar o valor numérico de k_s . Em 1955 Terzaghi (1955) propôs para argilas a seguinte equação:

$$\kappa_s / \kappa_p = B_p / B \quad (4.2)$$

B_p é a dimensão lateral da placa usada no PLT (placa quadrada) a qual produz uma reacção no solo κ_p .

Vesic propôs a formula 3.3 par o cálculo do módulo de reacção do solo, a qual pode ser programada no gráfico de tensões- extensões:

$$k'_s = 0.45 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_B I} \frac{E_s}{1 - \nu^2}} \quad (4.3)$$

Com $k'_s = k_s B$

E_s e E_B são os módulos de elasticidade do solo e da sapata, respectivamente.

B , I – largura e momento de inércia da sapata, respectivamente.

Todas as unidades são expressas no S.I.

- Procedimento necessário para a realização do ensaio em placa:
 1. Decapar a superfície do terreno;
 2. Nivelar o terreno de modo a conseguir um carregamento concêntrico;
 3. Posicionar a placa sob o solo e verificar o seu nivelamento. Quanto melhor for o nivelamento, melhor é a qualidade dos resultados obtidos no ensaio;
 4. Posicionar os sensores na placa;
 5. Usando o eixo de um camião ou máquina (Fig.4.2) e através de um macaco hidráulico, impor reacções à placa. Caso contrário pode usar-se outro tipo de massa, desde que esta consiga mobilizar o deslocamento vertical do solo (Fig.4.2.).
 6. Registar os valores do deslocamento vertical da placa (assentamento) em função das cargas, caso o sistema usado não o faça de forma automática;



Fig. 4.2. – Esquema do ensaio do PLT usando uma máquina como massa de reacção

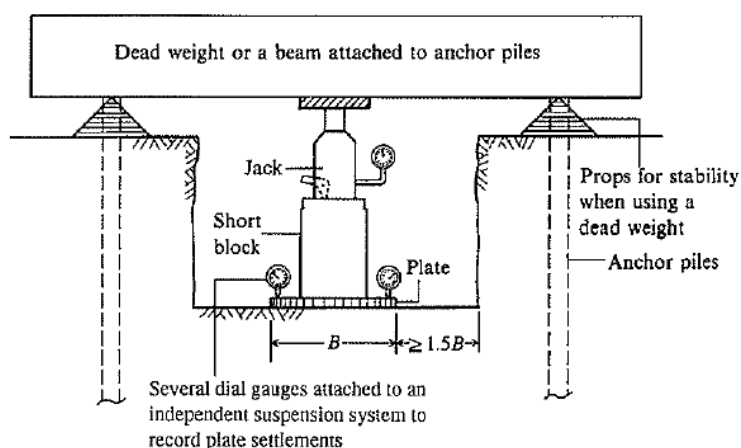


Fig. 4.3. – Esquema do ensaio do PLT através do uso de uma massa ancorada ao solo

- Equipamento necessário
 - Sachola;
 - Macaco;
 - Sensores;
 - Massa de reacção;

4.2.2. TÉCNICA USADA PARA A DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE REACÇÃO DO SOLO

Efectuaram-se as primeiras 3 etapas necessárias para a realização do ensaio de placa de acordo com o procedimento enunciado anteriormente. Para simular a reacção usaram-se dois barris cheios de água e para os sensores usaram-se quatro marcas posicionadas de forma vertical permitindo uma leitura fácil e rápida. Este tipo de material foi seleccionado tendo em conta aspectos económicos.

No entanto não foi possível obter qualquer tipo de resultados, devido a este solo apresentar uma elevada rigidez fruto da consolidação sofrida ao longo dos tempos, resultante da passagem de máquinas agrícolas.

Para a obtenção do valor real do módulo de reacção do solo seria necessário o uso de equipamento apropriado para o efeito.

4.2.3. CÁLCULO DO MÓDULO DE REACÇÃO

Dado que o ensaio não permitiu obter qualquer tipo de resultados, decidiu-se recorrer a um método analítico [7] que tem em conta a textura dos solos (quadro 4.2).

Tendo em atenção a última coluna, o solo em estudo permite a formação de um fuso cilíndrico quando este se esfrega com os dedos, trata-se de uma argila (Clay). O fuso formado apresenta também uma certa consistência, logo é uma argila normal (Clay).

Quadro 4.2 – Classificação dos solos com base na textura

TEXTURE CLASSIFICATION OF SOILS				
Soil Texture	Visual Detection of Particle Size and General Appearance of the Soil	Squeezed in Hand and Pressure Released		Soil Ribboned Between Thumb and Finger When Moist
		When air dry	When Moist	
Sand	Soil has a granular appearance in which the individual grain sizes can be detected. It is free-flowing when in a dry condition.	Will not form a cast and will fall apart when pressure is released.	Forms a cast which will crumble when lightly touched.	Can not be ribboned.
Sandy Loam	Essentially a granular soil with sufficient silt and clay to make it somewhat coherent. Sand characteristics predominate.	Forms a cast which readily falls apart when lightly touched.	Forms a cast which will bear careful handling without breaking.	Can not be ribboned.
Loam	A uniform mixture of sand, silt and clay. Grading of sand fraction quite uniform from coarse to fine. It is mellow, has somewhat gritty feel, yet is fairly smooth and slightly plastic.	Forms a cast which will bear careful handling without breaking.	Forms a cast which can be handled freely without breaking.	Can not be ribboned.
Silt Loam	Contains a moderate amount of the finer grades of sand and only a small amount of clay over half of the particles are silt. When dry it may appear quite cloddy which readily can be broken and pulverized to a powder.	Forms a cast which can be freely handled. Pulverized it has a soft flourlike feel.	Forms a cast which can be freely handled. When wet, soil runs together and puddles.	It will not ribbon but it has a broken appearance, feels smooth and may be slightly plastic.
Silt	Contains over 80% of silt particles with very little fine sand and clay. When dry, it may be cloddy, readily pulverizes to a powder with a soft flourlike feel.	Forms a cast which can be handled without breaking.	Forms a cast which can freely be handled. When wet, it readily puddles.	It has a tendency to ribbon with a broken appearance, feels smooth.
Clay Loam	Fine textured soil breaks into hard lumps when dry. Contains more clay than silt loam. Resembles clay in a dry condition; identification is made on physical behavior of moist soil.	Forms a cast which can be freely handled without breaking.	Forms a cast which can be handled freely without breaking. It can be worked into a dense mass.	Forms a thin ribbon which readily breaks, barely sustaining its own weight.
Clay	Fine textured soil breaks into very hard lumps when dry. Difficult to pulverize into a soft flourlike powder when dry. Identification based on cohesive properties of the moist soil.	Forms a cast which can be freely handled without breaking.	Forms a cast which can be handled freely without breaking.	Forms long, thin flexible ribbons. Can be worked into a dense, compact mass. Considerable plasticity.
Organic Soils	Identification based on the high organic content. Muck consists of thoroughly decomposed organic material with considerable amount of mineral soil finely divided with some fibrous remains. When considerable fibrous material is present, it may be classified as peat. The plant remains or sometimes the woody structure can easily be recognized. Soil color ranges from brown to black. They occur in lowlands, in swamps or swales. They have high shrinkage upon drying.			

Para a determinação das molas vertical e horizontal é necessário ter em consideração a primeira e segunda, linhas do quadro 4.3, respectivamente:

Quadro 4.3 – constantes de rigidez, amortecimento e massa em função do modo de vibração existente

Mode of Vibration	Mass (or Inertia) Ratio	Damping Ratio D	Spring Constant k
Vertical	$B_z = \frac{(1-\nu)}{4} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$D_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}$	$k_z = \frac{4Gr_0}{1-\nu}$
Sliding	$B_x = \frac{(7-8\nu)}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$D_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}}$	$k_x = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} Gr_0$
Rocking	$B_\psi = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\psi}{\rho r_0^5}$	$D_\psi = \frac{0.15}{(1+B_\psi)\sqrt{B_\psi}}$	$k_\psi = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$
Torsional	$B_\theta = \frac{I_\theta}{\rho r_0^5}$	$D_\theta = \frac{0.50}{1+2B_\theta}$	$k_\theta = \frac{16}{3} Gr_0^3$

Assim sendo as molas são calculadas a partir das seguintes fórmulas:

- Mola vertical

$$k_z = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad (4.4)$$

➤ Mola horizontal

$$k_x = \frac{32(1-\nu)}{7-8\nu} Gr_0 \quad (4.5)$$

Os valores de G , r_0 devem ser calculados através das formulas 4.4 e 4.7 respectivamente.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.6)$$

Os primeiros passos serão obter o módulo de elasticidade e o ν para calcular o valor de G . De seguida calcula-se r_0 . Para finalizar calculam-se as constantes das molas pretendidas.

A partir da classificação feita anteriormente para o solo existente (clay) e tendo em conta o quadro 4.4 é possível obter o módulo de elasticidade.

Considerando que se trata de um médium clay o valor máximo para o módulo de elasticidade é de 80Kg/cm². Este valor seria o módulo de elasticidade a uns metros da capela.

Quadro 4.4 – Módulo de elasticidade em função do tipo de solo, classificado de acordo com o quadro 4.2

MODULUS OF ELASTICITY.		
<i>Type of Soil</i>	<i>Modulus of Elasticity psi</i>	<i>kp/cm²</i>
Very soft clay	50-400	3.5-30
Soft clay	250-600	20-50
Medium clay	600-1,200	40-80
Hard clay	1,000-2,500	70-180
Sandy clay	4,000-6,000	300-400
Silty sand	1,000-3,000	70-200
Loose sand	1,500-3,500	100-250
Dense sand	7,000-12,000	500-800
Dense sand and gravel	14,000-28,000	1,000-2,000
Wood	1,200,000-1,500,000	80,000-100,000
Concrete	2,800,000-4,000,000	200,000-300,000
Steel	30,000,000	2,150,000
Note: kp/cm ² = kilopond/sq. cm.; numerically equal to kg/sq. cm.		

No entanto, para os cálculos, admitiu-se que junto à capela, devido a vibrações diárias provocadas pelo tráfego rodoviário ligeiro e pesado, a sua rigidez seria muito superior ao valor anterior, adoptando-se assim um valor de 100Kg/cm².

O valor de ν foi retirado do quadro 4.5.. Considerou-se a existência de dois casos: argila saturada ($\nu = 0.5$) e seca ($\nu = 0.35$). Estes dois casos considerados são justificados pelo facto de se verificar uma subida e descida do nível freático ao longo das estações do ano, conforme visto no capítulo 2.

Quadro 4.5 – coeficiente de poisson tendo em conta o tipo de solo em estudo

<i>Soil Type</i>	<i>Poisson's Ratio</i>
Clay, saturated	0.50
Clay with sand and silt	0.30-0.42
Clay, unsaturated	0.35-0.40
Loess	0.44
Sandy soil	0.15-0.25
Sand	0.30-0.35

Como o tipo de movimento existente é de translação, então, para o cálculo de r_0 , escolheu-se a primeira das equações do quadro 4.6. **de Fung.**

$$r_0 = \sqrt{\frac{4cd}{\pi}} \quad (4.7)$$

Quadro 4.6. - r_0 em função do tipo de movimento existente

$$\begin{aligned} \text{for translation: } r_0 &= \sqrt{\frac{4cd}{\pi}} \\ \text{for rocking: } r_0 &= \sqrt[4]{\frac{16cd^3}{3\pi}} \\ \text{for torsion: } r_0 &= \sqrt[4]{\frac{16cd(c^2 + d^2)}{6\pi}} \end{aligned}$$

Note-se que na equação anterior, 2c e 2d correspondem aos lados da sapata, isto é, trata-se da área da fundação em questão.

É importante referir que para a obtenção dos valores médios de reacção vertical e horizontal para o solo em estudo, foi necessário efectuar a subdivisão em áreas na vertical (fig 4.4.) e na horizontal (fig 4.5).

Assim sendo, a fórmulas anteriores calculou-se as constantes de rigidez verificais (quadro 4.7) e horizontais (quadro 4.9) para um solo em que o nível freático se encontrava muito profundo (designado por K(unsat)) e em que o nível freático se encontrava à superfície (designado por K(sat)).

Como no programa, as constantes de rigidez são expressas por unidade de área então foi necessário proceder a um cálculo final, obtendo-se os quadros 4.8 e 4.9, para as molas verticais e horizontais, respectivamente.

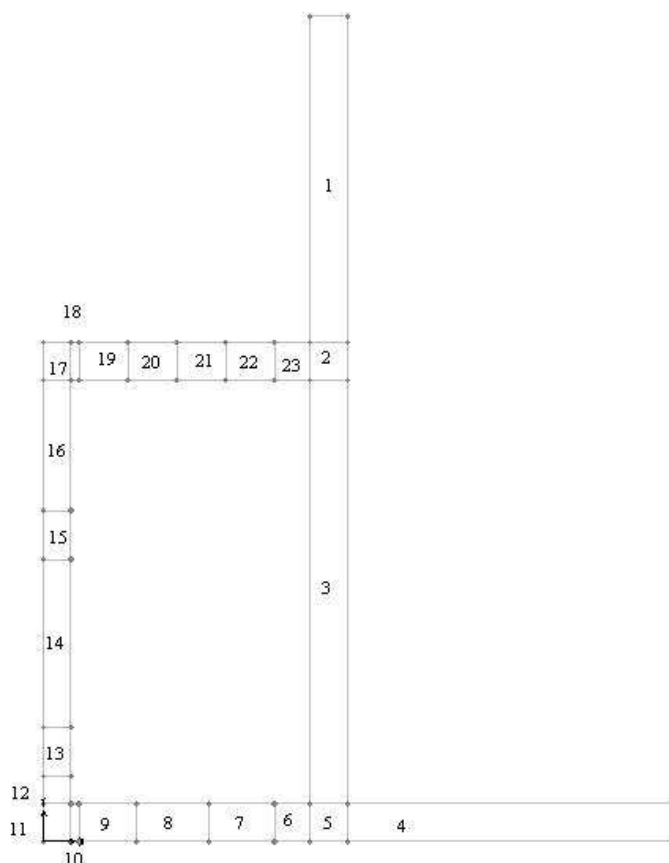


Fig. 4.4. – Discretização em áreas da estrutura para a determinação das constantes de rigidez verticais do solo
Quadro 4.7. Cálculo dos coeficientes de rigidez inferiores

numero	Área (m ²)	ro	□(unsat)	□(sat)	G(unsat) (Mpa)	G(sat) (Mpa)	kz(unsat) (Mn)	kz(sat) (Mn)
1	4,2	1,154245	0,35	0,5	3,83	3,45	27,25	31,88
3	5,44	1,318322	0,35	0,5	3,83	3,45	31,07	34,35
4	4,2	1,154245	0,35	0,5	3,83	3,45	27,25	31,88
5 ate 11	3,92	1,117038	0,35	0,5	3,83	3,45	24,33	30,80
12 ate 14	3,9	1,114185	0,35	0,5	3,83	3,45	24,24	30,72
17 ate 23 +2	3,92	1,117038	0,35	0,5	3,83	3,45	24,33	30,80
		média	0,35	0,5	3,83	3,45	27,41	32,07

Quadro 4.8- coeficientes de rigidez inferiores usados na modelação

	kz(unsat)(Mn/m2)	kz(sat)(Mn/m2)
	4,49	7,59
	5,49	4,44
	4,49	7,59
	4,72	7,84
	4,73	7,88
	4,72	7,84
média	4,47	7,57

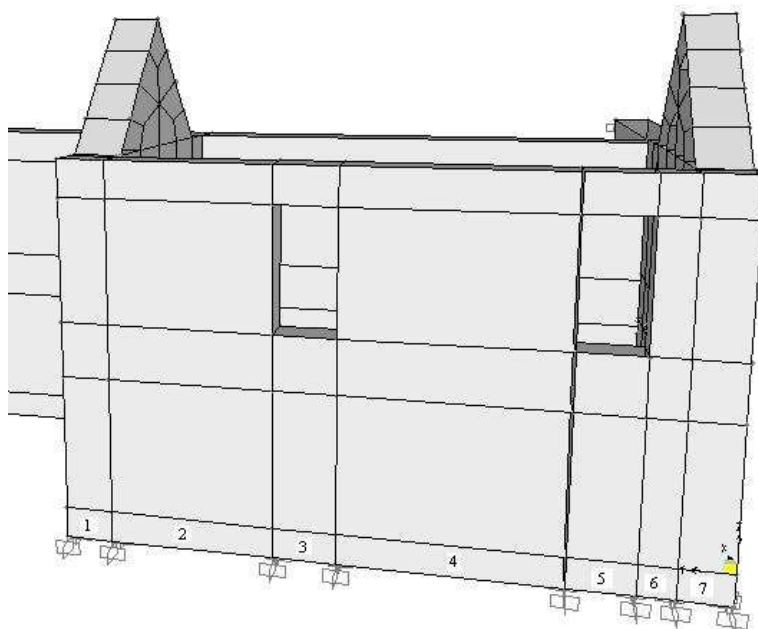


Fig. 4.5. – Discretização em áreas da estrutura para a determinação das constantes de rigidez horizontais do solo

Quadro 4.9 -Calculo dos coeficientes de rigidez laterais

numero	área (m ²)	ro	□(unsat)	□(sat)	G(unsat) (Mpa)	G(sat) (Mpa)	kx(unsat) (Mn)	kx(sat) (Mn)
1 a 7	4,14	1,147955979	0,35	0,5	3,83	3,45	21,77	23,45
lado da casa	3,828	1,103852454	0,35	0,5	3,83	3,45	20,94	22,55
		média	0,35	0,5	3,83	3,45	21,35	23,00

Quadro 4.10- Coeficientes de rigidez inferiores usados na modelação

	$k_x(\text{unsat})(\text{Mn/m}^2)$	$k_x(\text{sat})(\text{Mn/m}^2)$
	5,24	5,44
	5,47	5,89
média	5,34	5,78

4.3– CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A identificação modal de monumentos históricos com base na realização de ensaios de vibração ambiental tem ganho um interesse e popularidade crescentes ao longo dos últimos anos, possibilitando uma estimativa bastante rigorosa dos parâmetros dinâmicos mais representativos da estrutura na fase de recepção.

A informação fornecida pelos ensaios de vibração ambiental (frequências naturais e modos de vibração) permitem calibrar o modelo computacional para ferir outras conclusões sobre o comportamento da estrutura, como por exemplo, efeitos causado pelas vibrações do tráfego na estrutura.

De seguida é descrita a metodologia de ensaio adoptada, são caracterizadas as ferramentas desenvolvidas em ambiente MatLab para processar a informação recolhida e efectuar a identificação dos parâmetros modais e são apresentados resultados para ilustrar a qualidade da informação fornecida pelos ensaios realizados.

4.3.1. PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

A adequada selecção do equipamento de medição é essencial para garantir o sucesso do ensaio. Nas aplicações realizadas a medição da resposta dinâmica das estruturas a acções de carácter ambiental foi efectuada com recurso a quatro sismógrafos, munidos de acelerómetros triaxiais de tipo “force-balance” e conversores analógico-digitais de 18 bit. Estas estações de medição são completamente independentes, não necessitando de ser conectadas entre si ou a um sistema central através de cabos, uma vez que possuem uma bateria interna recarregável, memória interna materializada por cartões amovíveis do tipo “Compact Flash”, que mediante a utilização de um leitor de cartões permitem uma rápida transferência da informação recolhida para um computador, e sensores de GPS que garantem a sua perfeita sincronização temporal. A ausência de instalação de cabos ao longo de toda a estrutura elimina o tempo de preparação do ensaio e permite a sua realização com pouca mão-de-obra.

A medição da resposta da estrutura sem recorrer a qualquer tipo de excitação artificial tem como consequência o registo de acelerações de muito baixa amplitude, sendo portanto necessária a utilização

de equipamento com elevada sensibilidade e resolução. Os acelerómetros utilizados tem uma sensibilidade de 5V/g numa gama de medida entre -0.5 e +0.5 g e os conversores analógico-digitais de 18 bit permitem uma resolução de $1/2^{18} = 4 \text{ g}$.



Figura 4.6 – Sismógrafos com sensor de GPS externo

Os ensaios são realizados recorrendo a diferentes disposições dos sismógrafos sobre a estrutura (“setups”). Em cada “setup”, um dos sismógrafos é posicionado de forma fixa sobre um ponto de referência, enquanto os restantes três funcionam como sensores móveis, sendo sucessivamente colocados ao longo dos restantes pontos de medida.

Nos viadutos em que os modos de torção não são importantes (viadutos com via única) as medições são realizadas apenas ao longo de um alinhamento longitudinal, quando é importante a identificação de modos de torção têm que ser medidos em simultâneo dois pontos transversalmente opostos de pelo menos uma secção. Na generalidade das estruturas consegue-se uma boa caracterização das configurações modais realizando medições nos pontos do tabuleiro em correspondência com os topos dos pilares, os meios de vão e os quartos de vão. Transversalmente, os sismógrafos devem ser colocados o mais próximo possível dos elementos longitudinais de maior rigidez, para evitar o aparecimento nas séries temporais das contribuições de modos locais de flexão das consolas ou das lajes entre vigas longitudinais.

Na nossa estrutura, resultados descritos no capítulo 8, teve-se o cuidado, tal como nas pontes, da selecção dos pontos para a colocação dos sismógrafos. No entanto, devido a dificuldades de acesso, foram considerados outros locais, de modo a evitar resultados de fraca confiança e por em perigo a integridade física das pessoas.

A selecção da secção de referência tem que ser realizada com algum cuidado, pois tem que ser uma secção em que todos os modos de vibração que se pretendam identificar apresentem ordenada modal não nula. Assim, a sua escolha tem que ser baseada em configurações modais previamente estimadas por um modelo numérico da estrutura ou, em estruturas simples, nalguma sensibilidade

estrutural. Os resultados obtidos para cada um dos modos são tanto melhores, quanto maiores as suas ordenadas modais na secção de referência.

A programação dos sismógrafos é realizada conectando, no início do ensaio, cada um deles a um computador portátil. Nesta operação é necessário definir o tempo de aquisição dos “setups” e o tempo necessário para mudar a posição dos sensores móveis. O tempo de aquisição seleccionado condiciona a qualidade dos resultados, pois, no método de identificação aplicado, dele depende a resolução em frequência, usada na identificação das frequências naturais, e o número de médias que é possível realizar para redução dos erros aleatório. No ensaio de viadutos ferroviários correntes, com frequências superiores a 2 Hz, 10 minutos de aquisição são, na generalidade dos casos, suficientes, na medida que permitem uma resolução em frequência de 0.02 Hz (erro na determinação das frequências inferior a 1%) e a realização de 20 médias, desde que se considere alguma sobreposição entre os segmentos seleccionados.

No nosso caso o tempo de aquisição foi de 3 horas para os ensaios ambientais, registando períodos de 10 minutos. A quantidade de intervalos recolhidos permitiram realizar médias de modo a obter resultados com maior confiança.

4.3.2. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO

➤ Introdução aos métodos de identificação estocásticos

Os métodos de identificação estocásticos são algoritmos matemáticos que estimam as propriedades modais das estruturas (frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento modais) com base na sua resposta às acções ambientais. Estes são designados de estocástico pelo facto da acção desconhecida ser idealizada como uma realização de um processo estocástico. Pelo facto da excitação ambiental ser o resultado da contribuição de várias fontes, ela é usualmente, de forma simplificada, representada por um processo estocástico do tipo ruído branco, ou seja, um processo com contribuição uniforme de todas as frequências.

A classificação dos métodos de identificação é usualmente realizada em função do tipo de dados utilizados como ponto de partida para a sua aplicação, podendo aqueles basearem-se directamente em séries temporais, em correlações ou em estimativas espectrais. Seguindo esta classificação existem dois grandes grupos: os métodos que se baseiam nas estimativas espectrais e que portanto trabalham no domínio da frequência, e os métodos que se apoiam nas correlações ou directamente nas séries temporais e que consequentemente operam no domínio do tempo.

Actualmente, nas aplicações de Engenharia Civil existem quatro métodos que, ou pela sua facilidade de aplicação ou pela superior qualidade dos seus resultados, têm merecido especial destaque. Dois no domínio da frequência: Método da Selecção de Picos (“Peack-Picking”) e de Método Decomposição no Domínio da Frequência; e outros dois no domínio do tempo: Identificação

Estocástica em Sub-espacos a partir das Correlações (SSI-COV) e a partir das séries temporais (SSI-DATA).

O método da selecção de picos foi o primeiro método a ser usado no contexto de ensaios de vibração. Este é o método mais simples e de aplicação mais rápida, pelo que é o mais adequado para a aplicações relativamente simples. As principais limitações deste método são a sua dificuldade em identificar modos de vibração com frequências próximas e a incapacidade de fornecer estimativas viáveis dos coeficientes de amortecimentos modais.

O Método de Decomposição no Domínio da Frequência é um método que procura ultrapassar algumas das dificuldades do método da selecção de picos tentando contudo manter a sua simplicidade conceptual. O algoritmo deste método é baseado na decomposição em valores singulares da matriz dos espectros das respostas medidas. Esta operação matemática permite a separação de modos com frequências próximas e possibilita a estimação de coeficientes de amortecimentos modais com algum rigor.

Os métodos de Identificação em Sub-espacos, são métodos que fazem a identificação de modelos de estado, a partir dos quais é possível, numa segunda fase, extrair os parâmetros modais. O seu ponto de partida podem ser matrizes com as correlações das respostas da estrutura ou, em alternativa, matrizes construídas directamente a partir das séries temporais.

➤ **Descrição do método da selecção de picos**

O método da selecção de picos é um método de 1 grau de liberdade, pois assume que para frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a sua resposta dinâmica é essencialmente condicionada pela contribuição do modo ressonante, o que é equivalente a simular a estrutura, nessa gama de frequências, através de um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência ω_i e o mesmo coeficiente de amortecimento ξ_i do modo ressonante. Esta aproximação é válida quando os diferentes modos de vibração da estrutura se encontram bem separados.

As frequências naturais são determinadas a partir dos picos dos espectros de potência (PSD) das acelerações medidas na estrutura, solicitada por acções ambientais.

Num ensaio de vibração ambiental, as acelerações são medidas em vários pontos da estrutura, não bastando analisar os picos do espectro de potência relativos a um dos pontos de medida, pois este pode estar situado junto a um nodo de um ou mais modos de vibração. Assim, um bom procedimento consiste em analisar os picos dos espectros de todas as séries de acelerações registadas. Para evitar a análise de vários gráficos, um para cada ponto de medida, é usual calcular um espectro médio normalizado (ANPSD) (4.8)

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{l} \cdot \sum_{i=1}^l NPSD(\omega) \quad (4.8)$$

em que l é o número de pontos de medida, sendo os espectros normalizados obtidos dividindo as estimativas dos auto-espectros (PSD) pela soma das suas N ordenadas:

$$NPSD(\omega) = \frac{PSD(\omega)}{\sum_{i=1}^N PSD(\omega)} \quad (4.9)$$

A importância da normalização decorre do facto de as séries associadas a cada secção não serem todas captadas em simultâneo, podendo portanto existir diferenças de intensidade da excitação conduzindo a espectros com diferentes conteúdos energéticos.

Desta forma, basta analisar os picos do espectro de potência médio normalizado para identificar todas as frequências naturais da estrutura.

A identificação dos modos de vibração é baseada numa função complexa designada de função de transferência e que é calculada através da primeira igualdade da equação:

$$\tilde{H}_{ab}(\omega_i) = \frac{\tilde{S}_{ab}(\omega_i)}{\tilde{S}_{bb}(\omega_i)} = \frac{\varphi_{ia}}{\varphi_{ib}} \quad (4.10)$$

3

Na equação anterior a e b simbolizam pontos genéricos da estrutura, $\tilde{S}_{bb}(\omega_i)$ a estimativa média do espectro de potência das acelerações medidas em b , $\tilde{S}_{ab}(\omega_i)$ a estimativa média da função densidade espectral cruzada das respostas medidas em a e em b , φ_{ia} a ordenada modal do modo i no ponto a e φ_{ib} a ordenada modal do modo i no ponto b .

Considerando como ponto de referência o ponto b , e fazendo corresponder o ponto a a diferentes secções da estrutura, obtêm-se o modo de vibração i , a menos de um factor de escala e do sinal, por avaliação da amplitude das diferentes funções de transferência relacionando a resposta ambiental no ponto fixo b e no ponto móvel a para a frequência ω_i (frequência do modo i).

O sinal de cada ordenada dos modos de vibração é avaliado observando a evolução da fase da função de transferência: se a fase da função de transferência entre um dada secção e secção de referência for próxima de 0° significa que a ordenada desse ponto tem o mesmo sinal que a ordenada do ponto de referência; se a fase for próxima de 180° significa que tem sinal contrário.

Se a estrutura estiver sujeita a fontes de excitação cíclicas, por exemplo gerado geradores ou máquinas rotativas, aparecem no espectro médio normalizado picos que não correspondem a frequências naturais, mas sim às frequências dessas fontes de excitação. Estes erros podem ser despistados pela análise da forma do modo, e analisando o valor das fases das funções de transferência para essas frequências: valores de fase longe dos valores extremos de 0° e 180° indicam que a frequência em análise não é uma frequência natural.

➤ Automatização do procedimento

Com o objectivo de realizar o tratamento de forma automática foram desenvolvidas rotinas em MatLab que, a partir das séries temporais das acelerações medidas na estrutura sujeita a excitações ambientais, permitem efectuar, através da aplicação do método da selecção de picos, a identificação das suas frequências próprias e correspondentes modos de vibração.

foi desenvolvido um programa que é constituído pelas seguintes rotinas: *preteva*, *teva* e *posteva*.

A rotina *preteva* recolhe as séries temporais das acelerações registadas nos ficheiros gravados no equipamento de aquisição, realiza o seu pré-processamento e identifica em cada registo o máximo, o mínimo e o desvio padrão, que são indicadores do nível de sinal recolhido. Para o pré-processamento foram implementadas as seguintes operações:

- eliminação de tendência – elimina qualquer eventual tendência linear do sinal, através da realização de um ajuste linear à série temporal colhida;
- aplicação de filtros – permite eliminar, numa série temporal, o contributo de um determinado intervalo de frequências, tal pode ser realizado usando diferentes tipos de filtros (Butterworth, Chebyshev ou Bessel);
- decimação – filtra as séries temporais por um filtro passa-baixo e amostra-as com uma frequência inferior, permitindo a eliminação de informação que não é necessária para a análise.

A função *teva*, para os diferentes pares de séries temporais (acelerações de cada ponto instrumentado e acelerações do ponto de referência), calcula os espectros de potência normalizadas de ambos os sinais, a função de transferência entre eles e a correspondente função de coerência.

Estimativas simples dos espectros de potência podem ser obtidas a partir da equação:

$$\hat{S}_{YY}(\omega) = \frac{Y(\omega) \cdot Y^*(\omega)}{N \cdot \Delta t} \quad (4.11)$$

onde Δt é o inverso da frequência de amostragem, N o número total de pontos da série temporal, $Y(\omega)$ é a FFT (Transformada Finita de Fourier - algoritmo que faz a transposição do domínio do tempo para

o domínio da frequência) da série temporal e $Y^*(\omega)$ é o conjugado de $Y(\omega)$. Este procedimento conduz normalmente a estimativas espectrais muito irregulares. Uma forma de alcançar estimativas alisadas ($\tilde{S}_{YY}(\omega)$), atenuando o efeito do ruído, consiste em dividir a série temporal em troços, calcular a FFT de cada troço e realizar a média das FFT obtidas. Neste processo pode existir alguma sobreposição entre troços consecutivos, designando-se esta sobreposição por “overlapping”, a qual pode, sem prejudicar os resultados, atingir valores até 40%. Antes da aplicação da FFT a cada troço temporal, este deverá ser multiplicado por uma janela para diminuir os erros de “leakage”. Existem vários tipos de janelas (Hanning, cosine-taper, Welch, Parzen, etc.), sendo no entanto a janela de Hanning a que é mais correntemente usada no contexto dos ensaios de vibração ambiental.

As funções densidade espectral cruzadas são estimadas de forma análoga, mas considerando a multiplicação da FFT de uma das respostas pelo conjugado da FFT da outra. Ao contrário dos espectros de potência, as funções densidade espectral cruzadas são funções complexas.

A partir dos espectros de potência normalizados é calculado o espectro de potência médio normalizado, sobre o qual se podem identificar as frequências próprias da estrutura, bastando para tal seleccionar.

os picos. As amplitudes e fases das funções de transferência, relacionando a resposta em cada um dos pontos instrumentados da estrutura com a do ponto de referência, e as funções de coerência, são armazenadas em matrizes de dimensão: $nf \cdot ns$, sendo nf o número de pontos que definem as funções e ns o número de pontos instrumentados.

A rotina *posteva* exporta as matrizes anteriores para o Excel, onde, de forma automática, a partir de uma geometria previamente definida para a estrutura, são desenhados, para a frequência desejada (uma das frequências próprias da estrutura), os gráficos de variação da amplitude da função de transferência, da fase respectiva e da coerência ao longo da estrutura. A amplitude e a fase da função de transferência conduzem ao traçado dos modos, proporcionando a coerência uma ideia do erro associado à estimativa de cada ordenada modal

4.3.3. DADOS OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Em primeiro lugar seleccionou-se os diferentes locais para a colocação dos sismógrafos tendo em conta a modelação da capela em sap2000 e as acessibilidades dos respectivos pontos.

Assim sendo dividiu-se a análise em duas fases: vibração ambiental e as passagens controladas.

Durante a primeira fase os sismógrafos foram colocados nos respectivos pontos seleccionados para o efeito (fig 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10) permanecendo durante cerca de 3 horas no local

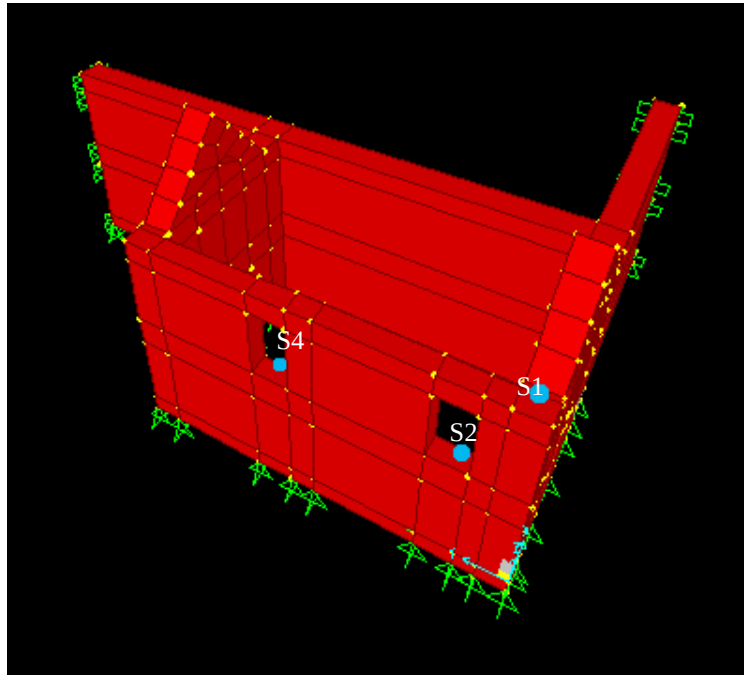


Fig.4.7 – colocação dos simógrafos S1, S2, S3 na capela

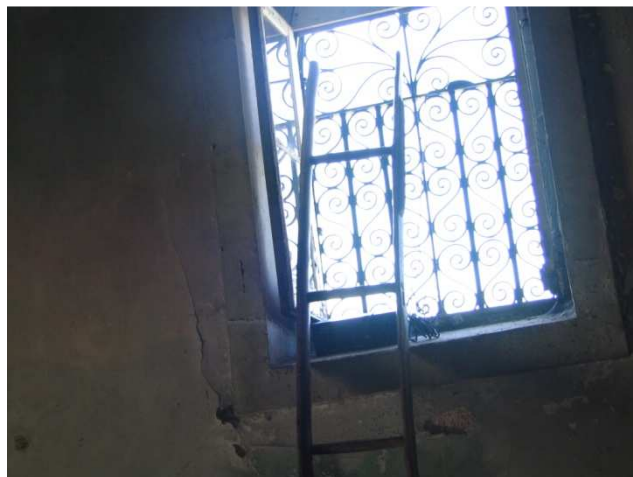


Fig.4.8 - imagem da colocação do sismógrafo S4



Fig.4.9 - imagem da colocação do sismógrafo S1

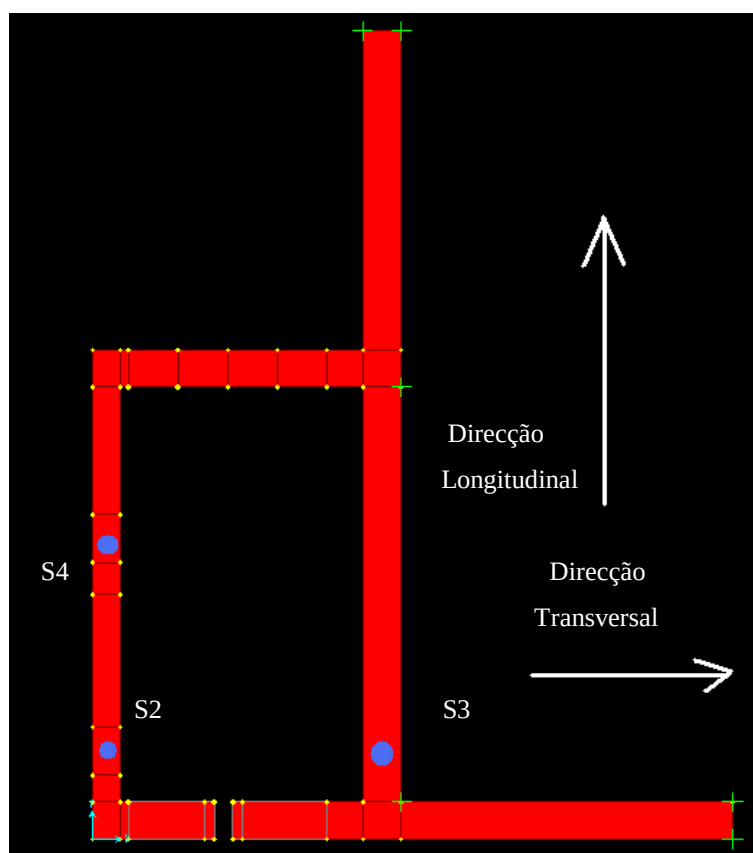


Fig. 4.10- Corte ao nível da base das janelas ($z=2,8$) e visualização dos pontos onde foram colocados os sismógrafos S2, S3, S4

Os seguintes gráficos contêm resultantes da realização de médias envolvendo as séries temporais colhidas durante 3 horas.

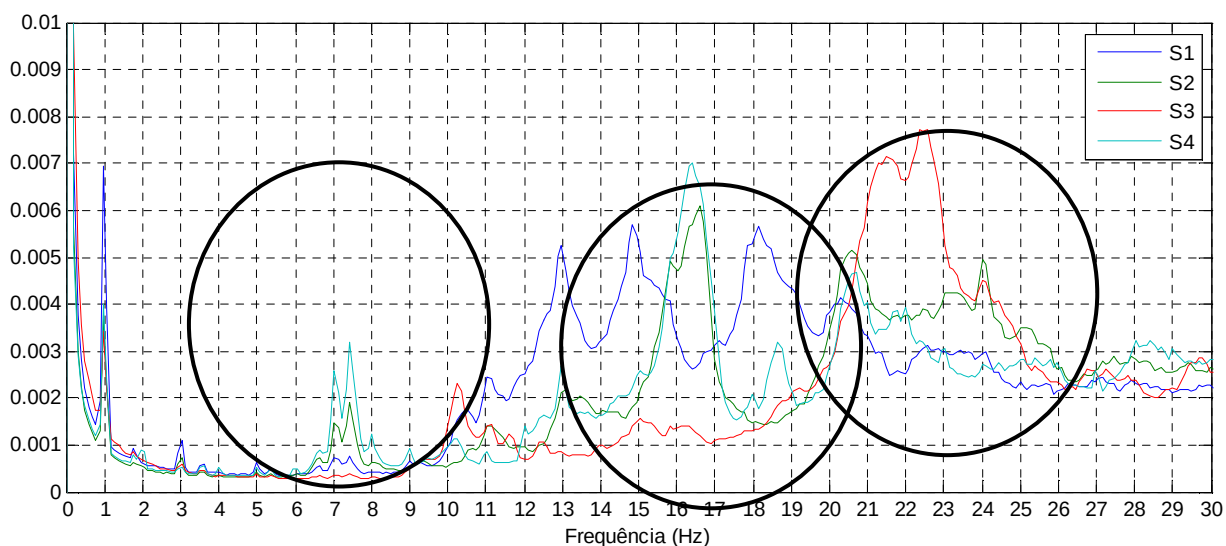


Gráfico 4.1- Espectros normalizados médios, da direcção transversal

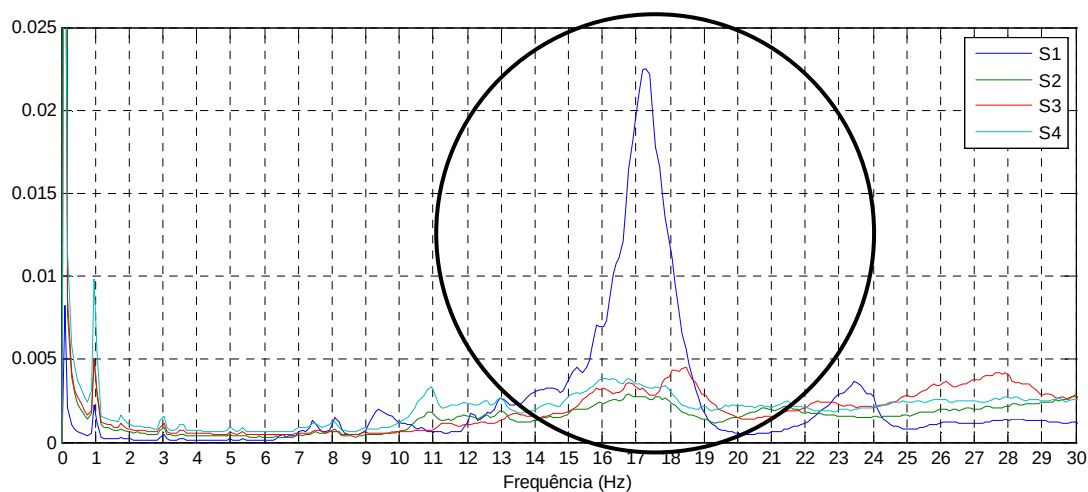


Gráfico 4.2 - Espectros normalizados médios, direcção longitudinal

As baixas coerências entre as series temporais colhidas nos 4 pontos de medição não permitem a obtenção de modos de vibração.

A segunda fase teve como objectivo a caracterização das series temporais colhidas durante as passagens controladas.

No início desta fase, o sismógrafo S1 foi alterado de posição inicial sendo este colocado na soleira da porta de entrada da Capela (fig 4.11 e fig. 4.12). O objectivo era medir qual era a excitação

resultante na estrutura sob acção de veículos conhecidos. Através de várias passagens, a velocidades controladas constantes (50 Km/h) e massas conhecidas, simulou-se o efeito de tráfego na Capela.

Os gráficos registados pelos sismógrafos encontram-se representados nos gráficos 4.4 a 4.7.

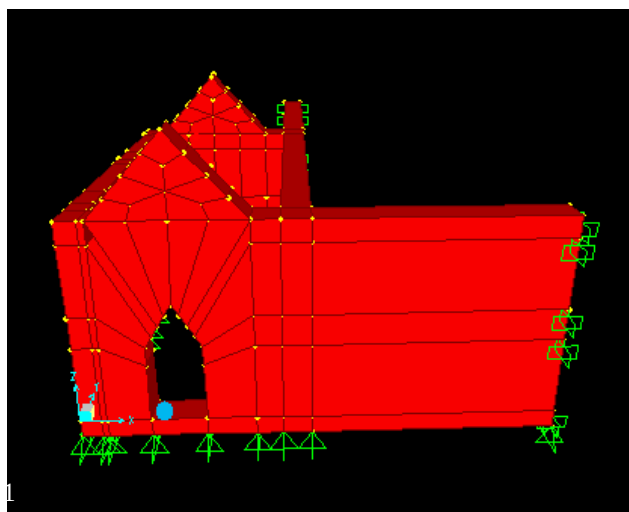


Fig. 4.11– Colocação do sismógrafo S1 na capela

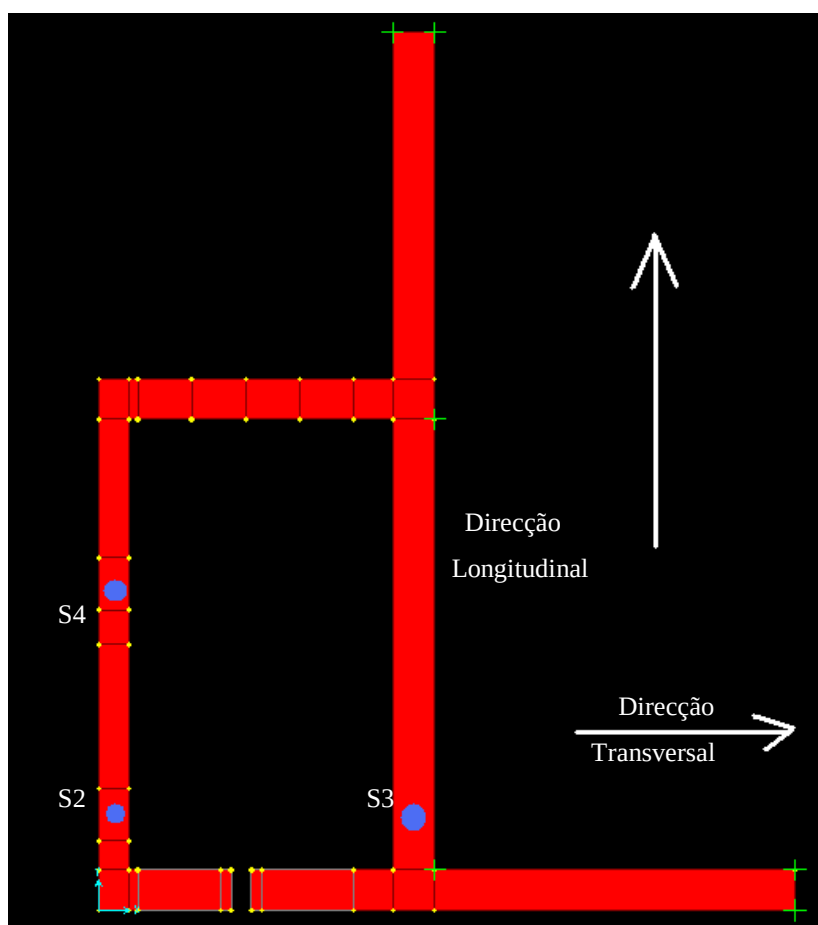


Fig. 4.12-Corte horizontal da capela ao nível da base das janelas ($z=2,8$) e visualização dos pontos onde foram colocados os sismógrafos

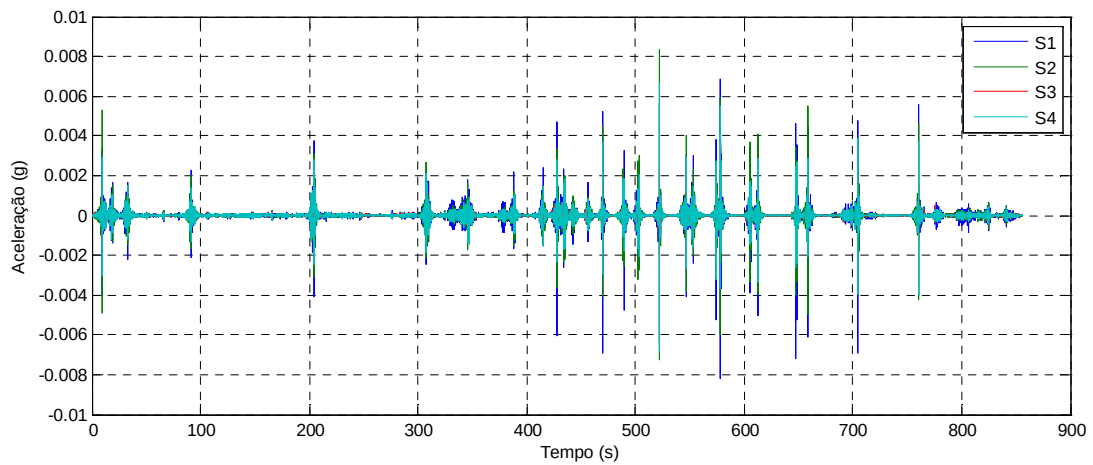


Gráfico 4.3- - Direção transversal, Series Temporais

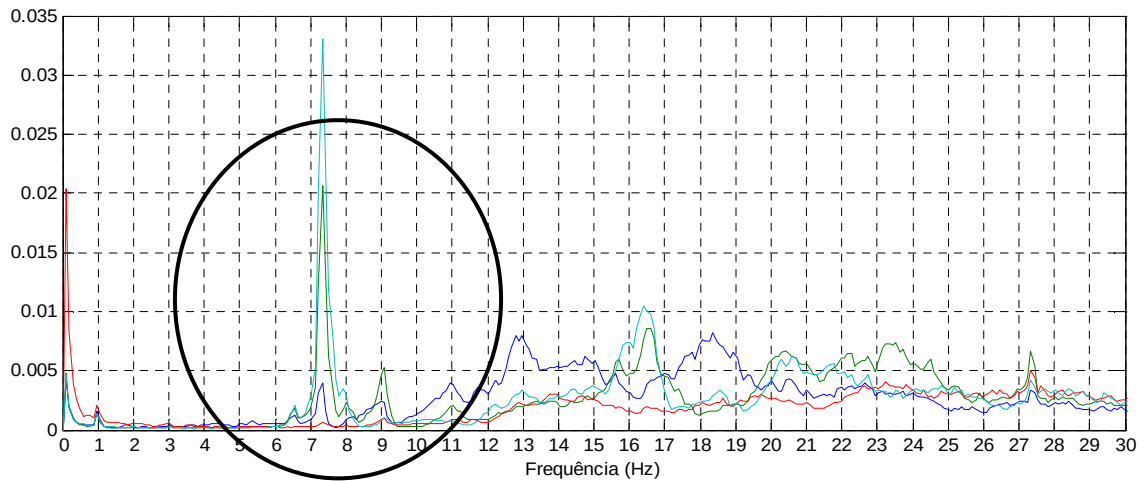


Gráfico 4.4 - Direção transversal, Espectros

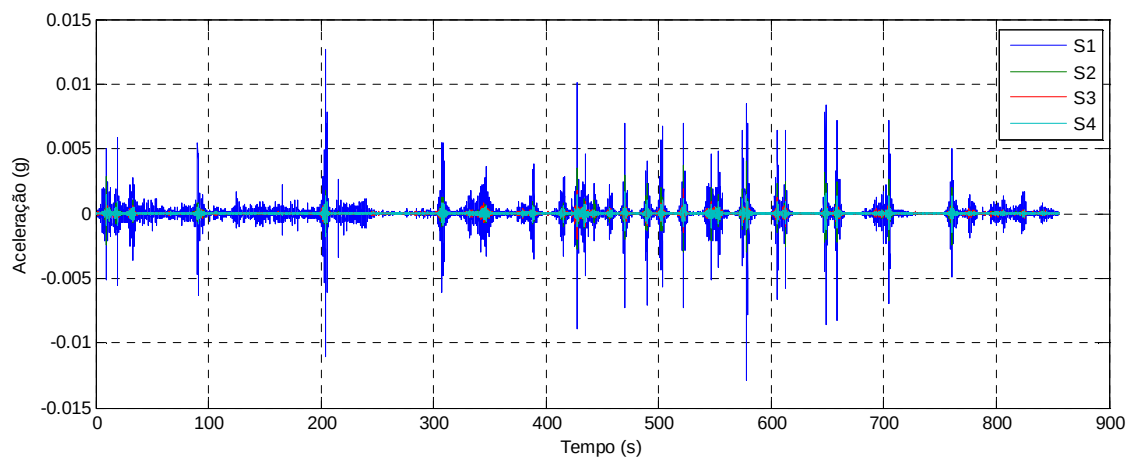


Gráfico 4.5 - Direção longitudinal, Series Temporais

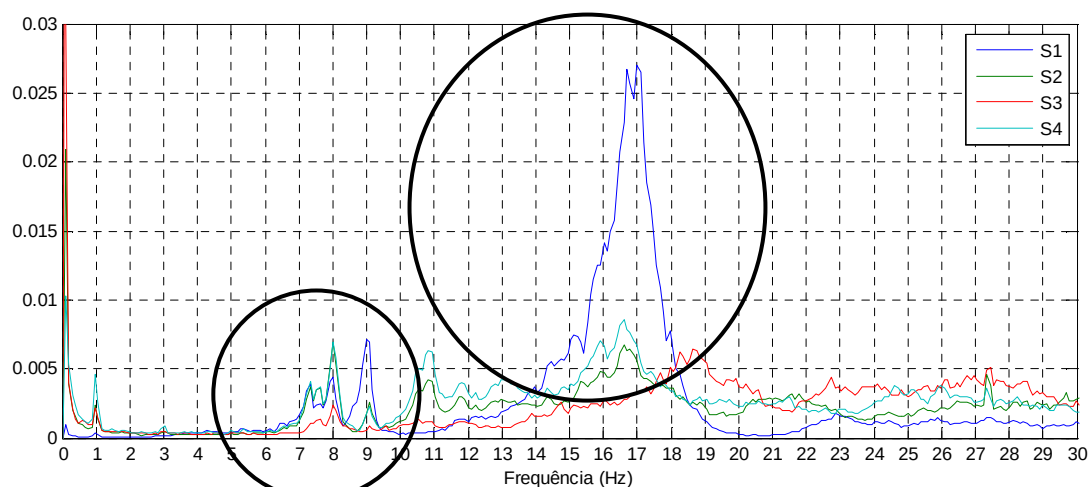


Gráfico 4.6- Direcção longitudinal, Espectros

• INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A partir dos ensaios dinâmicos realizados no local (visto anteriormente) obtiveram-se frequências próprias no sentido longitudinal e transversal da capela. Contudo não foi possível obter resultados relativamente aos modos de vibração dado que existia falta de coerência entre as séries temporais colhidas nos 4 pontos.

Através dos gráficos 4.8, pode dizer-se que o primeiro modo transversal poderá existir no intervalo 16-17 Hz (gráfico 4.5) e eventualmente esta frequência poderá coincidir com a frequência longitudinal que os gráficos 4.11 indicam localizar-se entre os 17 – 18 Hz.

Tudo dependerá do tipo de ligação vertical existente entre os 3 panos da parede frontal, lateral poente e posterior. Se a ligação das pedras no cunhal for do tipo de interpenetração alternada das pedras entre paramentos, podemos pensar que está assegurada um grande grau de continuidade de rotações dos paramentos em conjunto de modo a que, face à geometria da capela, as frequências transversal e longitudinal poderão localizar-se no mesmo intervalo entre os 16-18 Hz.

No intervalo de 21-23 pode localizar-se um modo de vibração do pano transversal da parede comum à casa e à capela, pois tendo em conta o gráfico 4.1 o sismógrafo S3 regista grandes acelerações neste intervalo.

É importante referir que existe coerência entre as frequências obtidas durante as passagens controladas e o restante período do ensaio (ensaio ambiental), verificando-se assim a frequência de excitação.

Através do seguinte gráfico pode dizer-se que o trânsito rodoviário excita frequências compreendidas entre o intervalo de 6 a 9 Hz, bastante longe das frequências possíveis para o primeiro modo de vibração a qual se deve localizar no intervalo de 16-18 Hz.

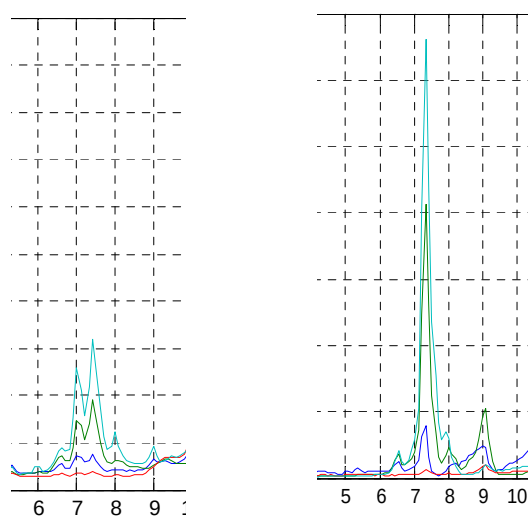


Gráfico 4.7- -ampliação dos gráficos 4.1 e 4.4 resultantes da passagem dos automóveis obtidas durante o ensaio de vibração ambiental e passagens controladas, representados à esquerda e direita, respectivamente.

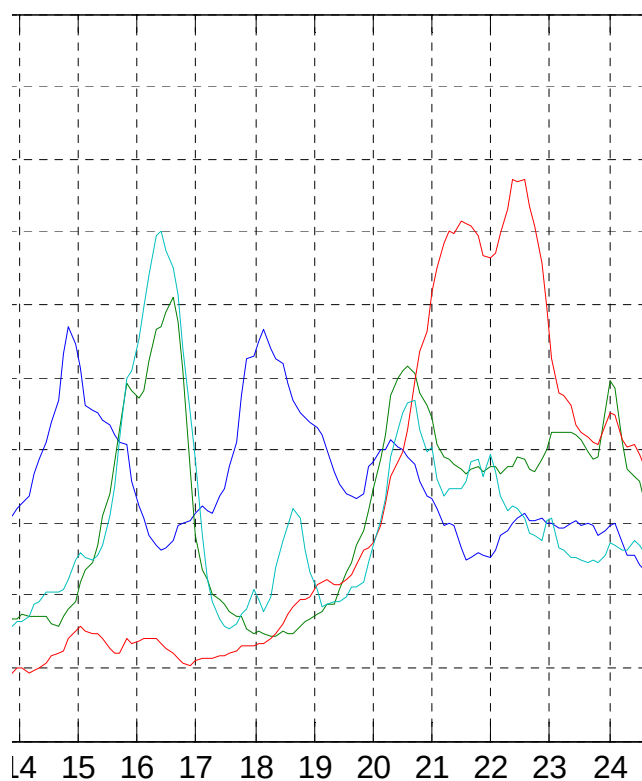


Gráfico 4.8- Ampliação do gráfico das acelerações transversais obtido durante o ensaio de vibração ambiental

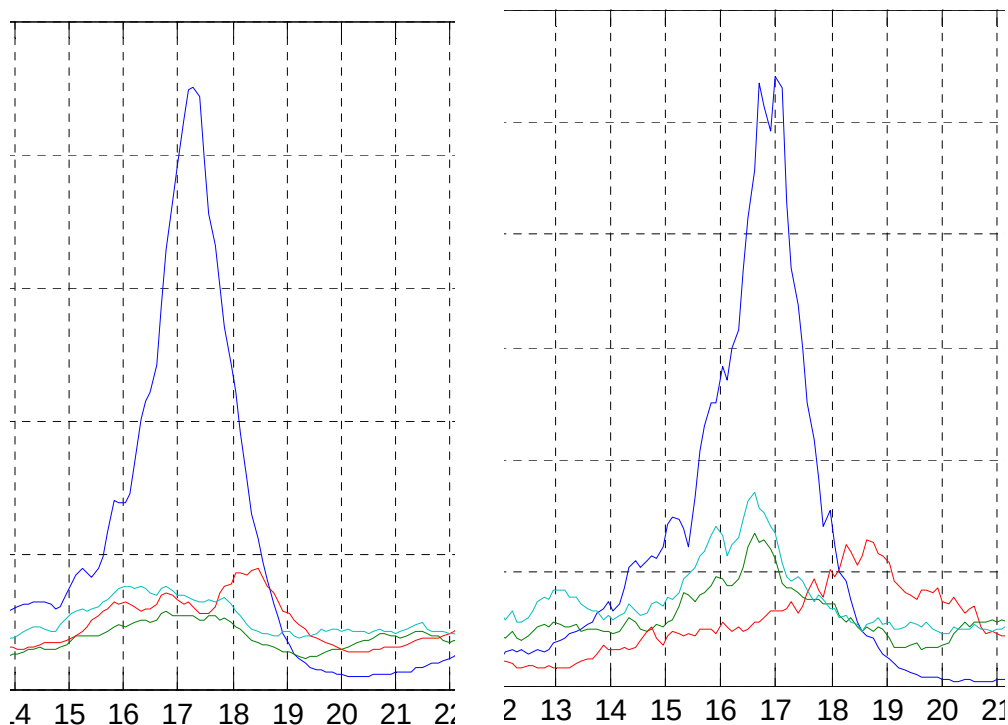


Gráfico 4.9- – Ampliação dos gráficos 4.2 e 4.6 obtidos durante o ensaio de vibração ambiental e passagens controladas representados à esquerda e direita, respectivamente. Estes picos encontram-se nos respectivos gráficos principais bem sinalizados.

A partir dos gráficos analisados anteriormente, pode apontar-se alguns intervalos para os modos de vibração, de acordo com o quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Intervalos possíveis para os primeiros modos de vibração da estrutura

	Frequência
Modos de vibração	Intervalo
1	16-17
2	17-18
3	21-23

5

MODELAÇÃO EM SAP 2000 v11

5.1. INTRODUÇÃO

O programa SAP 2000 v11 constitui uma ferramenta poderosa na área da engenharia civil. Esta secção proporciona uma breve introdução ao programa SAP 2000 v11 e às suas capacidades, em especial às opções disponíveis para se proceder a uma análise dinâmica e estrutural.

À semelhança da grande maioria dos programas de elementos finitos, o SAP 2000 v11 comporta três fases distintas no seu processo de cálculo, o pré-processamento e o pós-processamento, que em seguida serão sumariamente detalhados

5.2. PROCESSOS DE CÁLCULO

5.2.1. PRÉ-PROCESSAMENTO

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

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

A criação da geometria da estrutura pode ser feita, através de dois modos:

Criação em sap, isto é, criação a partir de estruturas padrão já existentes, caso esta coincida. Caso contrário é necessário realizar a modelação manual dentro do programa. As estruturas padrão existentes encontram-se representadas na figura seguinte:

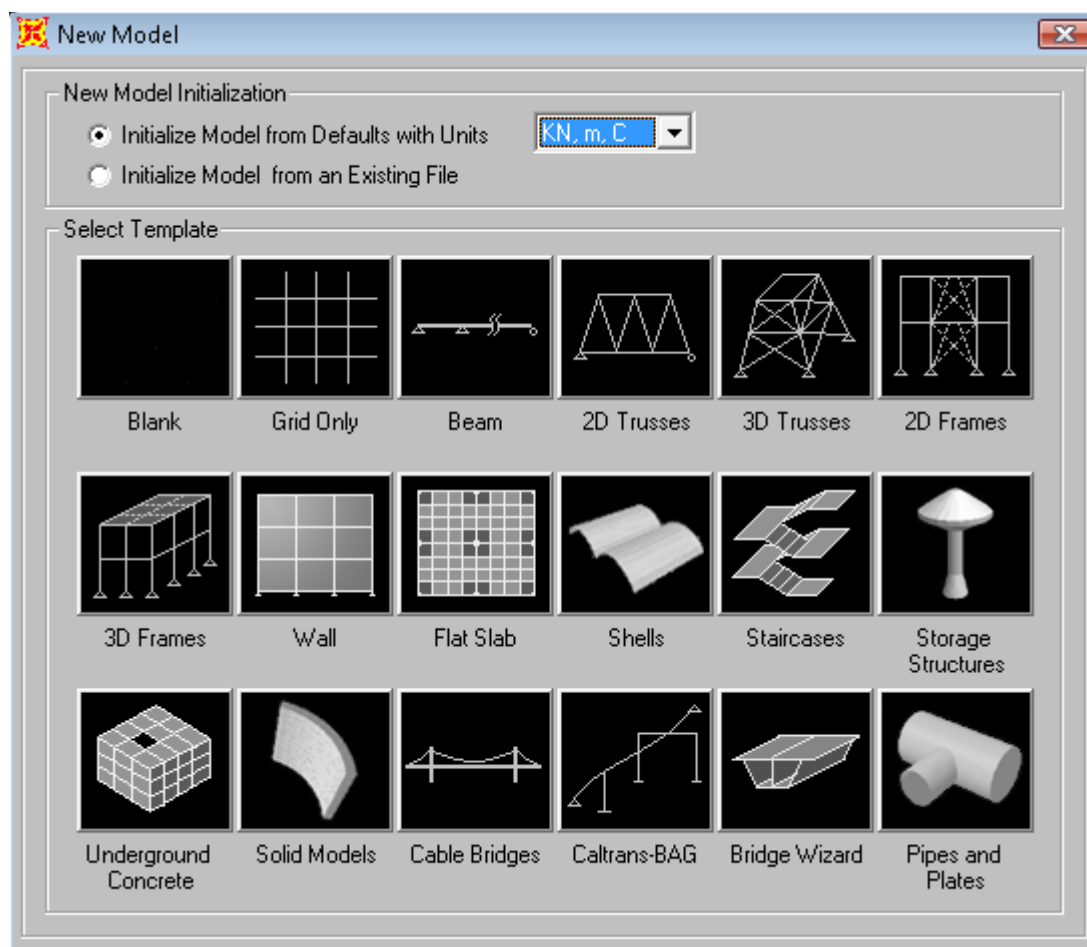


Fig. 5.1. – janela de criação do modelo em SAP 2000 v11

Caso a estrutura pretendida tenha formas irregulares a estrutura tem que ser feita de raiz.

O segundo modo de criação de uma estrutura é através da importação da estrutura a partir de formatos AUTO CAD.

Para iniciar a criação do modelo em sap, independentemente da estrutura existente, deverá iniciar-se através da selecção correcta das unidades.

Após se definir a geometria é necessário definir as características dos materiais e a dimensão da malha pretendida.

De acordo com o tipo de modelação realizada, os elementos finitos existentes em sap, encontram-se representados nas figuras 5.2,5.3e5.4.

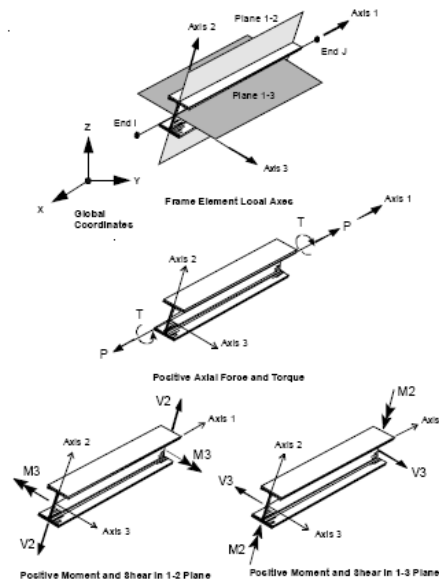


Fig. 5.2. – Elemento viga (frame) e orientação das tensões principais

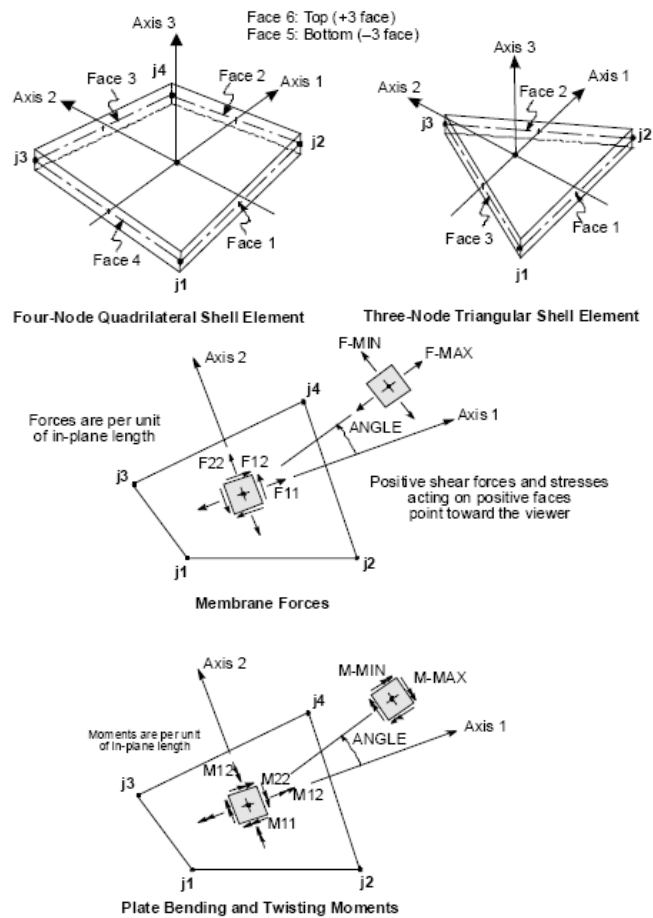


Fig. 5.3. – Elemento casca (shell) e orientação das tensões principais

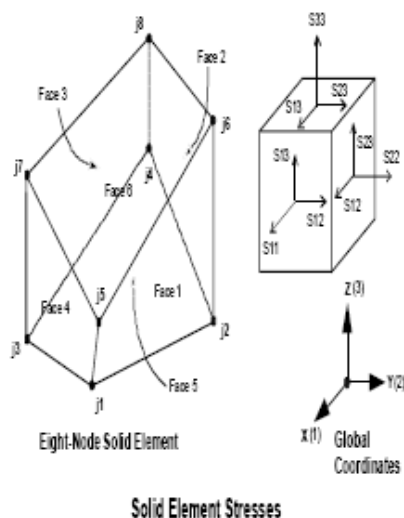


Fig. 5.4. – Elemento sólido (solid) e orientação das tensões principais

5.2.2. PROCESSAMENTO

Após a definição do modelo em elementos finitos, procede-se à análise pretendida. De seguida encontram-se alguns tipos de análise realizadas por este programa:

- “Modal Analysis”, permite determinar as características modais da estrutura;
- “Transient Dynamic Analysis”, permite calcular a resposta da estrutura quando esta está sujeita a cargas que variam com o tempo;
- “Harmonic Analysis”, permite determinar a resposta de uma estrutura sujeita a forças harmónicas;
- “Spectrum Analysis”, permite determinar a resposta da estrutura sujeita a uma acção sísmica caracterizada por um espectro;
- “Buckling Analysis”, permite calcular os efeitos de segunda ordem de uma estrutura;

Após a selecção do respectivo tipo de análise pretendida, procede-se à atribuição das cargas à estrutura e à realização das combinações.

Para finalizar esta etapa, calca-se no botão “run analysis”, que se encontra seleccionado e representado na figura 5.5.

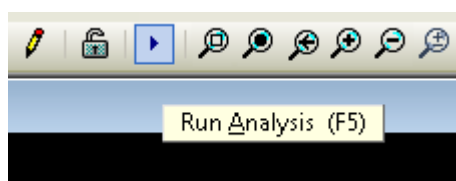


Fig. 5.5. – Localização do botão “run analysis”

5.2.3. PÓS-PROCESSAMENTO

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

5.2.4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO

A estrutura da capela em estudo foi modelada manualmente, com elementos sólidos e encontra-se representada na figura seguinte:

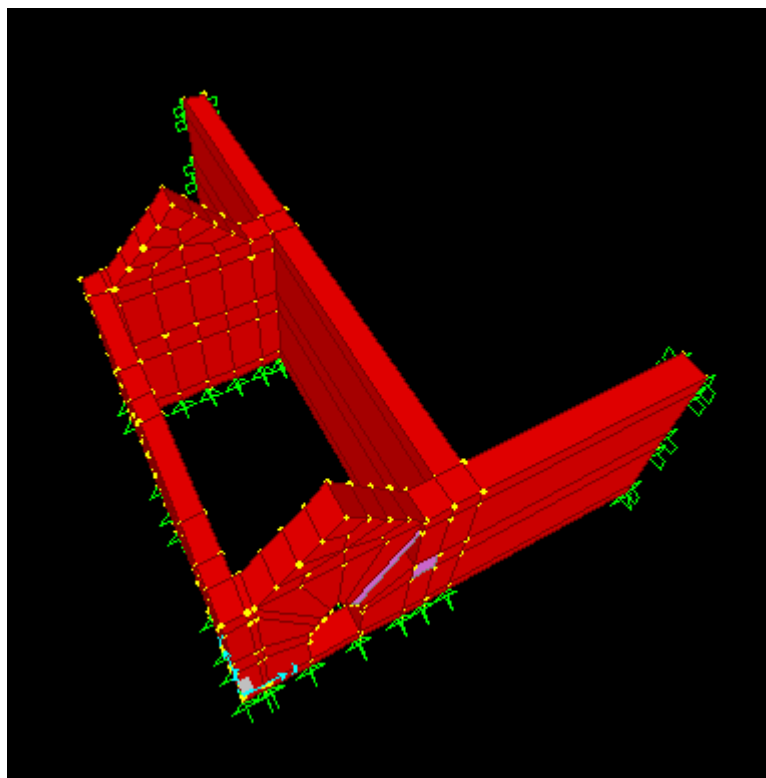


Fig. 5.6. – modelação inicial da capela

É importante referir que como a estrutura da capela é modelada com elementos sólidos, é necessário ter em atenção que as áreas das figuras resultantes da união dos pontos, sejam apenas formadas por elementos de quatro lados. Caso as áreas existentes tenham mais de quatro lados pode existir o risco de o programa não conseguir efectuar o “extrude”, ou caso o consiga fazer mais tarde os cálculos não são realizados devido a problemas de malha.

O peso da alvenaria usada é de 26 KN/m^3 , assim como um coeficiente de poisson de 0,2.

O módulo de elasticidade foi alterado até à calibração definitiva do modelo. O seu valor no modelo calibrado é de 6 Gpa.

Os elementos finitos apresentavam as dimensões de 0.3, 0.5, e 0.3.

6

CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DA CAPELA ATRAVÉS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

6.1. INTRODUÇÃO

A modelação real de uma estrutura em programas numéricos é a parte mais complexa de uma análise, não só devido à problemática de quantificar as propriedades dos diferentes materiais mas também devido à grande dificuldade em caracterizar correctamente as ligações ao exterior.

O programa computacional usado para a modelação da estrutura é o SAP 2000 v11. Trata-se de um programa estrutural desenvolvido pela CSI (Computers and Structures, Inc) em Brekeley (USA). Incorpora uma análise potencial em elementos finitos em modelos casca e sólido, os quais têm diferentes comportamentos.

Assim sendo, antes de iniciar a modelação da estrutura em estudo, é importante comparar o modelo casca com o modelo sólido e verificar o seu desempenho de modo a permitir uma correcta selecção do modelo.

6.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS SÓLIDO E CASCA, ATRAVÉS DE UMA FATIA DE MURO

A comparação do desempenho estrutural entre os dois modelos, deverá ser feita em termos estáticos e em termos dinâmicos.

6.2.1. COMPARAÇÃO ESTÁTICA DOS MODELOS SÓLIDO E CASCA

Numa primeira abordagem, considerou-se uma fatia encastrada no solo de 2 metros de largura (submúltiplo do comprimento da capela) e uma largura e altura igual ao valor real da capela, de 0,5 e 7 metros, respectivamente.

Aplicou-se a ambos os modelos, segundo as direcções x e y, o valor necessário para deslocar a extremidade uma unidade. Neste caso, como se trata de uma fatia encastrada este valor é de $3EI/L^3$. Como o deslocamento pretendido não é pontual, mas sim distribuído ao longo da espessura ou do

comprimento, conforme se trata da avaliação do comportamento do modelo nas direcções x ou y respectivamente, então é necessário dividir este valor pela respectiva linha de aplicação.

De acordo com a bibliografia disponível consultada, os módulos de elasticidade usados para a alvenaria de granito estão compreendidos entre um valor de referência mínimo de 2 Gpa e um valor máximo de 10 Gpa (quadro 6.1). Nesta simulação de comparação de modelos utilizar-se-ão apenas os dois valores de 2 e 3,9 Gpa

Quadro 6.1- módulos de elasticidade usados segundo diferentes autores na análise de algumas estruturas

autor	P.B.Lourenç [8]	P.B.Louronço and Sara Mourão	Graça Vasconcelos P.B.Lourenço [9]	P.B.Louronço	P.B.Lourenço e Sara Mourão
estrutura	-	M.Jerónimos	(ensaio realizado)	santa maria de belem	Igreja St cristo de outeiro
E(Gpa)	2	2,7	3,9	3	10
tipo de alvenaria	Alvenaria irregular	-	Parede de alvenaria com junta irregular	granito	xisto argamassado e cantaria de granito

Os modelos sólido e casca encontram-se representados nas figuras 6.1 e 6.2, respectivamente.

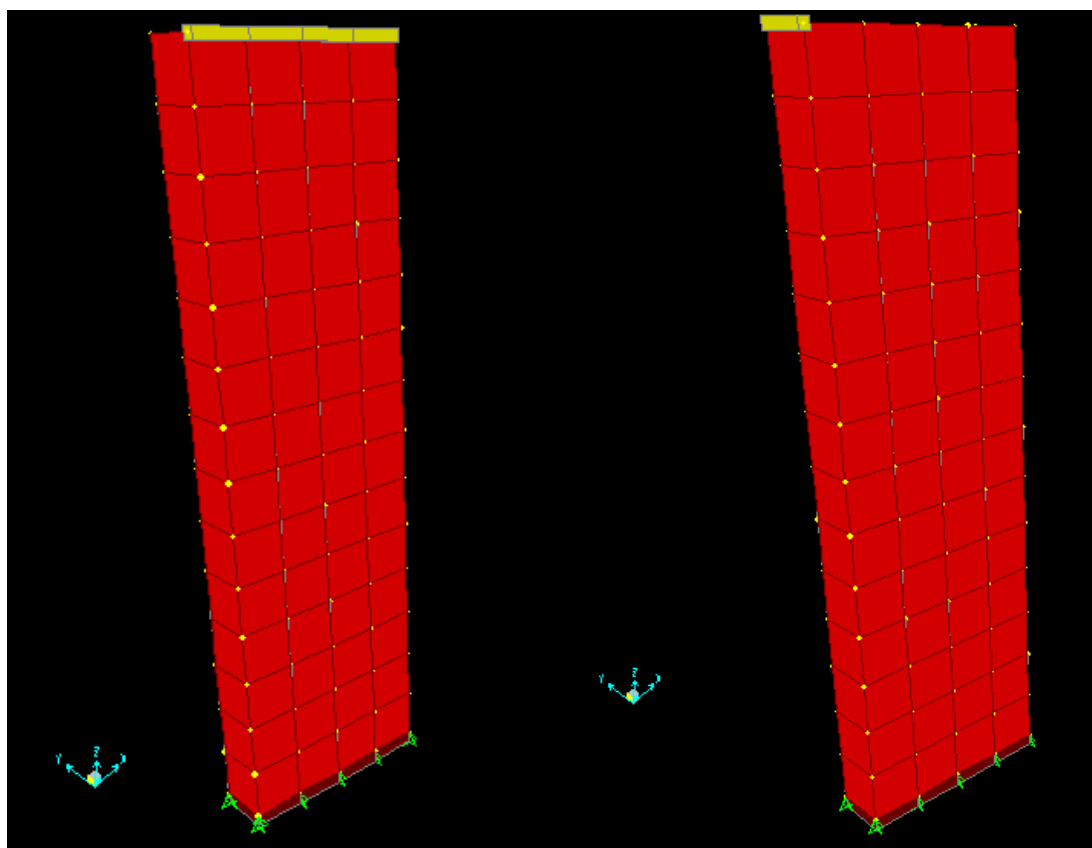


Fig 6.1 – modelo sólido encastrado com aplicação da força segundo a menor e maior direcção, representados à esquerda e à direita, respectivamente.

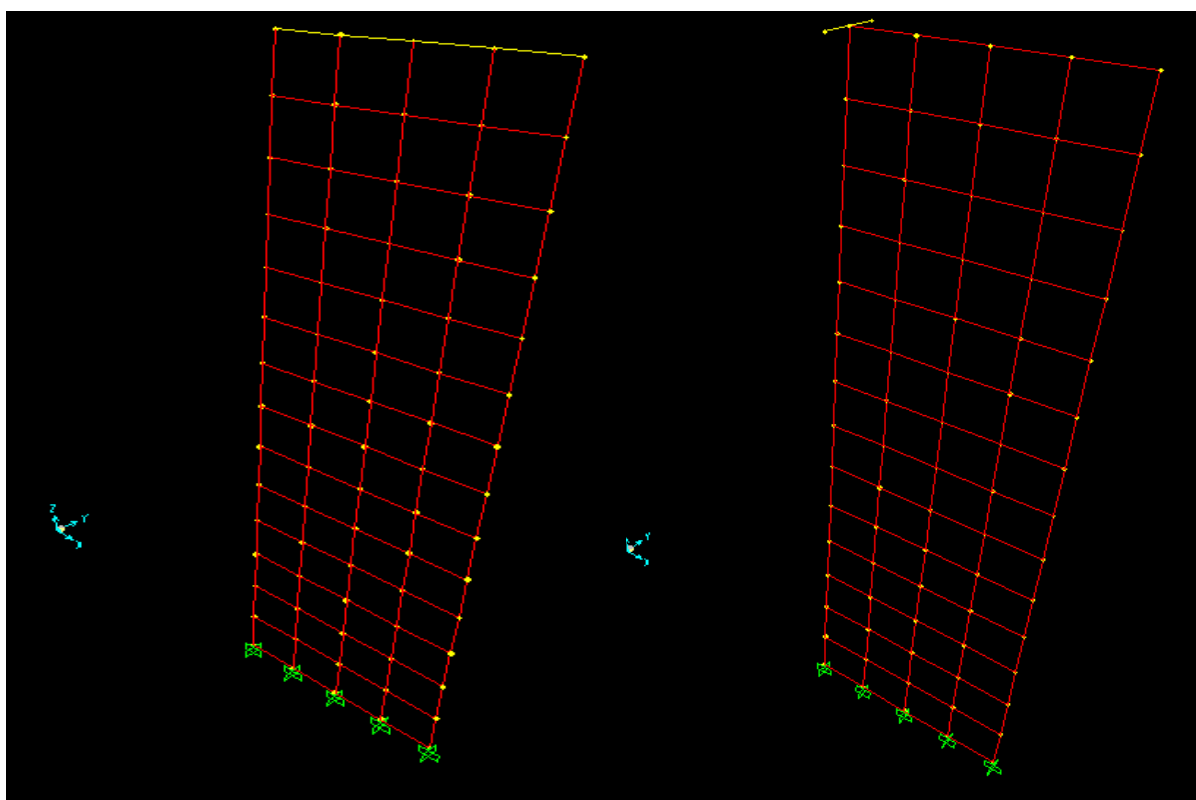


Fig 6.2 – modelo casca com aplicação da força segundo a menor e maior direcção, representados à esquerda e à direita, respectivamente.

No seguinte quadro apresentam-se as constantes de rigidez usadas, na análise de acordo com os diferentes parâmetros usados, isto é, módulo de elasticidade e direcção em análise.

Quadro -6.2 Parâmetros de rigidez usados nos modelos casca e sólido encastrado.

tipo de ligações ao exterior	módulo de elasticidade	Modelo	Constante de rigidez (KN/m)	
			direcção y	direcção x
encastrada	E=2Gpa	casca	162,216	11661,6
		sólido		
	E=3,9Gpa	casca	355,321	22740,5
		sólido		

As constantes de rigidez, equivalem á força necessária para provocar um deslocamento unitário na direcção pretendida.

Os valores de deslocamento obtidos através do programa SAP 2000 v11 encontram-se representados no seguinte quadro.

Quadro – 6.3 – deslocamentos obtidos para a estrutura encastrada

módulo de elasticidade	Modelo	deslocamentos (m)	
		direcção y	direcção x
E=2Gpa	casca	7,697	2,136
	sólido	0,9955	1,0541
E=3,9Gpa	casca	7,9	1,6171
	sólido	0,9631	1,0547

Através do quadro 6.2, pode dizer-se que os modelos casca e sólido apresentam diferentes comportamentos quando solicitados por uma força através da qual teoricamente se obtêm deslocamentos unitários.

Na direcção y, isto é, na direcção segundo a menor espessura, o modelo casca fornece resultados completamente diferentes da unidade (valor exorbitante). O valor de deslocamento obtido através do modelo sólido ajusta-se bastante ao modelo teórico. Existe uma aproximação do valor unitário com a diminuição do módulo de elasticidade. O modelo sólido é considerado sem dúvida o modelo mais adequado em análises estáticas segundo esta direcção para valores de módulos de elasticidade baixos.

Na direcção segundo a maior espessura, as diferenças entre os modelos sólido e casca reduziram-se significativamente. O modelo sólido continua bastante próximo do valor teórico e o modelo casca ronda os valores de 2,136 e 1,617 conforme a rigidez usada para a alvenaria. Verifica-se que existe uma grande aproximação deste último do valor teórico, crescendo esta com o aumento de rigidez do material. No entanto o modelo sólido continua a ser a melhor escolha para uma análise estática.

Uma possível justificação para esta grande diferença poderá ser que os modelos anteriores não entraram com a contribuição do corte.

Assim sendo, para verificar a influência do corte, considera-se uma fatia com dimensões igual à anterior, bi-encastrada, para a qual se conhece o valor da respectiva força que provoca um deslocamento unitário. Deste modo mobilizam-se as forças de corte e de flexão.

Na figura seguinte encontram-se representados ambos os modelos bi-encastrados.

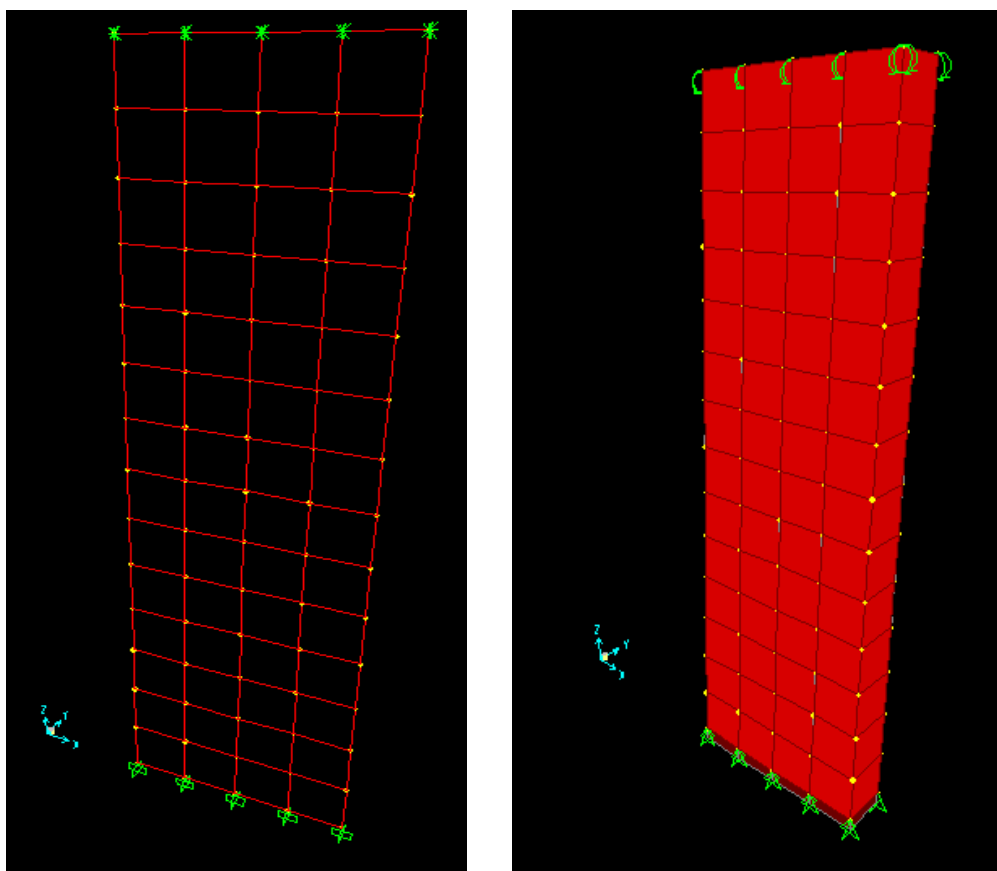


Fig. 6.3. – Modelos casca e sólido bi-encastado à esquerda e direita, respectivamente

Serão considerados dois casos de modelo bi-encastado, tendo em conta a mobilização de forças de corte ou não, permitindo assim observar as diferenças existentes. Quando não se mobilizam as forças de corte, diz-se que a estrutura tem rigidez flexional. Quando se verifica o contrário diz-se rigidez total.

Considerando apenas a mobilização da resistência flexional, o deslocamento unitário é obtido aplicando uma força de $12EI/L^3$. Como a estrutura tem uma largura considerável, esta força deverá ser distribuída ao longo da linha amarela visível nas figuras 6.1 e 6.2 conforme as direcções em análise.

No quadro seguinte encontram-se as forças uniformemente distribuídas aplicadas a estrutura bi-encastada.

Quadro -6.4 Parâmetros de rigidez usados nos modelos casca e sólido bi- encastrado.

tipo de ligações ao exterior	módulo de elasticidade	Modelo	constante de rigidez flexional(KN/m)	
			direcção y	direcção x
bi-encastrada	E=2Gpa	casca	726,663	46647,2
		sólido		
	E=3,9Gpa	casca	1421,26	90962,1
		sólido		

Quadro – 6.5 – Deslocamentos obtidos para a estrutura bi-encastrada considerando a rigidez flexional

módulo de elasticidade	Modelo	deslocamentos (m)	
		direcção y	direcção x
E=2Gpa	casca	7,6429	1,2501
	sólido	0,976	1,2
E=3,9Gpa	casca	7,6429	1,2501
	sólido	0,9764	1,2556

A partir do quadro anterior pode verificar-se que segundo a direcção y, as conclusões retiradas anteriormente continuam a ser válidas.

Na direcção x existe uma melhoria do modelo casca, relativamente ao mesmo modelo encastrado. O modelo sólido deslocou-se mais 20cm do que o mesmo modelo encastrado.

Verifica-se também uma tendência do aumento do deslocamento por parte do modelo sólido com o aumento do módulo de elasticidade.

No entanto, modelo sólido é melhor do que modelo casca.

Para avaliar a influência ao corte (rigidez total), considera-se a mesma estrutura bi-encastrada. A análise é feita apenas para a direcção x, pois é aquela que mobiliza uma maior resistência ao corte.

Assim sendo, a mesma força uniformemente distribuída aplicada no topo da parede bi-encastrada é absorvida por 2 mecanismos deformacionais distintos e independentes (flexão e corte) de tal modo que a deformação (deslocamento no topo relativamente à base) é a soma dos dois deslocamentos. A rigidez total é designada na seguinte formula por K_{equiv} [10].

$$K_{equiv} = \frac{GA}{1.2h} \left[\frac{1}{1 + \frac{4G}{1.2E} \left(\frac{h}{b} \right)^2} \right] \quad (6.1)$$

Os valores das forças uniformemente distribuídas aplicadas nos modelos casca e sólido segundo a maior direcção, encontram-se representadas na última coluna do seguinte quadro.

Quadro 6.6 – forças aplicadas no modelo casca e sólido bi-encastados de modo a mobilizar a rigidez total

E	Kequiv	KN/m
2	16663,956	37767,916
3,9	36623,716	73647,437
20	166639,561	377679,162
30	263259,371	566516,742

Quadro – 6.7 – deslocamentos obtidos para a estrutura bi-encastada considerando a rigidez total.

		deslocamentos obtidos (m)
módulo de elasticidade	Modelo	direcção x
E=2Gpa	casca	1,0121
	sólido	1,0161
E=3,9Gpa	casca	1,0127
	sólido	1,0166
E=20Gpa	casca	1,0152
	sólido	1,0206
E=30Gpa	casca	1,0166
	sólido	1,0221

Pode verificar-se que quer o modelo casca, quer modelo sólido se encontram muito próximos do valor unitário. Ambos os modelos fornecem para esta direcção resultados muito bons.

Apesar de a rigidez total estar muito próxima em ambos os modelos (nesta última análise), o modelo sólido confere uma maior rigidez para módulos de elasticidade baixos, o que simula melhor a realidade. Este aumento da rigidez é acompanhado por deslocamentos baixos e frequências elevadas (Gráfico 6.1)

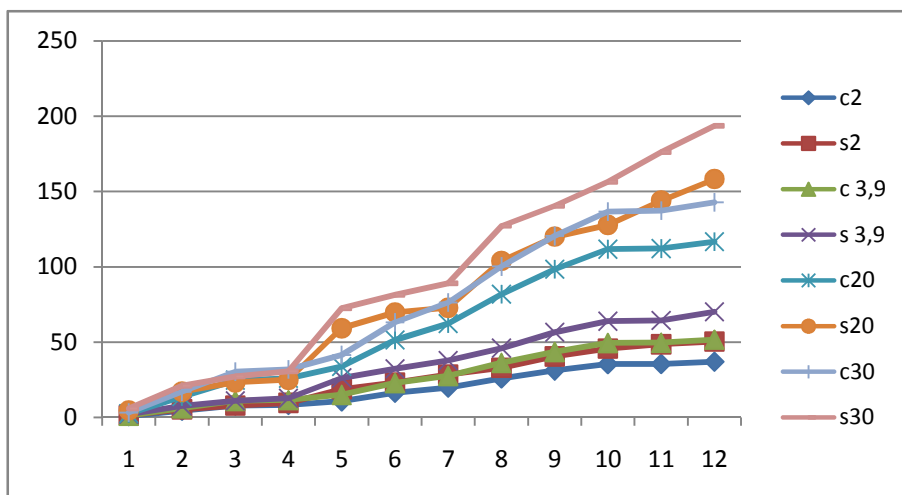


Gráfico 6.1 – frequências próprias das estruturas representadas na fig.6.3. Os índices s e c representam os modelos sólido e casca respectivamente, seguidos do valor do respectivo módulo de elasticidade.

6.2.2. COMPARAÇÃO DINÂMICA DOS MODELOS SÓLIDO E CASCA

A análise dinâmica entre os dois modelos (casca e sólido), é feita através da comparação do primeiro modo de vibração, com o valor teórico.

O valor teórico dos modos de vibração é obtido através da seguinte fórmula

$$f_i = \frac{\lambda_i}{2\pi L} \left(\frac{KG}{\mu} \right)^{1/2} \quad (6.2)$$

Com:

$$\lambda_i = \frac{(2i - 1)\pi}{2} \quad (6.3)$$

$$\mu = \frac{10(1 + \nu)}{12 + 11\nu} \quad (6.4)$$

em que $i=1,2,3,\dots$

Nesta simulação dinâmica, é importante considerar fatias com comprimentos reduzidos, pois quanto menor for este, maior é o efeito de viga obtido. Este efeito, é o pretendido, uma vez que evita a interferência do comprimento da parede, nas frequências da fatia.

Assim sendo, a estrutura considerada é encastrada, com um comprimento reduzida de modo a evitar a qualquer tipo de interferência nas frequências. O módulo de elasticidade usado corresponde a um valor médio do quadro 6. 1.

São considerados os comprimentos de 0,6, 1 e 2 metros para as fatias e comparadas com os respectivos valores teóricos. Para esta comparação apenas será usado o primeiro modo de vibração.

Quadro 6.8 – características da fatia de alvenaria com um comprimento de 0,6 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca

E (Kpa)	6000000
ν	0,2
G (Kpa)	2500000
μ (kg/m)	1040
L (m)	0,6

Quadro 6.9 – comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com L=0,6m

	modos de vibração		
	Valor teórico	modelo solido	modelo casca
1	1,610	1,654	0,676
2	9,656	2,416	3,933
3	24,145	10,079	5,445
4	45,071	14,524	12,532
5	72,436	15,660	15,070
6	106,239	27,062	23,322
7	146,462	33,640	29,102
6	193,163	36,016	37,403
9	246,262	47,506	47,257
10	305,641	50,161	53,746
11	371,636	66,295	60,735
12	444,274	77,657	61,762

Quadro 6.10 - características da fatia de alvenaria com um comprimento de 1 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca

E (Kpa)	6000000
ν	0,2
G (Kpa)	2500000
μ (kg/m)	1300
L (m)	1

Quadro 6.11 - comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com L=1m

	modos de vibração		
	Valor teórico	modelo solido	modelo casca
1	1,440	1,656	0,679
2	6,636	3,264	4,692
3	21,596	10,104	5,449
4	40,313	15,963	10,396
5	64,769	16,769	15,063
6	95,023	27,153	26,277
7	131,017	35,343	29,133
6	172,770	47,143	31,152
9	220,262	47,623	47,317
10	273,552	50,429	51,666
11	332,562	76,403	53,754
12	397,371	79,275	69,166

Quadro 6.12- características da fatia de alvenaria com um comprimento de 2 m usadas para a comparação dinâmica dos modelos sólido e casca

E (Kpa)	6000000
ν	0,2
G (Kpa)	2500000
μ (kg/m)	2600
L (m)	2

Quadro 6.13 - comparação dinâmica entre o modelo sólido e casca com L=2m

	modos de vibração		
	Valor teórico	modelo solido	modelo casca
1	1,016	1,664	0,661
2	6,106	6,292	5,461
3	15,271	10,134	6,211
4	26,506	14,945	9,391
5	45,613	27,230	15,127
6	67,192	30,646	19,037
7	92,643	35,577	29,232
6	122,167	44,677	33,051
9	155,763	50,564	46,126
10	193,431	66,671	47,416
11	235,171	74,906	46,910
12	260,964	76,600	53,765

Através dos quadros 6.9, 6.11 e 6.13, é possível comparar os modelos sólidos e casca, face aos diferentes dimensões da parede. É de notar que existe uma grande aproximação do modelo sólido do valor teórico para $L=0.6$. Esta aproximação decresce à medida que se aumenta o comprimento segundo esta direcção. No entanto, para simular os efeitos de viga, não faz sentido usar comprimentos superiores a um metro evitando assim os efeitos de placa no modelo.

É através deste tipo de análise que se verifica que em termos dinâmicos, o modelo sólido continua a dar resultados muito bons, pois o seu modo fundamental encontra-se mais próximo do valor teórico para comprimentos de L reduzidos (0.6 e 1 metros).

Note-se que para comprimentos de 2 metros (quadro 6.13) o modelo casca é mais próximo do valor teórico, o que indica que é possível que exista a simulação dos efeitos de placa, o que não é o pretendido ou simulado neste parágrafo.

Para os restantes comprimentos (0.6 e 1 metros), o primeiro modo de vibração, do modelo casca, encontra-se muito desfasado da realidade o que indica que o seu funcionamento não se ajusta à realidade.

Assim sendo, modelo sólido é o modelo usado para a modelação da capela dado que apresenta melhores resultados, tal como já foi visto anteriormente, quer em termos estáticos, quer em termos dinâmicos.

6.3. SIMULAÇÃO DO MODELO REAL DA CAPELA – CALIBRAÇÃO ATRAVÉS DOS ENSAIOS REALIZADOS

6.3.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios dinâmicos permitem calibrar o modelo de modo a simular o melhor possível a realidade. Através das frequências de vibração é possível calibrar o modelo computacional, ajustando os diferentes parâmetros até obter um valor próximo do real.

É importante referir que para uma simular melhor o módulo de elasticidade dos materiais constituintes da alvenaria, seria necessário realizar ensaios in situ. Estes ensaios deveriam ser não destrutivos de modo a evitar destruição da estrutura.

6.3.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO

O processo de calibração do modelo inicia-se através da simulação da capela com as características iniciais enunciadas no Quadro 6.14.

Quadro 6.14 – Dados usados na primeira tentativa de calibração

E(GPa)	6
l(m)	0,5L

L- lado da capela ou largura

l – comprimento de amarração da capela à restante estrutura

Numa primeira fase, considerou-se que o comprimento de amarração era metade do comprimento da capela na respectiva direcção. Assim sendo, na direcção longitudinal o comprimento de amarração é de 4,5 metros e na direcção transversal 2,5. Para a simulação do efeito dos pisos sobre, e a estrutura, consideraram-se molas a nível dos pisos aplicadas perpendicularmente ao painel. Na figura 6.4 pode ver-se a cor amarela, as linhas onde foram aplicadas as molas referidas anteriormente. O valor da constante de rigidez admitida para as molas é de 10 GPa. Para simular o efeito de contraventamento da parede existente na casa, colinear com a parede tardoz da capela, área identificada a branco na fig. 6.4, aplicaram-se molas nos cantos das áreas a vermelho (fig. 6.5), com um valor de 10 GPa.

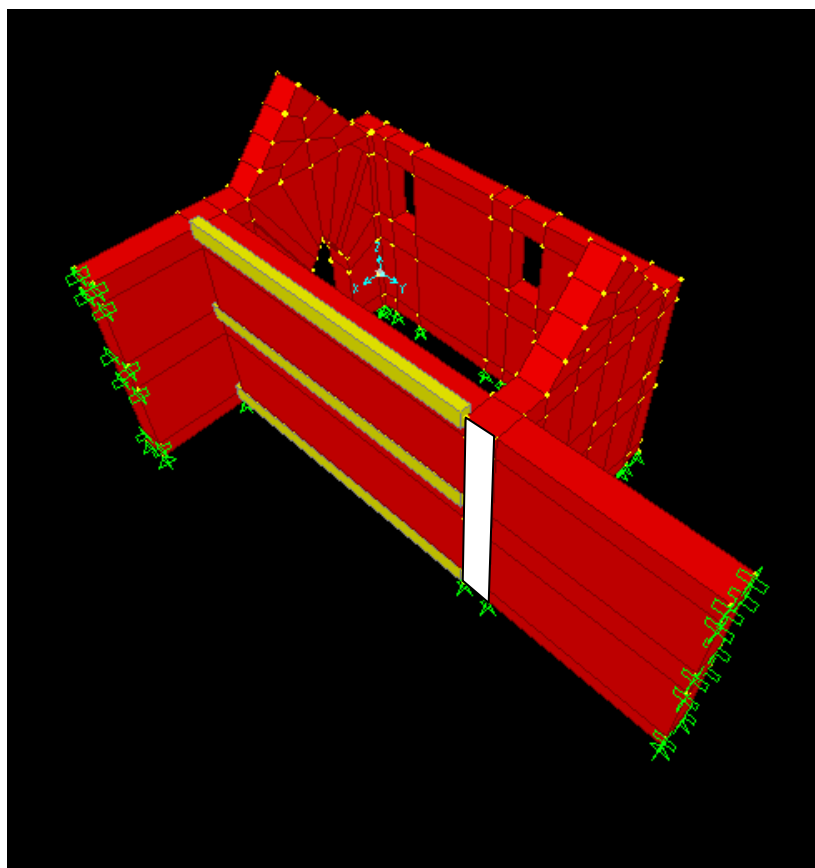


Fig. 6.4 – Primeira tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000

Os resultados obtidos para os primeiros modos de vibração encontram-se no quadro 6.15.

Quadro 6.15 – Modos de vibração obtidos para a primeira tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	13,555
2	19,979
3	24,129
4	26,079
5	31,144
6	35,637
7	36,435
6	36,943
9	41,36
10	46,309

O primeiro modo encontra-se muito baixo, enquanto o segundo e terceiro são muito altos, não caindo nenhum dentro do intervalo de solução. É importante referir que desde o primeiro momento se tentou que os modos obtidos ficassem distanciados entre si de acordo com os intervalos existentes no ensaio.

Assim sendo vamos verificar a interação com a restante estrutura aumentando o comprimento de amarração de modo a baixar o segundo e terceiro modos de vibração aproximando-os mais ao primeiro.

O comprimento de amarração foi aumentado para um comprimento igual ao comprimento do lado da capela. (quadro 6.16).

Quadro 6.16- Dados usados na segunda tentativa de calibração

E(GPa)	6
l(m)	L

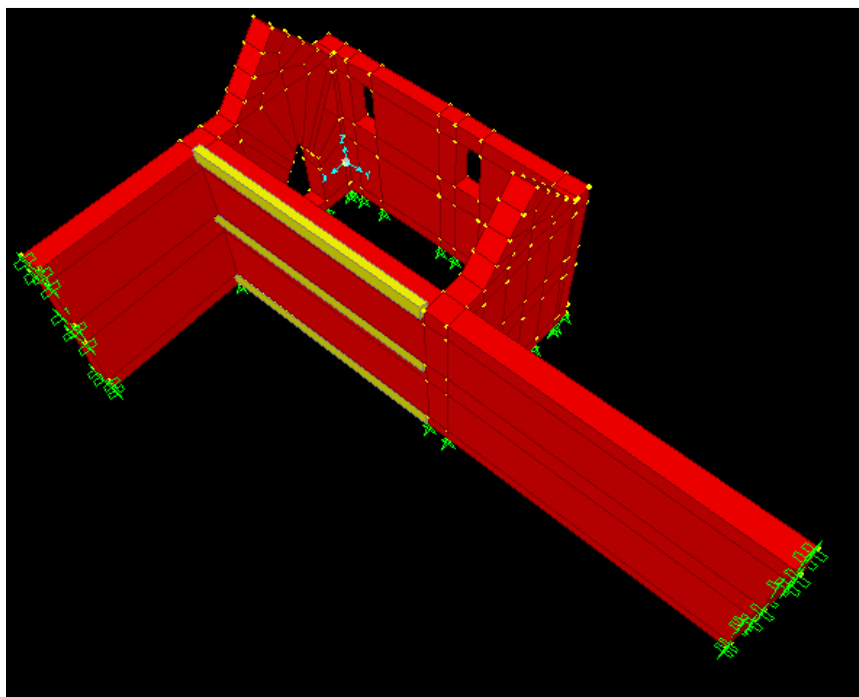


Fig. 6.5 – Segunda tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000

Os dados obtidos encontram-se representados no quadro 6.17.

Quadro 6.17. - Modos de vibração obtidos para a segunda tentativa de calibração

modo	Frequência (Hz)
1	13,533
2	17,404
3	19,931
4	24,119
5	27,695
6	31,122
7	35,276
6	35,735
9	36,166
10	37,74

Como era de esperar, a estrutura tornou-se mais flexível, dado que se aumentou o seu comprimento de amarração, o que fez com que o segundo e terceiro modos de vibração baixassem, que era o pretendido.

Para verificar esta tendência, aumenta-se o comprimento de amarração para o dobro do comprimento da capela na respectiva direcção (quadro 6.18). Assim será possível ver até onde o comprimento de amarração é importante para a degradação da energia.

Quadro 6.18- Dados usados na terceira tentativa de calibração

E(GPa)	6
l(m)	2L

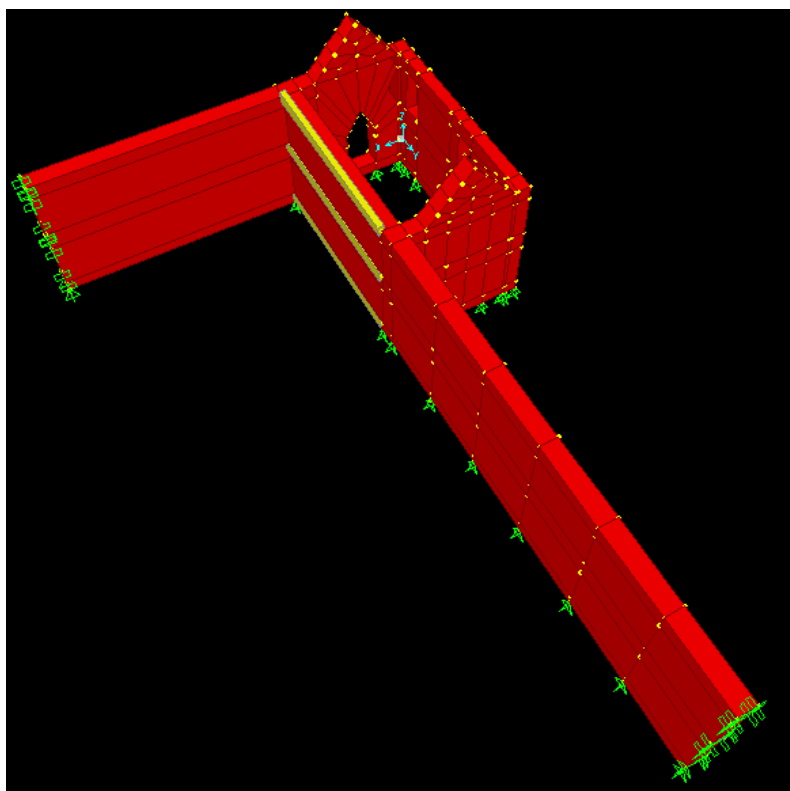


Fig. 6.6 – Terceira tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000

Os resultados obtidos encontram-se representados no quadro 6.19.

Quadro 6.19 - Modos de vibração obtidos para a terceira tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	9,0776
2	11,074
3	15,019
4	15,266
5	17,224
6	20,591
7	23,052
6	24,259
9	26,061
10	26,426

Através do quadro 6.19 confirma-se a tendência da diminuição das frequências. Nota-se uma aproximação entre a primeira, segunda e terceira frequências, que é o pretendido. No entanto, o terceiro modo de vibração provoca a instabilidade da parede longitudinal de amarração, o que deve ser evitado.

Assim sendo, na tentativa seguinte será necessário conferir maior rigidez à estrutura através do travamento no sentido transversal de acordo com a figura 6.7. Neste travamento são simuladas as paredes existentes na estrutura real, perpendiculares a esta e que conferem contraventamento no sentido transversal à estrutura.

Quadro 6.20- dados usados na quarta tentativa de calibração

E(GPa)	6
l(m)	2L

A constante de rigidez conferida para simulação das paredes de alvenaria existentes na realidade é da ordem dos 10 GPa

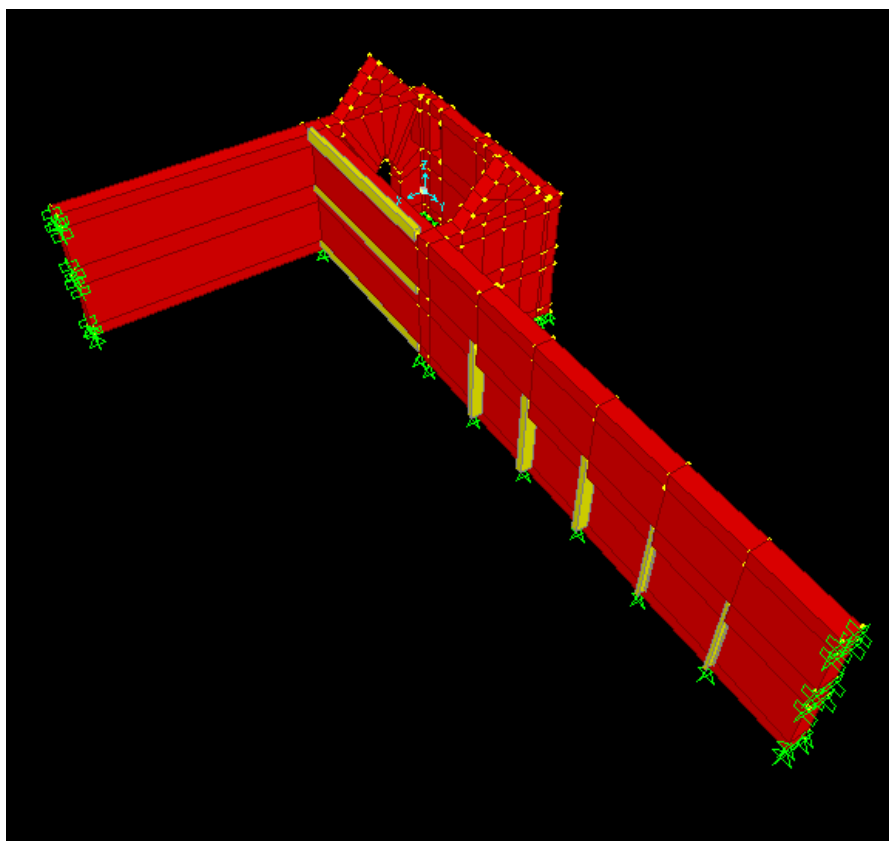


Fig. 6.7 – Quarta tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000

Quadro 6.21 - Modos de vibração obtidos para a quarta tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	12,727
2	15,24
3	19,203
4	23,306
5	25,967
6	29,476
7	32,155
6	32,647
9	33,316
10	35,59

Verificou-se que embora as frequências não se encontram dentro dos intervalos pretendidos, a aproximação entre o segundo e terceiro modo é bastante boa. Esta aproximação, através da visualização dos modos de vibração, não é de confiança, uma vez que a parede frontal encontra-se instável para o segundo ou terceiro modo.

Neste seguimento, o passo seguinte tem como objectivo o travamento da parede contígua à fachada frontal da capela (figura 6.8). Através deste travamento simula-se o contraventamento existente, devido à laje. A constante de rigidez usada para as molas tem o mesmo valor que as molas usadas anteriormente (10 GPa).

As propriedades dos materiais estão representadas no quadro seguinte:

Quadro 6.22- Dados usados na quinta tentativa de calibração

E(GPa)	6
l(m)	2L

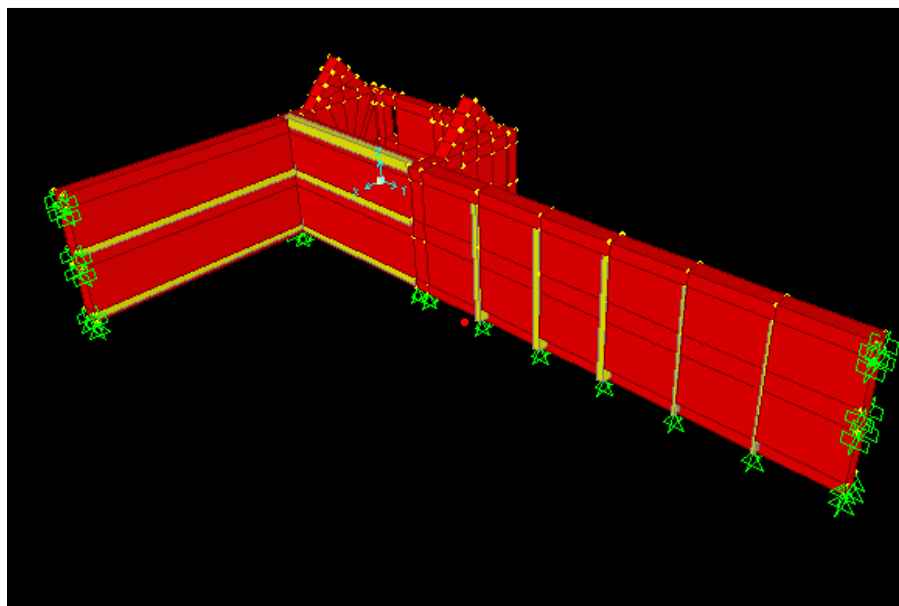


Fig. 6.8 – Quinta tentativa de calibração da estrutura modelada em Sap2000

Quadro 6.23 - Modos de vibração obtidos para a quinta tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	12,746
2	19,344
3	23,33
4	26,066
5	29,606
6	30,432
7	32,746
6	33,416
9	36,192
10	42,406

Os segundos e terceiro modo encontram-se no bom sentido. No entanto, o primeiro modo continua a ser ainda bastante baixo.

O seguinte passo será diminuir os segundo e terceiro modos através da diminuição do módulo de elasticidade dos materiais.

Quadro 6.24- Dados usados na sexta tentativa de calibração

E(GPa)	6
I(m)	2L

Quadro 6.25 - Modos de vibração obtidos para a sexta tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	11,039
2	16,766
3	20,213
4	22,606
5	25,649
6	26,375
7	26,363
6	26,962
9	31,369
10	36,906

Verifica-se que os modos de vibração (quadro 6.25) diminuíram conforme o esperado através da diminuição do módulo de elasticidade dos materiais.

O segundo e terceiro modo encontram-se bastantes próximos do intervalo pretendido.

Na próxima tentativa, o objectivo é aumentar um pouco a rigidez da alvenaria da capela, uma vez que esta foi construída posteriormente à casa mãe, apresentando por isso melhor qualidade de construção (maior módulo de elasticidade). Arbitrou-se para a alvenaria da capela um módulo de elasticidade de 6 Gpa e para a restante parte um valor de 6 Gpa (quadro 6.26).

Quadro 6.26- dados usados na sétima tentativa de calibração

E(GPa)	6 e 6
l(m)	2L

Quadro 6.27 - Modos de vibração obtidos para a sétima tentativa de calibração

modo	frequência (Hz)
1	12,664
2	16,721
3	22,619
4	25,455
5	26,426
6	29,04
7	32,333
6	32,954
9	35,566
10	40,456

Os segundo e terceiro modo de vibração encontram-se dentro do intervalo pretendido. Pelo contrário, o primeiro modo ainda é bastante baixo.

Será importante então simular o efeito de contraventamento do telhado e da cúpula na parede exterior de modo a aumentar a sua rigidez. Este aumento de rigidez traduz-se num aumento da frequência do primeiro modo de vibração. A consideração deste efeito é realista. Tendo em conta a fig 6.9 é possível verificar o funcionamento real do conjunto formado pela cúpula e telhado na capela. A simulação do efeito na parede exterior é feita através de molas segundo o comprimento total da parede, com uma constante de rigidez de 20000Kpa. O módulo de elasticidade foi reduzido de modo a evitar um aumento dos restantes modos de vibração (segundo e terceiro). O módulo de elasticidade encontra-se representado no quadro 6.28.

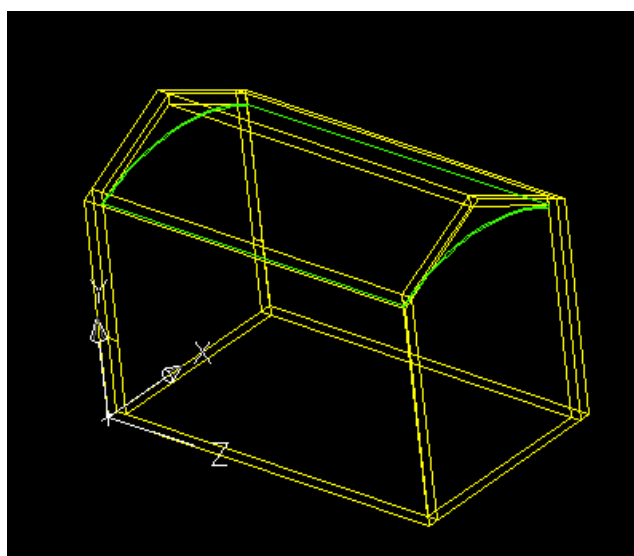


Fig.6.9 Imagem da cúpula da capéla de nossa senhora do alívio feita em auto-cad 2007

Quadro 6.28- Dados usados na calibração final

E(GPa)	6
l(m)	2L



Fig. 6.10 Calibração final da estrutura modelada em Sap2000

Quadro 6.29 - Modos de vibração obtidos para a calibração final da estrutura

modo	frequência (Hz)
1	16,447
2	17,767
3	21,066
4	24,473
5	25,615
6	26,465
7	30,263
6	31,456
9	31,961
10	36,662
11	36,077
12	41,027
13	42,392
14	43,255
15	46,077
16	46,631
17	47,352

16	49,176
19	51,056
20	52,776

A calibração dá-se por concluída, pois os primeiros três modos de vibração coincidem com o intervalo definido previamente após a realização do ensaio dinâmico

6.3.3. MODOS DE VIBRAÇÃO DO MODELO DA CAPELA CALIBRADO

Através das seguintes imagens, representação dos seis primeiros modos de vibração, é possível confirmar a coerência entre os dados obtidos no ensaio e a calibração final do modelo.

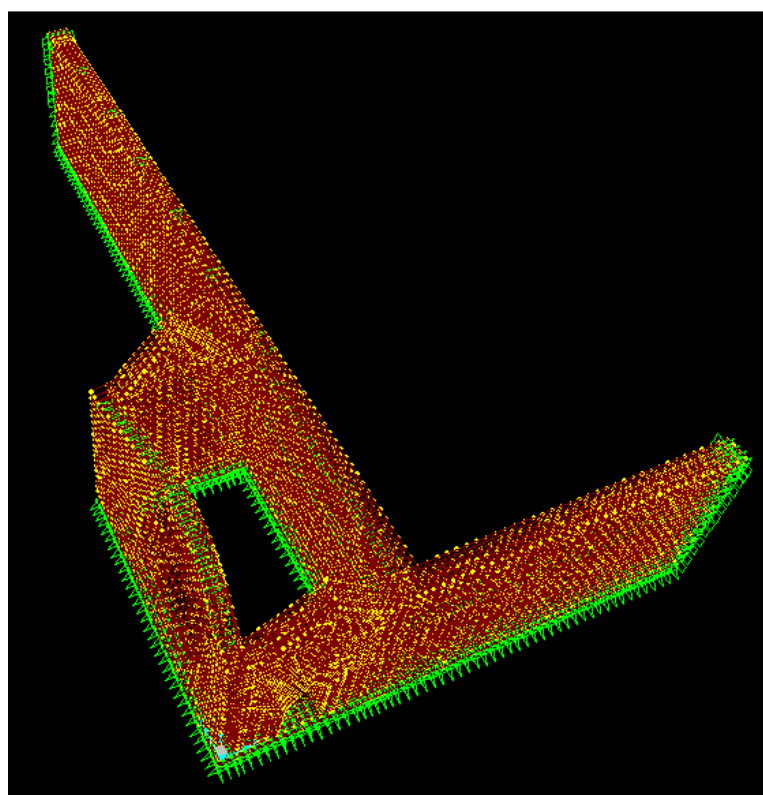


Fig. 6.11 – Imagem tridimensional da deformada do primeiro modo de vibração obtida através do sap2000

$$(f_1 = 16,447 \text{ Hz})$$

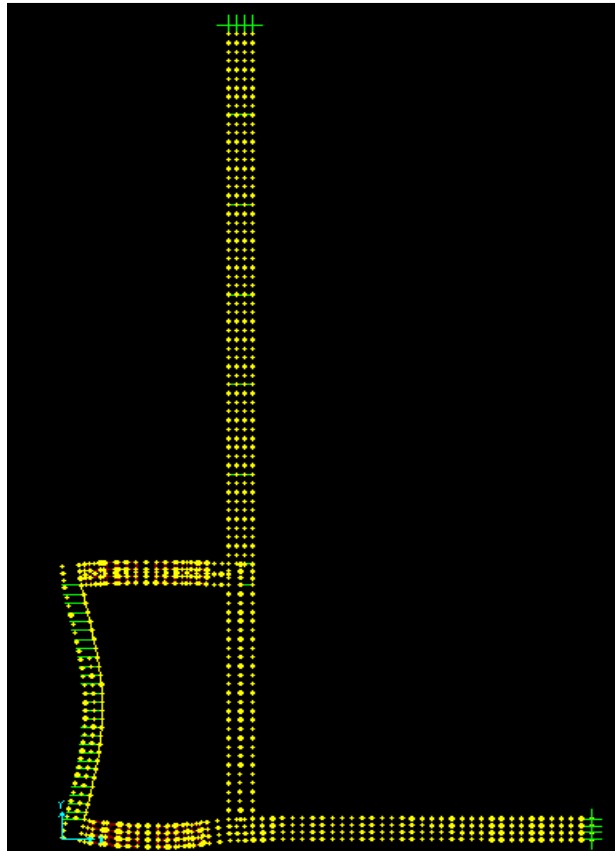


Fig. 6.12 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.11) do primeiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_1 = 16,447 \text{ Hz}$)

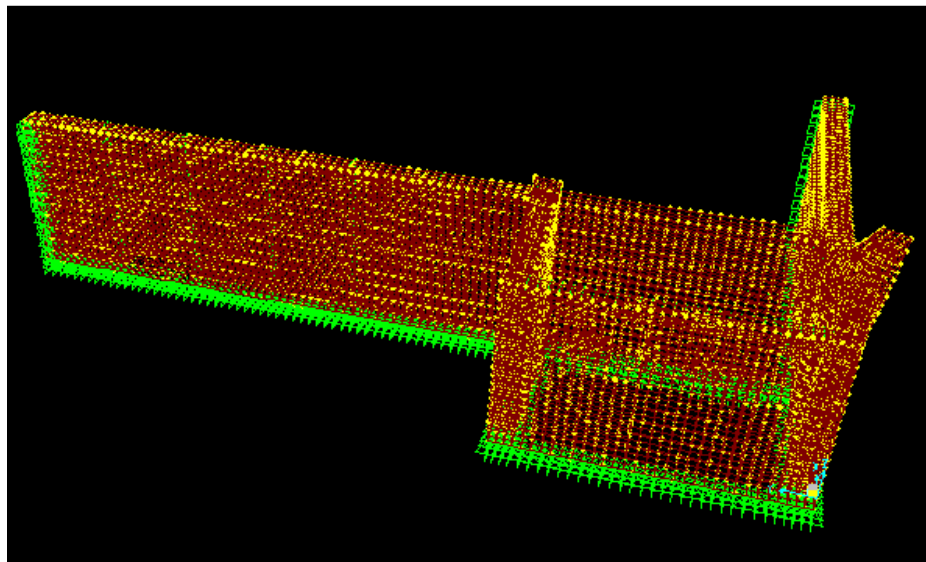


Fig. 6.13 – Imagem tridimensional da deformada do segundo modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_2 = 17,767 \text{ Hz}$)

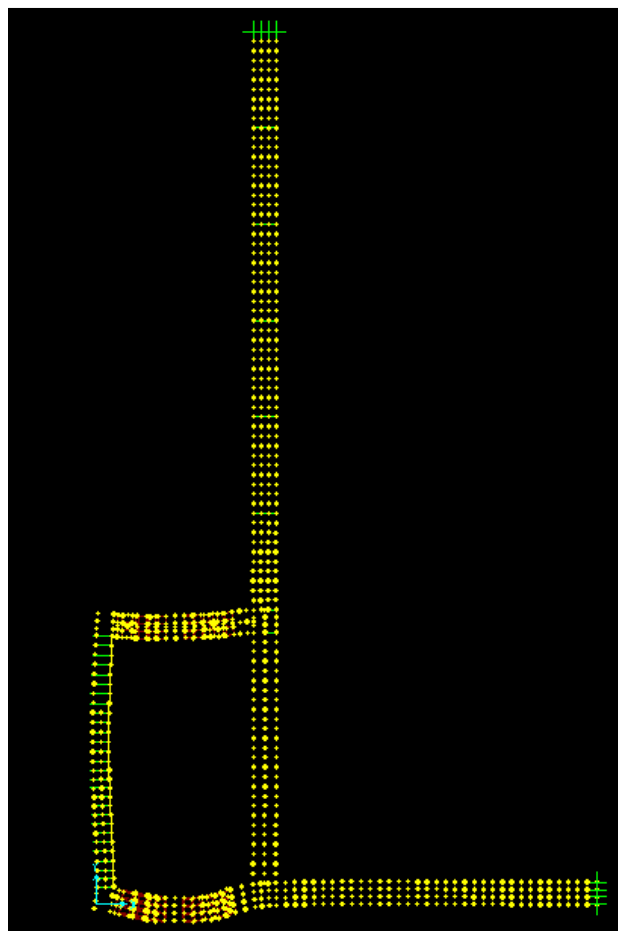


Fig. 6.14 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.13) do segundo modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_2 = 17,767 \text{ Hz}$)

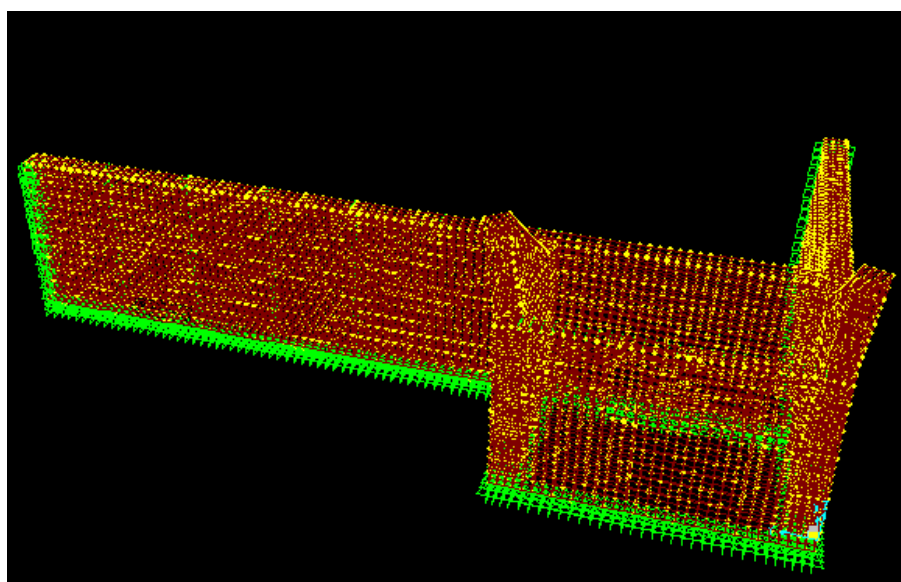


Fig. 6.15 – imagem tridimensional da deformada do terceiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_3 = 21,066 \text{ Hz}$)

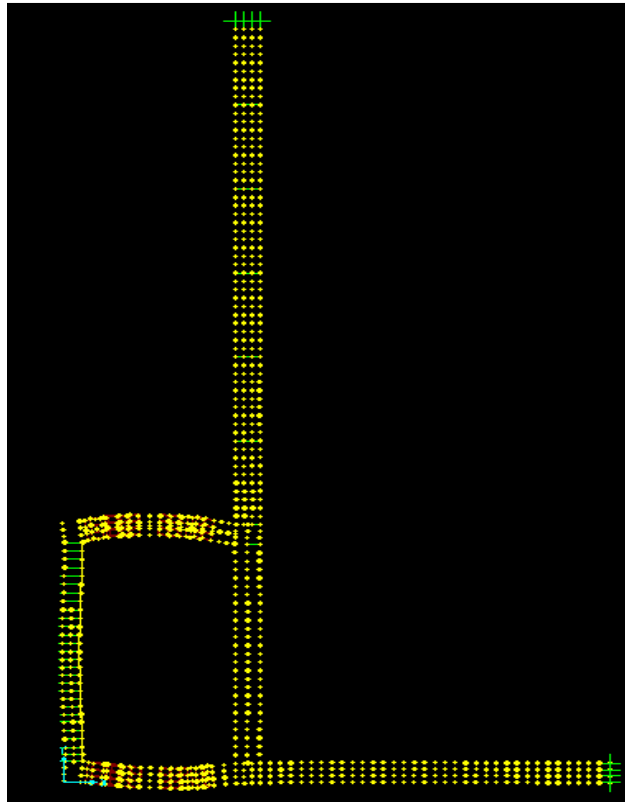


Fig. 6.16 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.15) do terceiro modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_3 = 21,066 \text{ Hz}$)

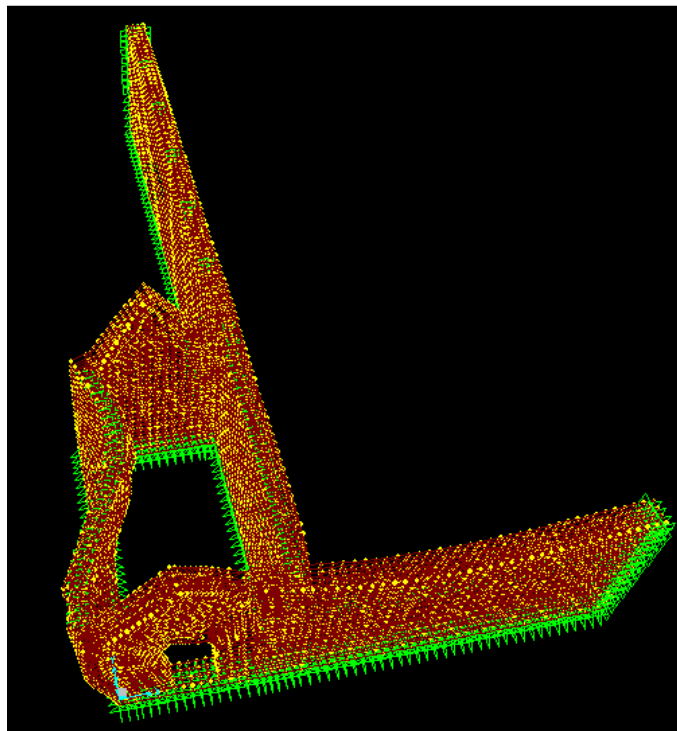


Fig. 6.17 – imagem tridimensional da deformada do quarto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_4 = 24,473 \text{ Hz}$)

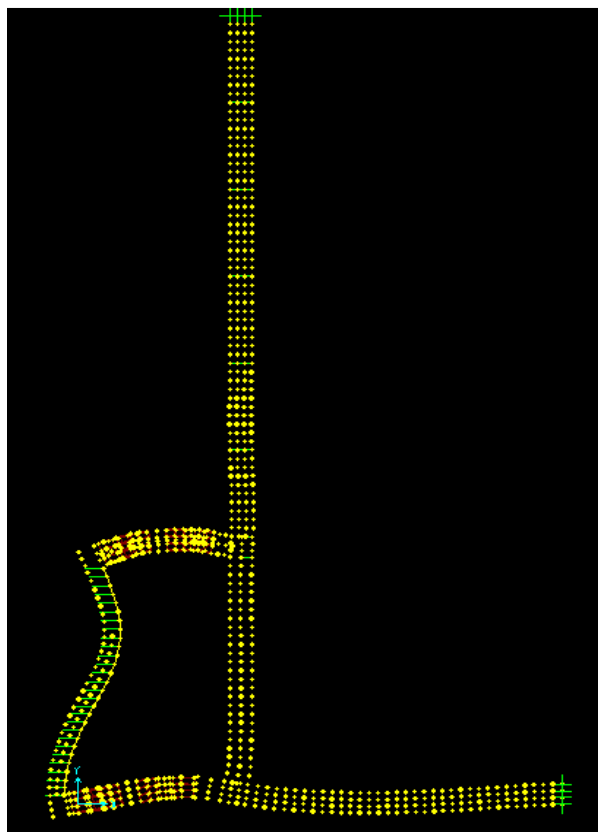


Fig. 6.18 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.17) do quarto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_4 = 24,473 \text{ Hz}$)

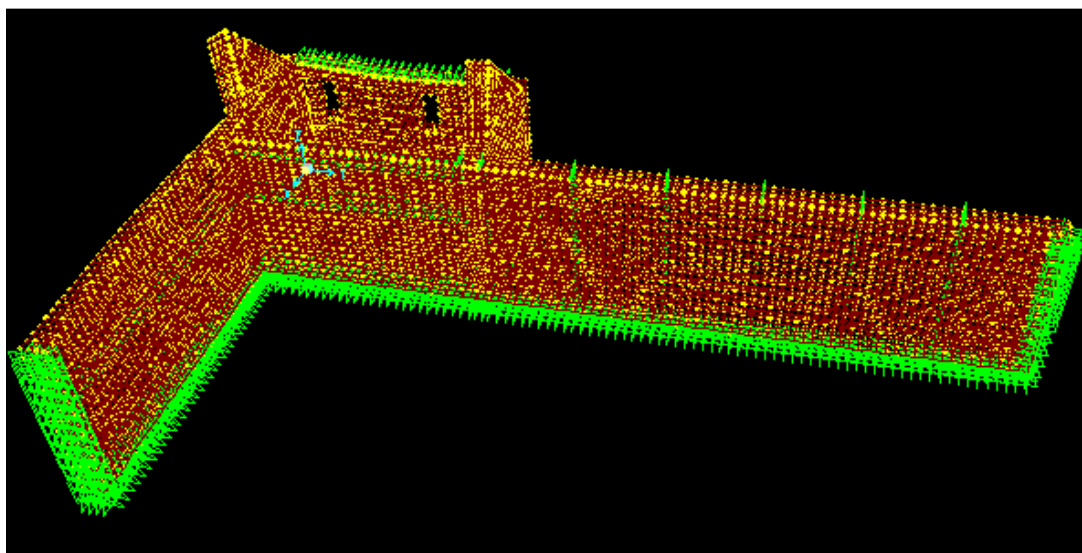


Fig. 6.19 – Imagem tridimensional da deformada do quinto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_5 = 25,615 \text{ Hz}$)



Fig. 6.20 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.19) do quinto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_5 = 25,615 \text{ Hz}$)

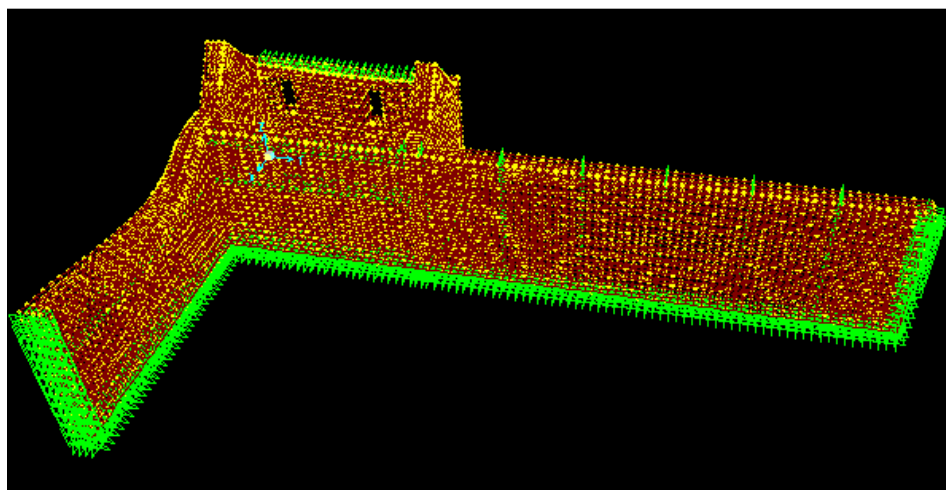


Fig. 6.21 – Imagem tridimensional da deformada do sexto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_6 = 26,465 \text{ Hz}$)

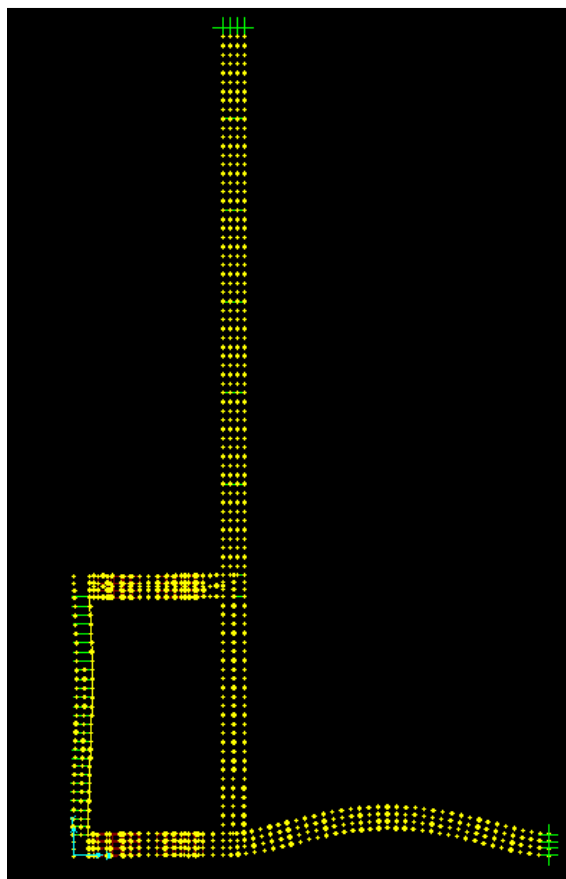


Fig. 6.22 – Corte horizontal ($z=5,15$) da deformada tridimensional (Fig. 6.21) do sexto modo de vibração obtida através do sap2000 ($f_6 = 26,465 \text{ Hz}$)

7

ANÁLISE SÍSMICA DA CAPELA

7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS AO ESTUDO DA RESPOSTA SÍSMICA DA CAPELA

Após a calibração do modelo, é importante efectuar comparações tendo em conta diferentes condições fronteiras na ligação ao exterior. Surge assim a necessidade de efectuar uma análise paramétrica de modo a quantificar a sensibilidade da solução de um dado problema através da alteração dos diferentes parâmetros.

Deste modo, diferentes ligações ao exterior implicam diferentes tensões nos materiais que por sua vez geram diferentes deslocamentos relativos na estrutura.

Nascem assim pontos críticos que devido às capacidades intrínsecas dos materiais levam à formação de fissuras. Estes pontos localizam-se geralmente em zonas dos cantos, em altura e nas proximidades das aberturas.

Na calibração feita anteriormente, considerou-se que a parede comum á capela e à casa, estaria encastrada na restante parte do edifício. Na modelação através dos elementos sólidos, consideram-se 5 casos diferentes:

- Estrutura com apoios duplos ao nível das fundações;
- Estrutura enaestrada ao nível das fundações;
- Estrutura enaestrada ao nível do solo;
- Simulação do efeito do solo com nível freático baixo;
- Simulação do efeito do solo na estrutura com nível freático à superfície;

Para a simulação do efeito dos elementos casca considerou-se um caso:

- Estrutura formada por elementos casca na estrutura base;

7.2. SELECÇÃO DOS PONTOS DE INTERESSE PARA ANÁLISE SÍSMICA

Para cada um dos casos referidos anteriormente, existe a avaliação em determinados pontos da estrutura, dos deslocamentos, das rotações e das reacções sob acção de diferentes tipos de sismos. Os pontos considerados como importantes nesta análise estão identificados nas figuras 7.1, 7.2, 7.3, e 7.4, bem como as respectivas componentes mais importantes. Os pontos 3 e 5 correspondem a pontos extremos superiores da capela que permitem a percepção das rotações dos dois panos de alvenaria.

Estas rotações são coerentes com as fissuras existentes no meio de cada fachada, na estrutura real. O ponto 4 foi considerado por ser o ponto mais desfavorável em termos deslocamentos horizontais, localizado a meio da parede com espessura mais reduzida (0,5). Neste ponto é previsto obter deslocamentos superiores aos pontos 3 e 4. Os pontos 1 e 2 correspondem a pontos extremos em termos altura.

Em termos de reacções, os dois pontos considerados podem tornar-se pontos de interesse quando estas reacções são muito elevadas, podendo levar à rotura dos materiais existentes.

Para além dos parâmetros de saída referidos no parágrafo anterior, considerou-se igualmente importante a quantificação dos primeiros 20 modos de vibração.

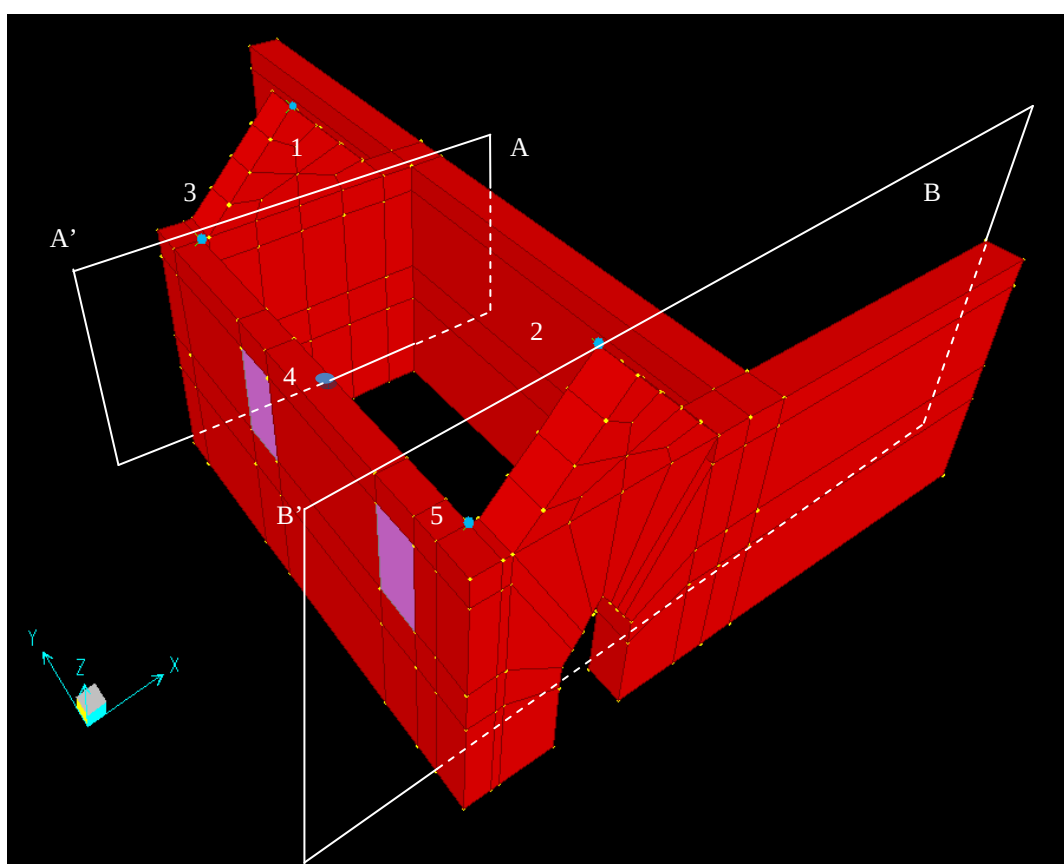


Fig. 7.1 – Imagem tridimensional da capela de Nossa Senhora do Alivio após modelação em SAP 2000 v11 e esquematização dos cortes AA' e BB'

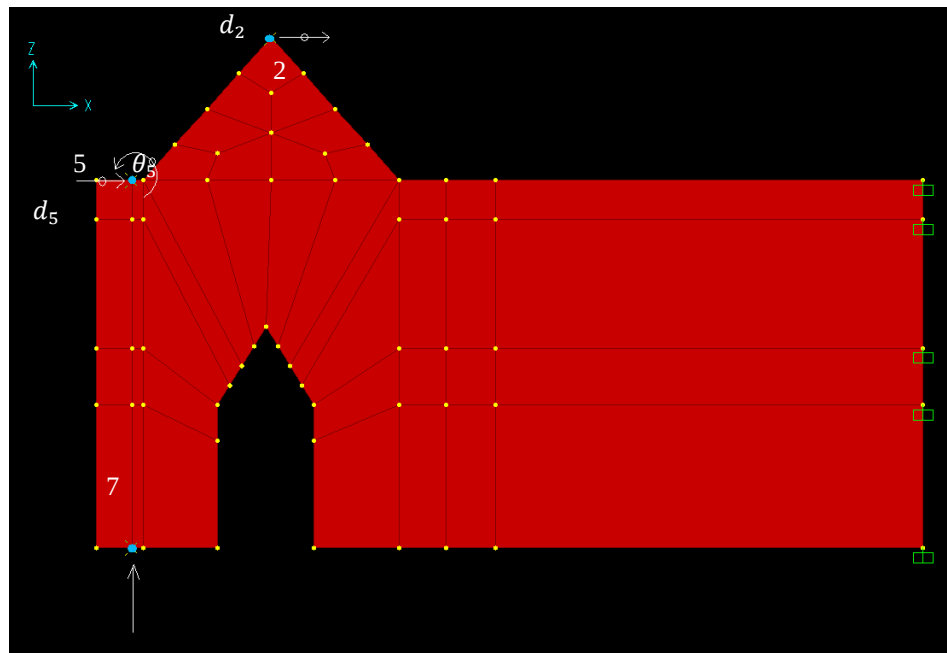


Fig. 7.2 – Corte AA' e representação dos pontos de interesse na análise.

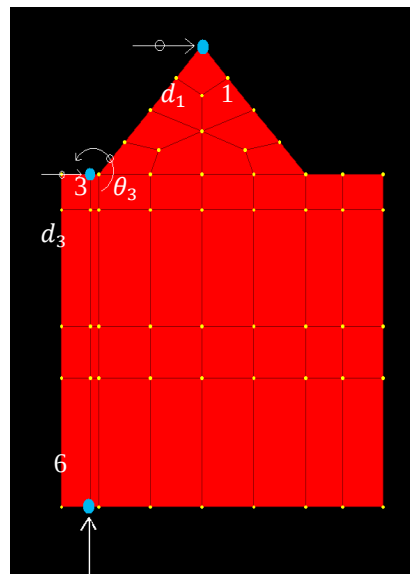


Fig. 7.3 – Corte BB' e representação dos pontos de interesse na análise.

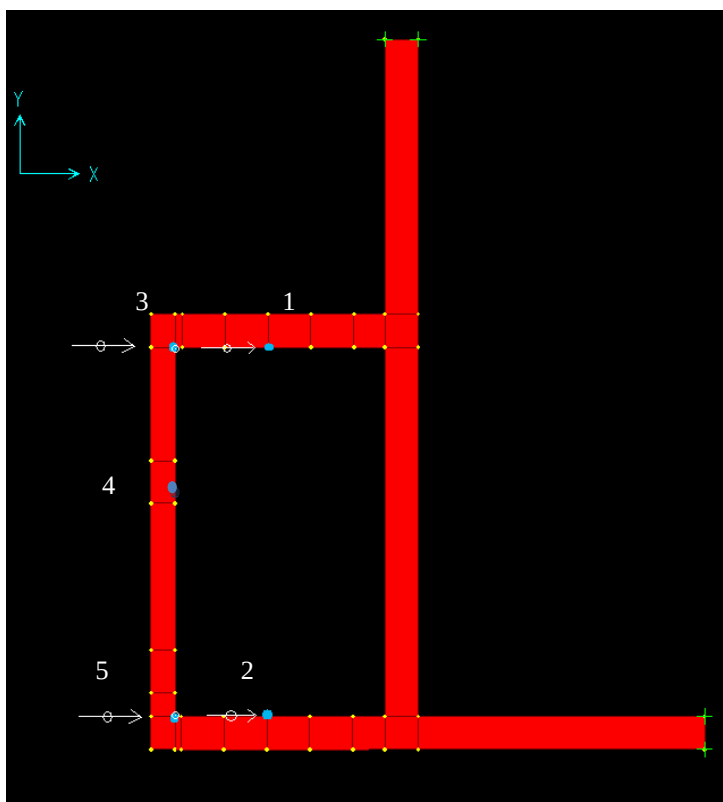


Fig. 7.4 – Vista superior e representação dos pontos de interesse na análise

7.3. ESTUDO PARAMÉTRICO

7.3.1. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 1 - ESTRUTURA COM APOIOS DUPLOS AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES

A estrutura de comparação é considerada a estrutura mais próximo da realidade. Assim sendo, considera-se que a estrutura com os apoios duplos ao nível das fundações (Figura 6.10) é a estrutura de comparação usada ao longo deste capítulo. A partir deste momento será designada por estrutura base ou zero. A estrutura zero é a estrutura obtida na calibração.

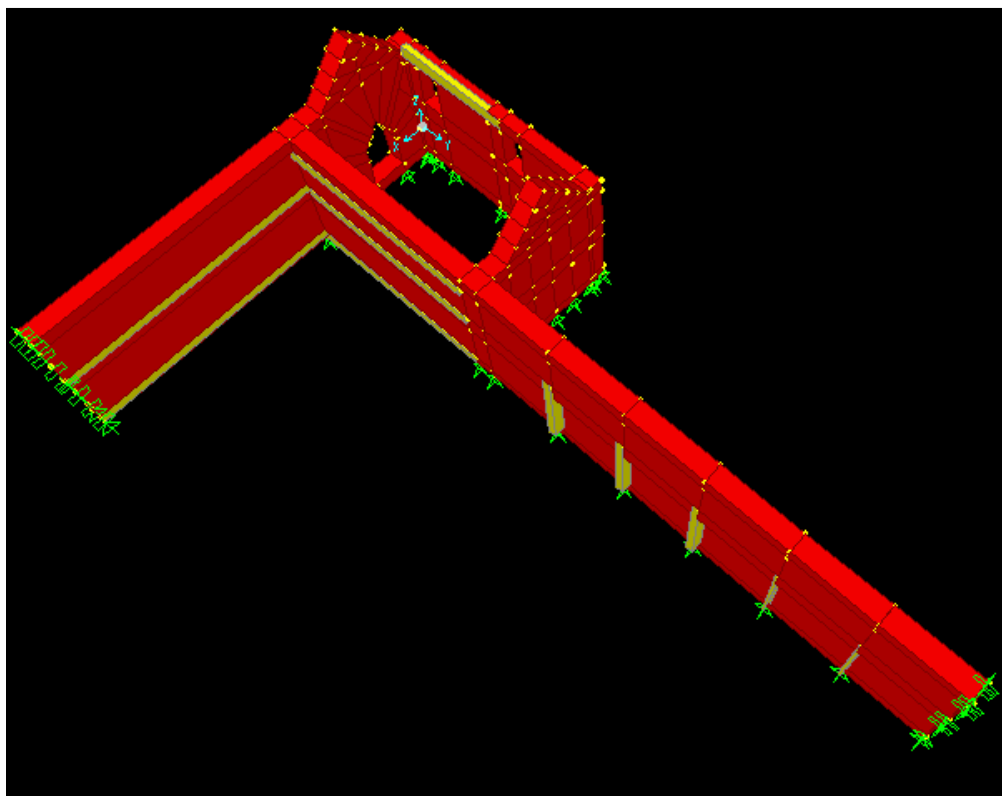


Fig. 7.5 – Imagem da Capela com apoios duplos ao nível das fundações (estrutura de comparação)

Os modos de vibração obtidos encontram-se representados no seguinte gráfico:

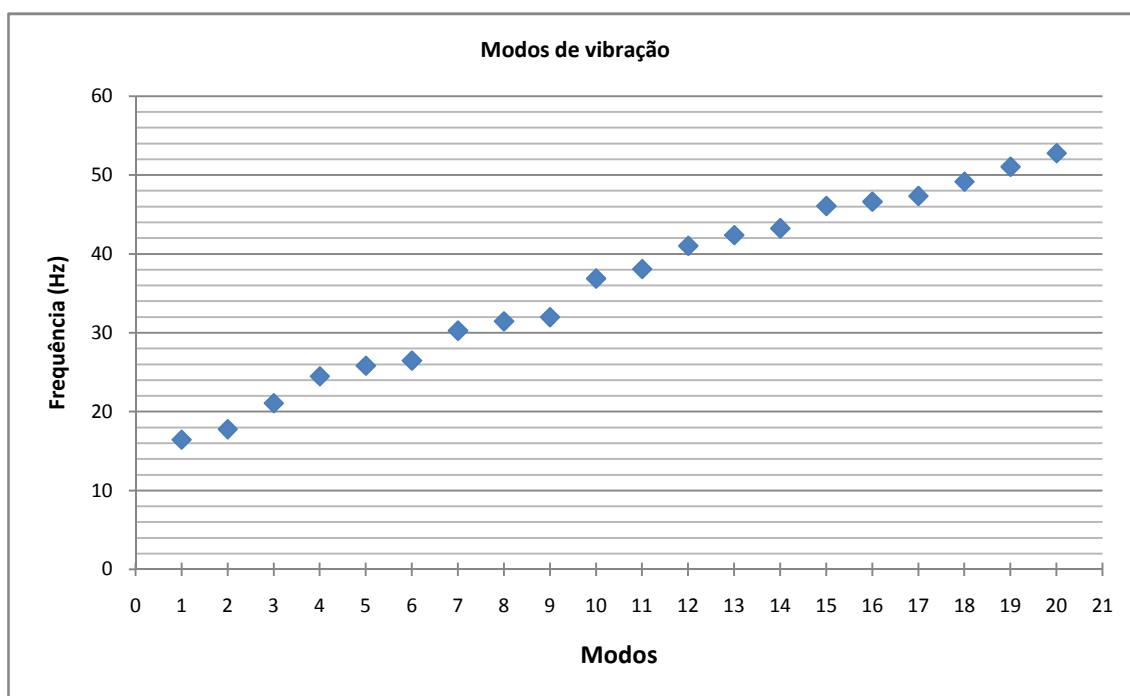


Gráfico 7.1 – modos de vibração da estrutura zero

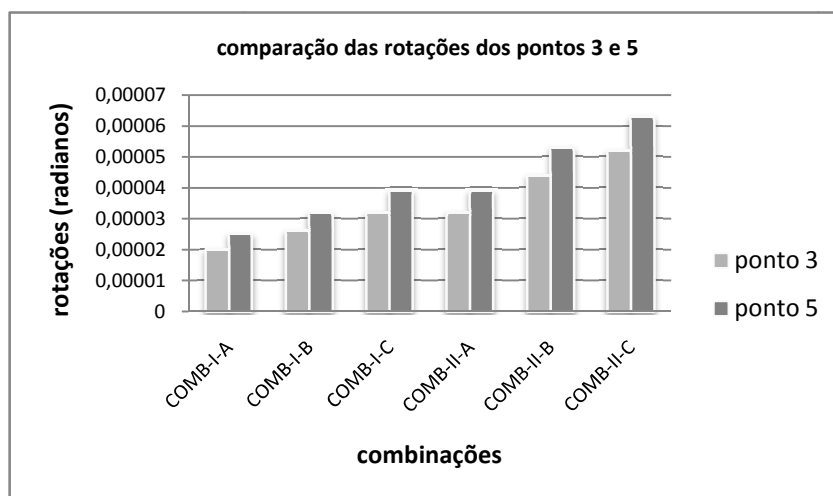


Gráfico 7.2- comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura zero

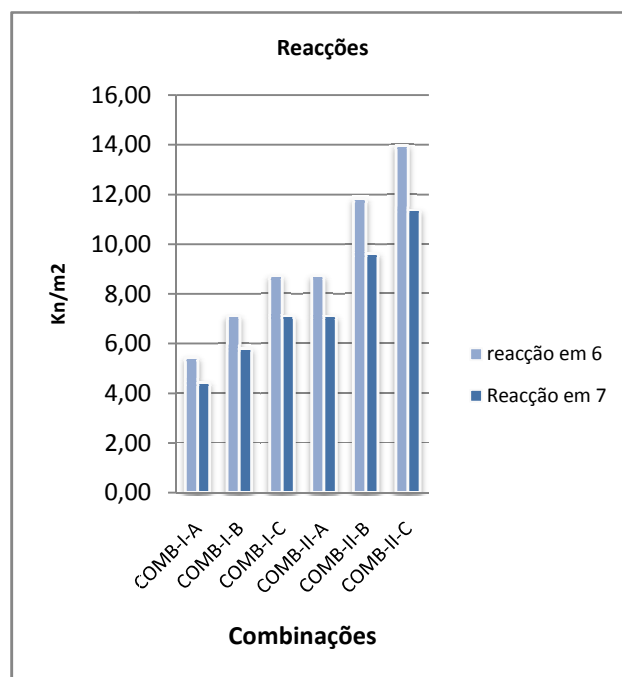


Gráfico 7.3 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura zero

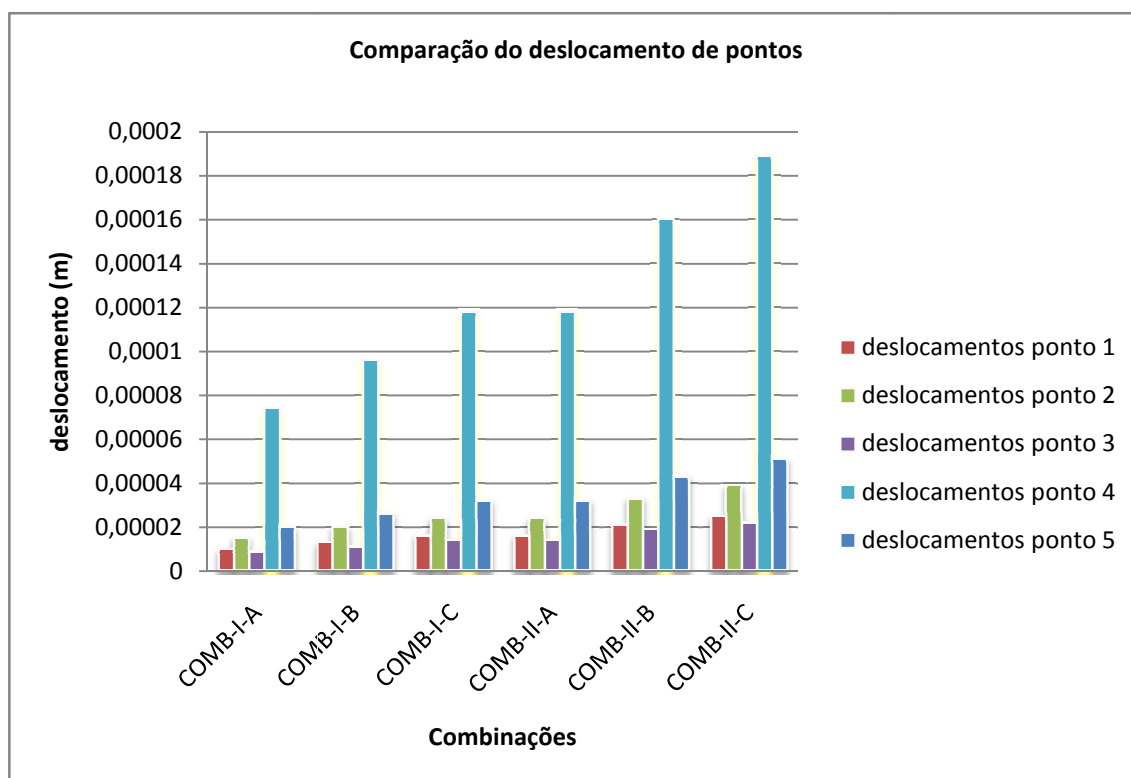


Gráfico 7.4- comparação dos deslocamentos da estrutura zero em função do espectro sísmico

É de referir que a estrutura zero apresenta modos de vibração que crescem aproximadamente de forma constante, aproximando-se bastante de uma regressão linear.

A reacção 7 é inferior à reacção 6, pois durante um sismo a fachada contribui para um aumento de rigidez deste canto, provocando menores reacções nesta.

Os efeitos da estrutura sob acção do sismo II na zona A e sismo I na zona C são os mesmos, isto quer dizer que a resultante é independente da duração, mas sim da intensidade (aceleração).

Os deslocamentos máximos ocorrem, independentemente do tipo de acção sísmica, no nó 4.

Os deslocamentos, reacções e rotações máximas são obtidos, tal como já era previsto, para a combinação resultante do sismo II na zona C com o peso próprio da estrutura. Trata-se do espectro com maior aceleração.

7.3.2. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS - CASO 2 - ESTRUTURA ENCASTRADA AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES

Para a simulação da estrutura encastrada ao nível das fundações, usando o ficheiro anterior, mudou-se apenas as condições de apoio da estrutura. Esta modificação encontra-se representada na seguinte figura.

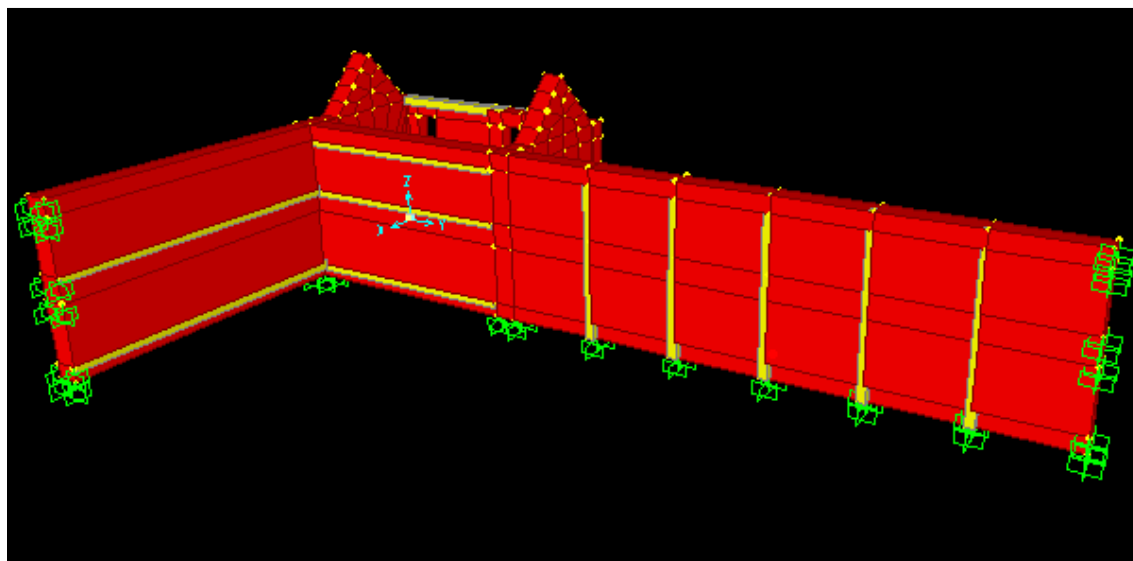


Fig. 7.6 – Imagem da Capela encastrada ao nível das fundações

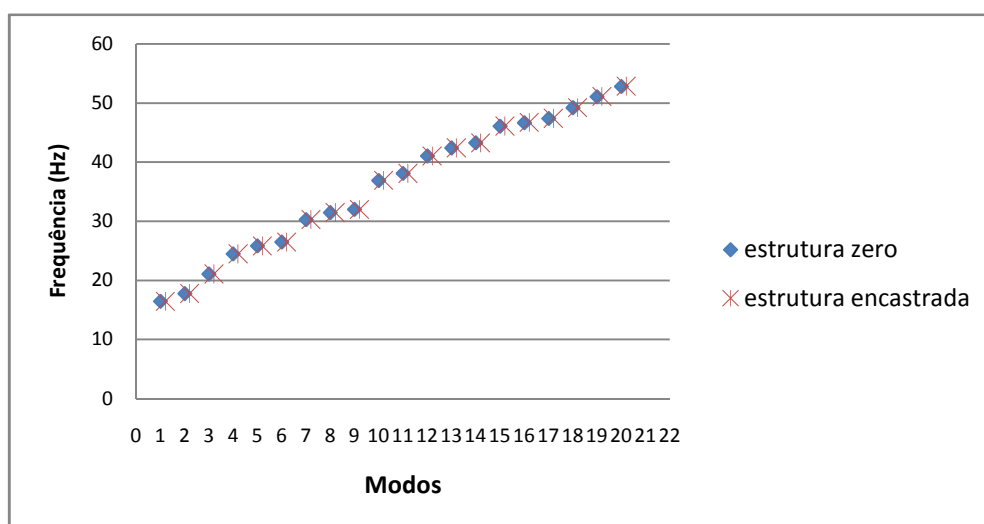


Gráfico 7.5– comparação dos modos de vibração da estrutura encastrada ao nível das fundações com os modos da estrutura zero

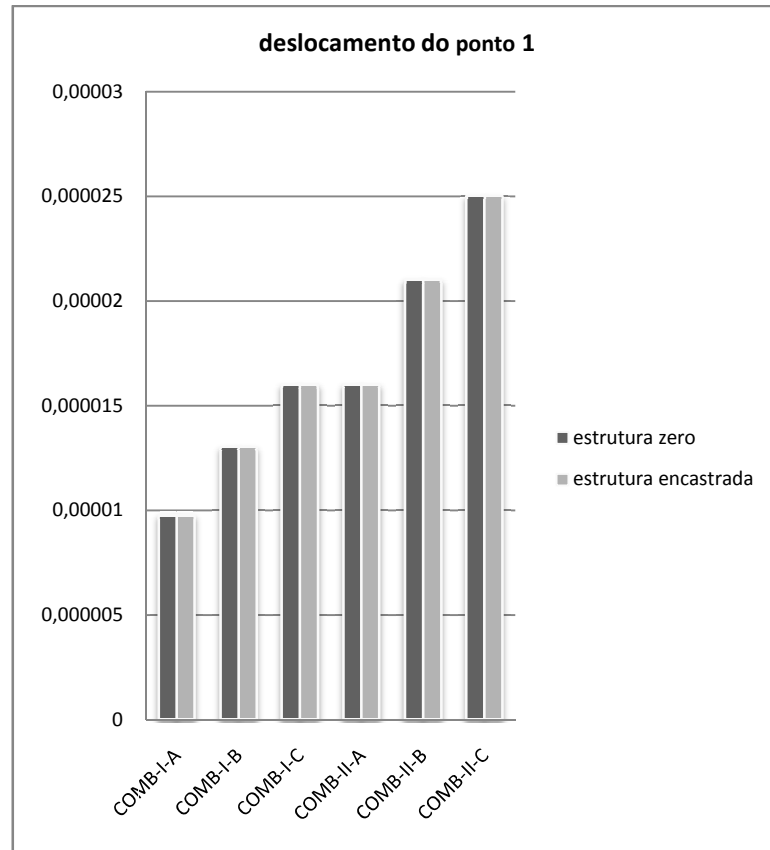


Gráfico 7.6– comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero

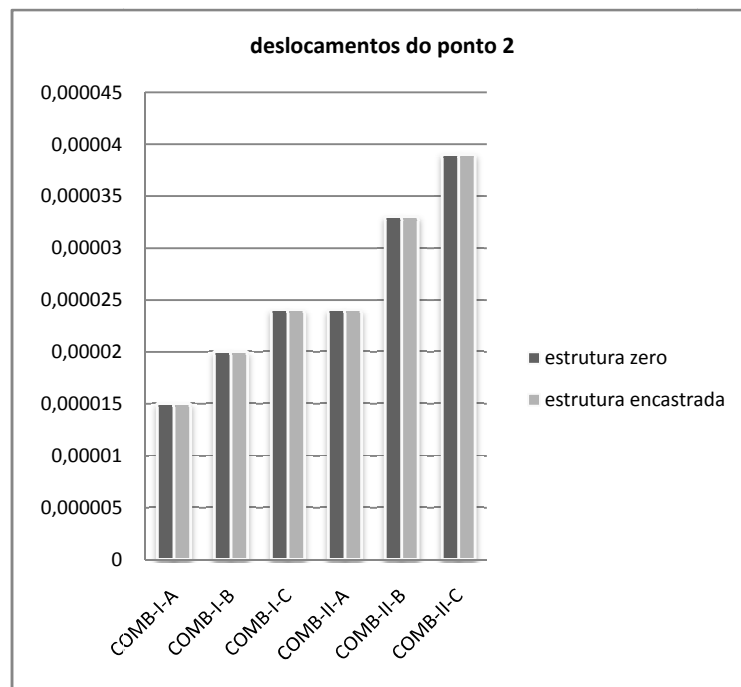


Gráfico 7.7– comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero

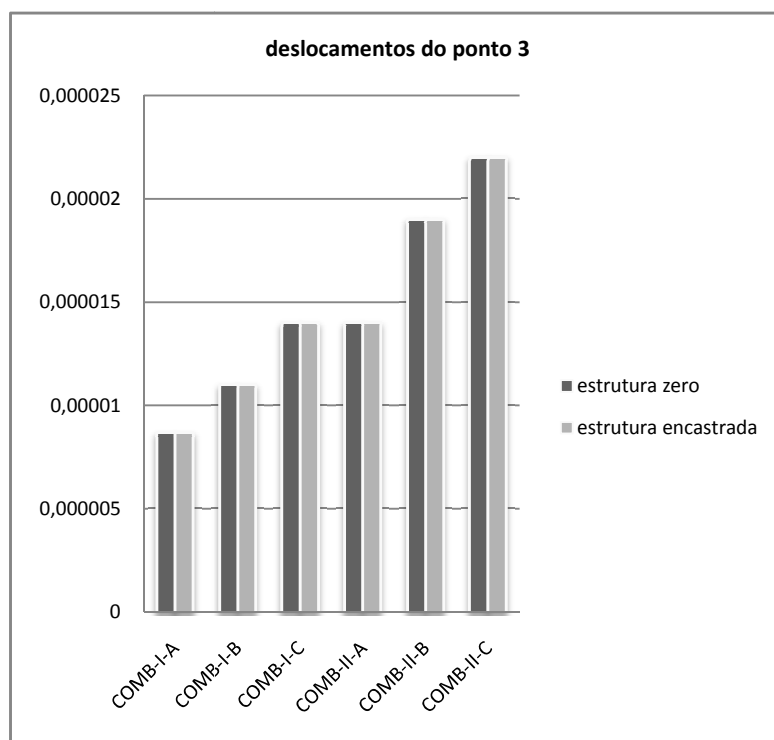


Gráfico 7.8— comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero

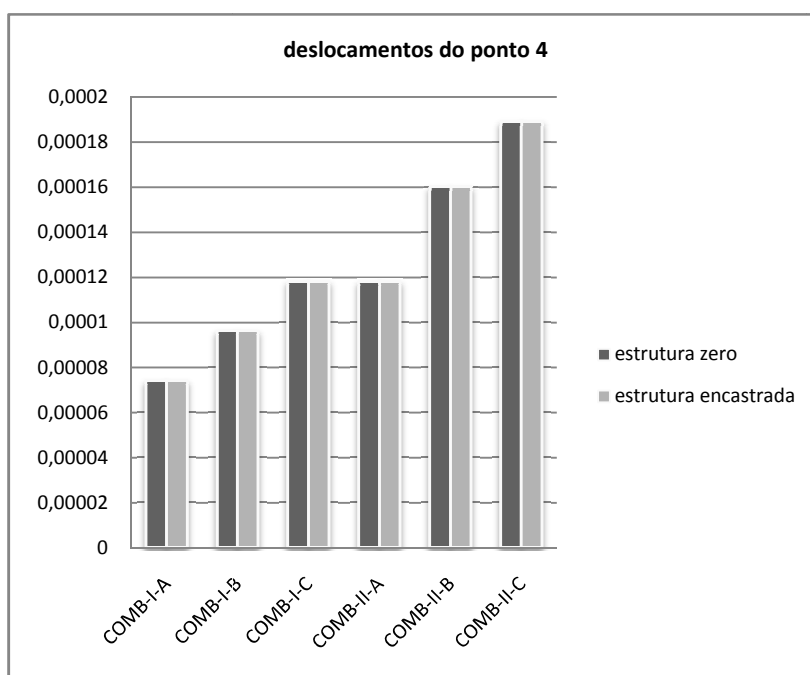


Gráfico 7.9— comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero

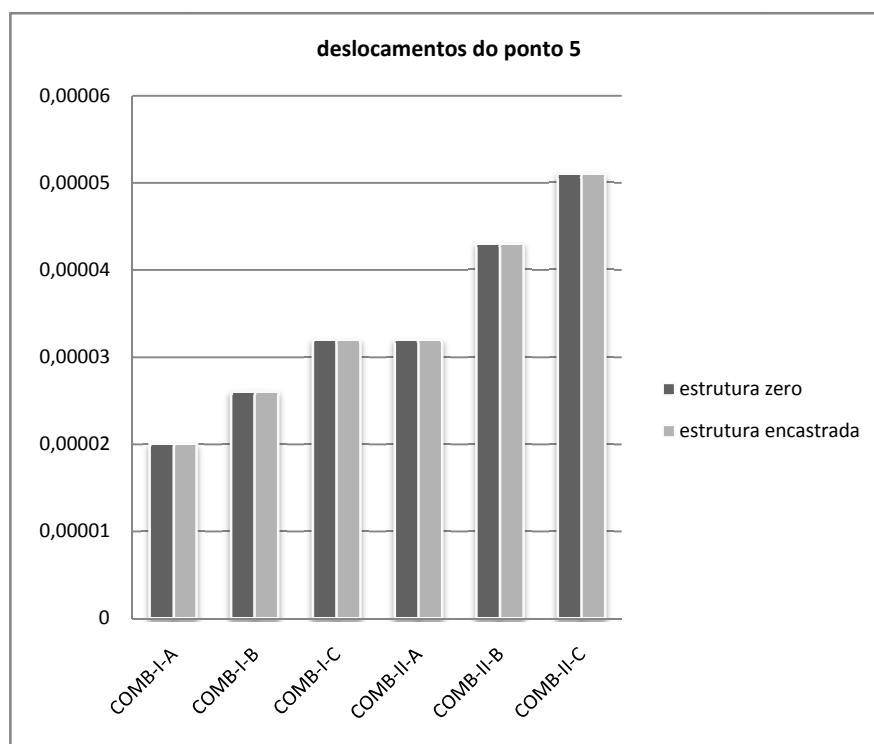


Gráfico 7.10– comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura encastrada ao nível das fundações com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero

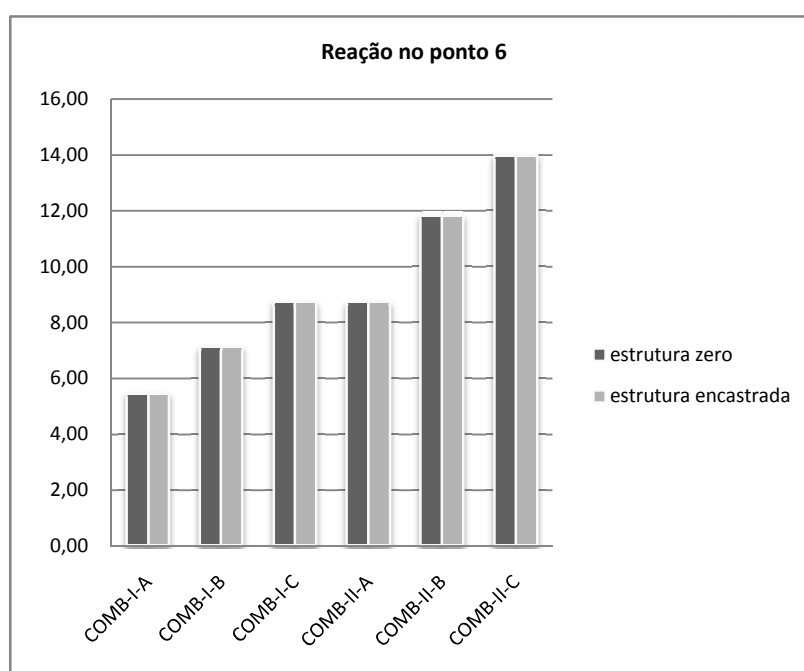


Gráfico 7.11– comparação da reacção do ponto 6 da estrutura encastrada ao nível das fundações com a reacção do ponto 6 da estrutura zero

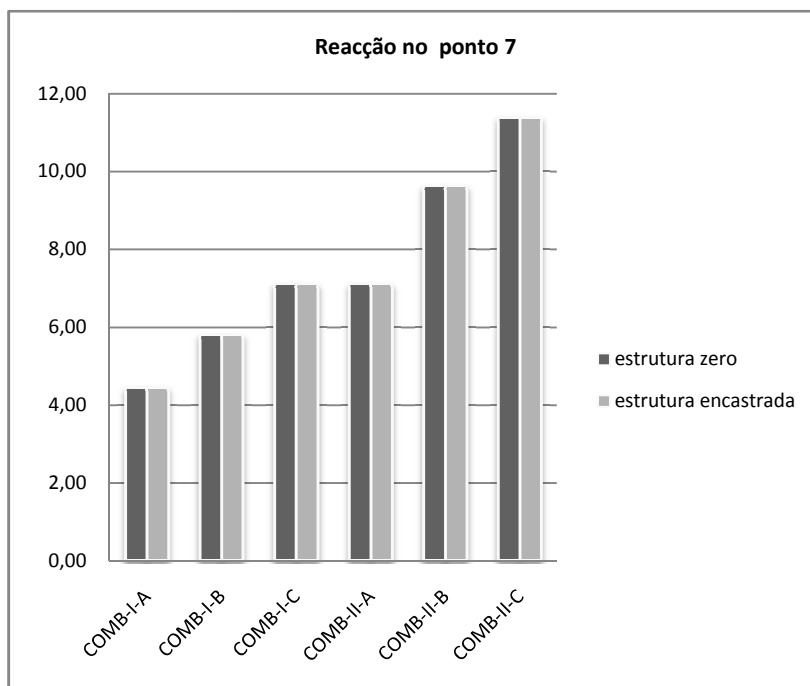


Gráfico 7.12 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura encastrada ao nível das fundações com a reacção do ponto 7 da estrutura zero

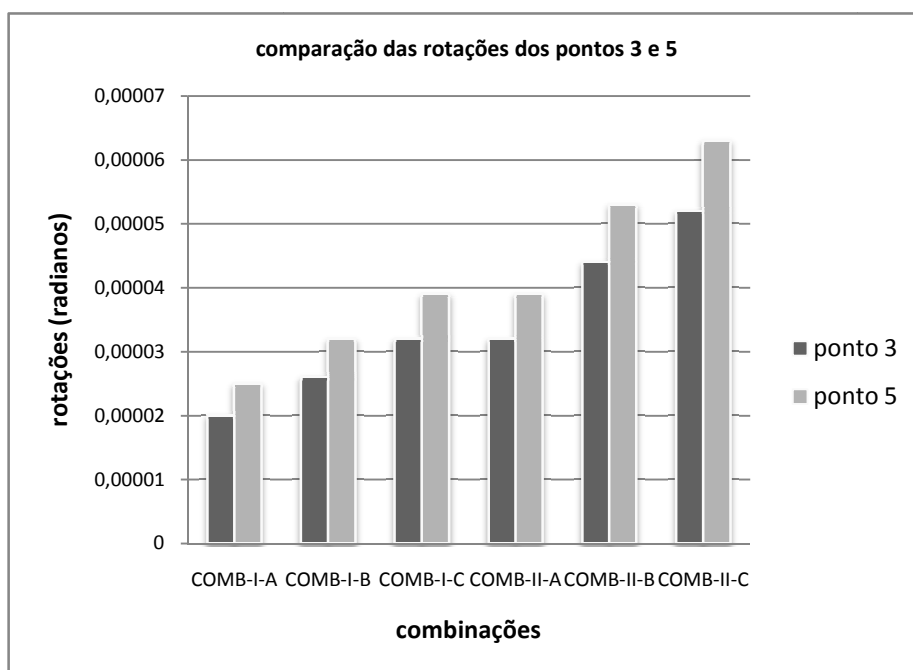


Gráfico 7.13 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível das fundações

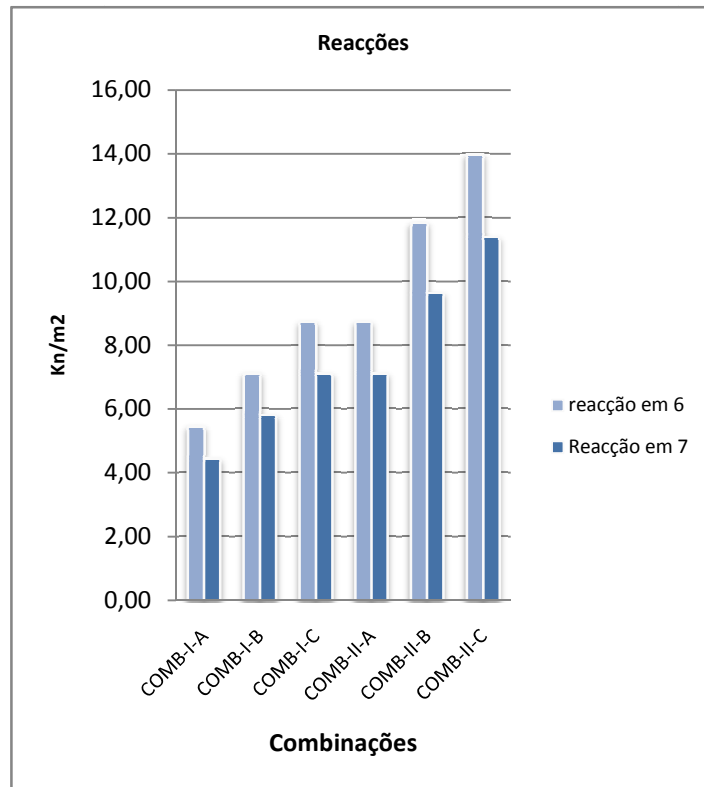


Gráfico 7.14 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura encastrada ao nível das fundações

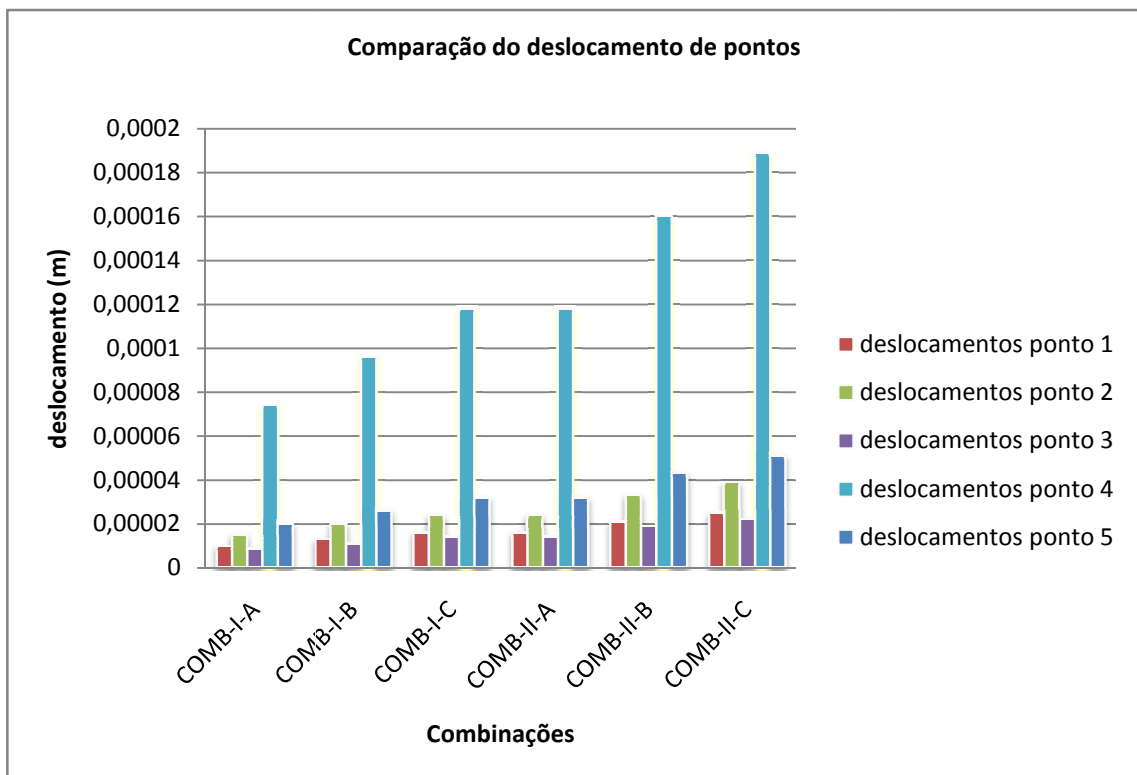


Gráfico 7.15- comparação dos deslocamentos da estrutura encastrada ao nível das fundações em função do sismo em análise

O comportamento da estrutura encastrada ou com apoios duplos ao nível das fundações é semelhante. Este aspecto indica que a estrutura já tem uma rigidez bastante elevada não só devido ao tipo de elementos finitos (modelo sólido), mas também devido às ligações ao exterior.

É importante referir que o deslocamento do ponto 5 é quase o dobro do deslocamento do ponto 3.

Em termos sísmicos, os deslocamentos obtidos para a combinação II-B são aproximadamente o dobro dos deslocamentos obtidos para a combinação I-A, independentemente do ponto em análise.

Para cada um dos gráficos é possível traçar duas rectas. Uma para os pontos que fazem parte do sismo próximo, e outra para os pontos que fazem parte do sismo afastado. A inclinação da recta para o sismo próximo é maior do que a obtida para o sismo afastado.

7.3.3. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 3 - ESTRUTURA ENCASTRADA NÍVEL DO SOLO

No seguinte comparação, realizada com a estrutura base, simula-se o efeito da redução de altura da capela. Esta diminuição, levará a um aumento de rigidez, que por sua vez levará a um aumento das frequências de vibração.

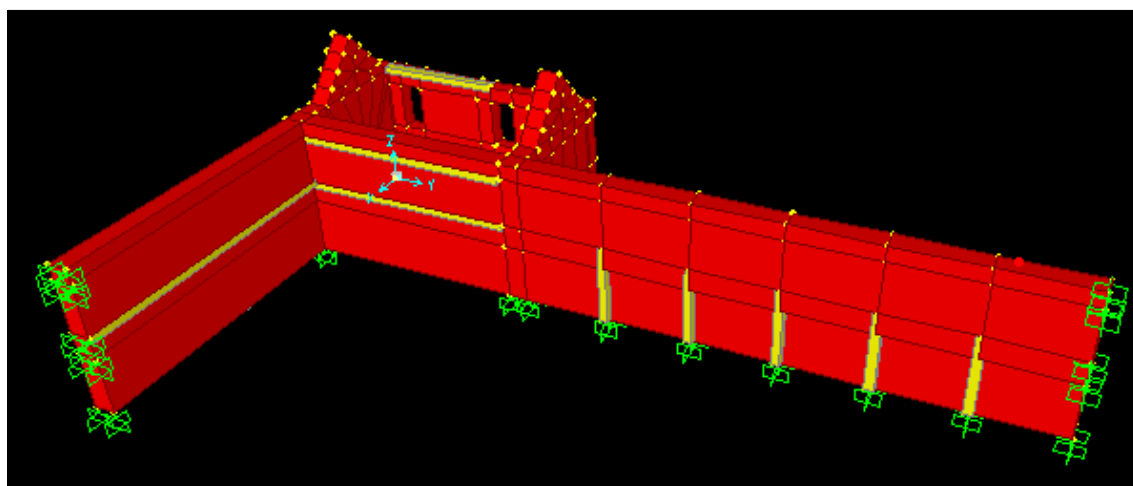


Fig. 7.7 – Imagem da Capela encastrada ao nível do solo

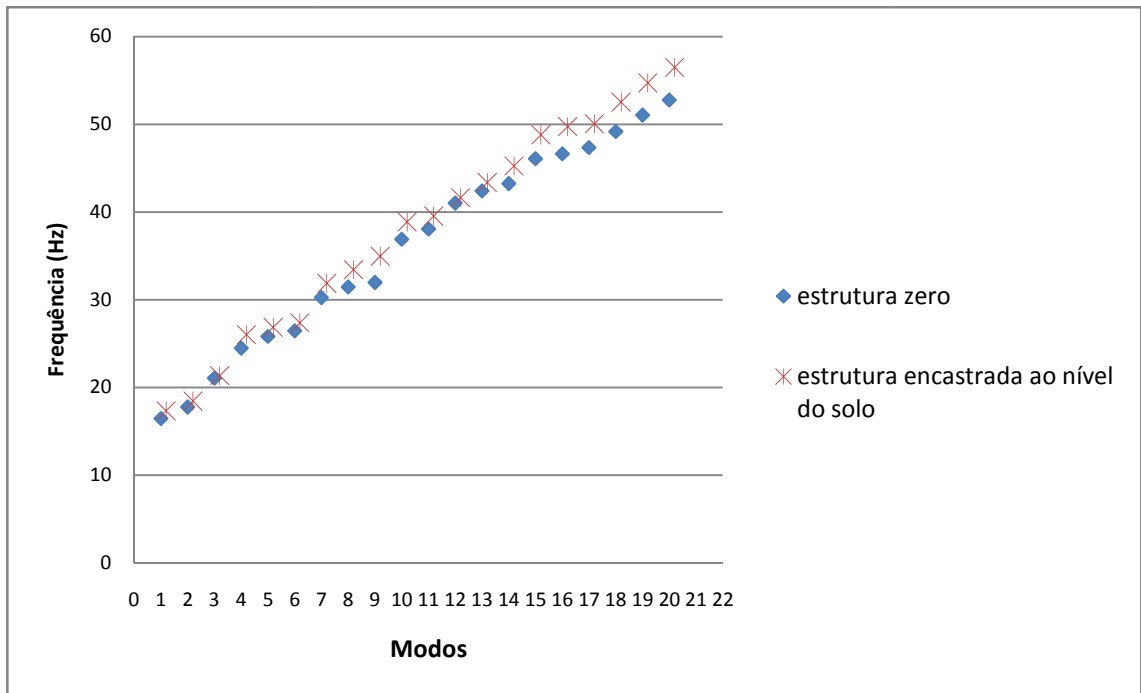


Gráfico 7.16– comparação dos modos de vibração da estrutura encastrada ao nível do solo com os modos da estrutura zero

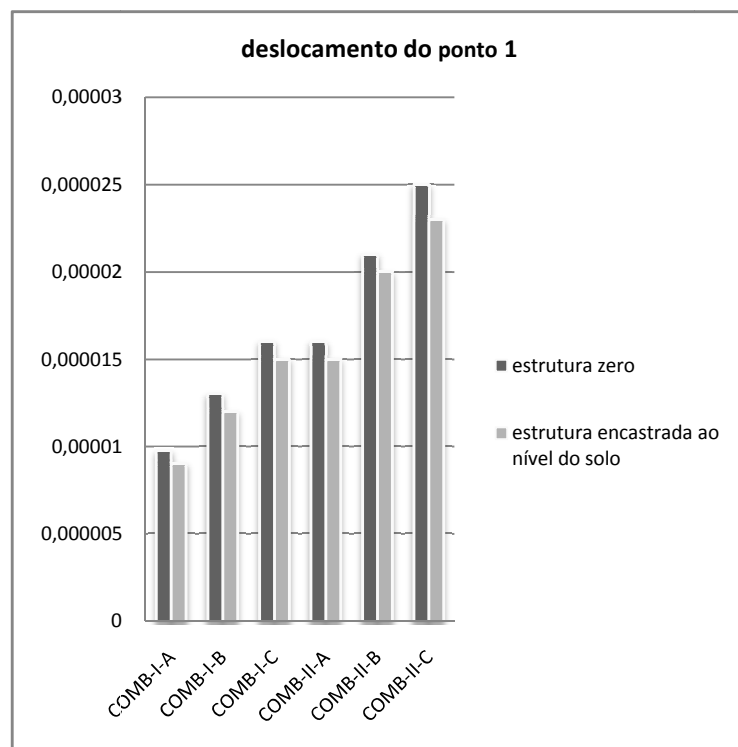


Gráfico 7.17– comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero

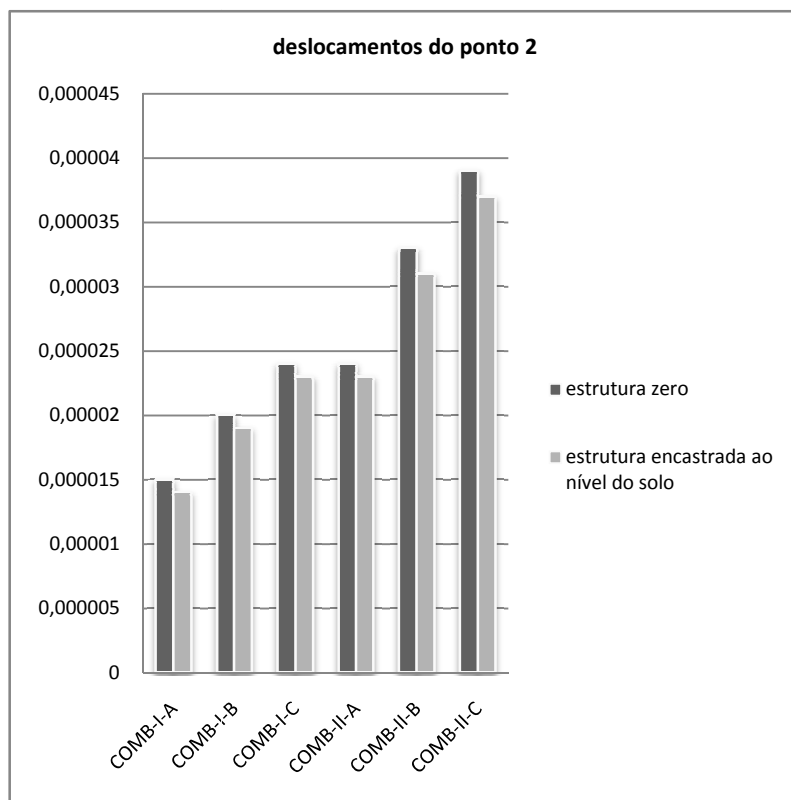


Gráfico 7.18 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero

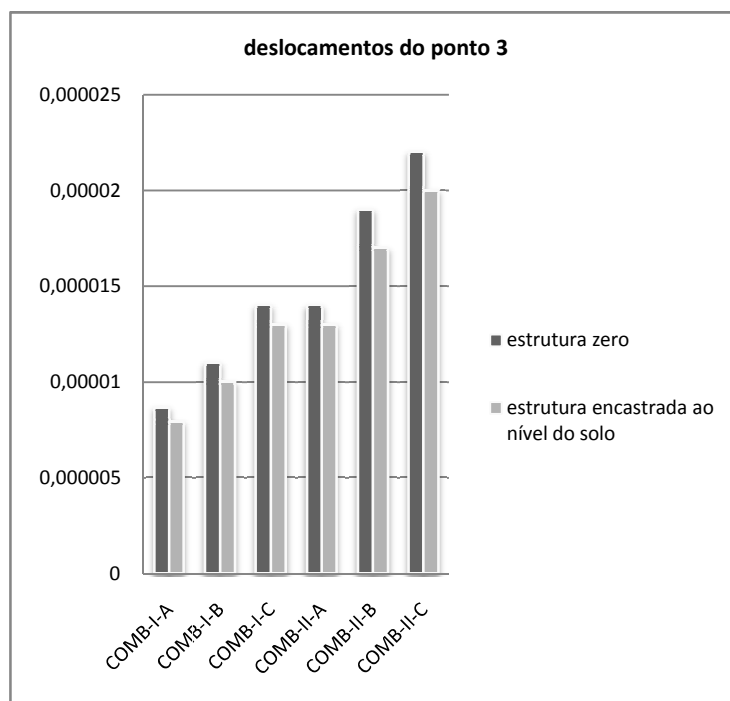


Gráfico 7.19 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero

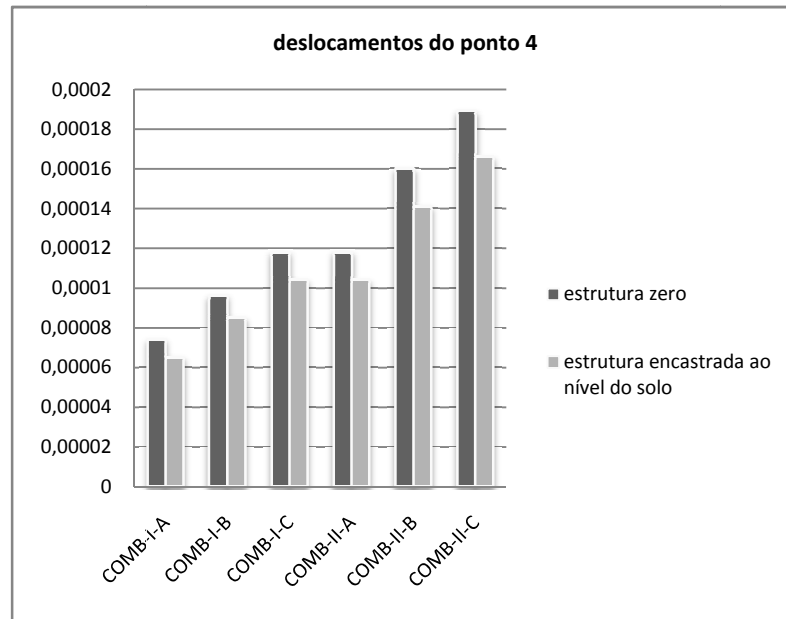


Gráfico 7.20 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero

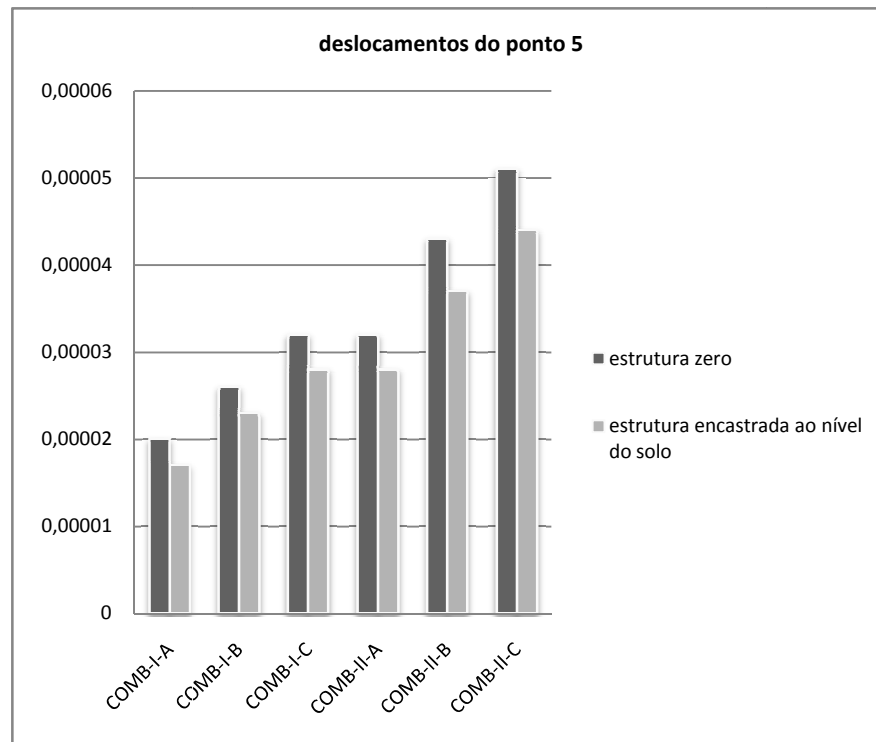


Gráfico 7.21 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura encastrada ao nível do solo com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero

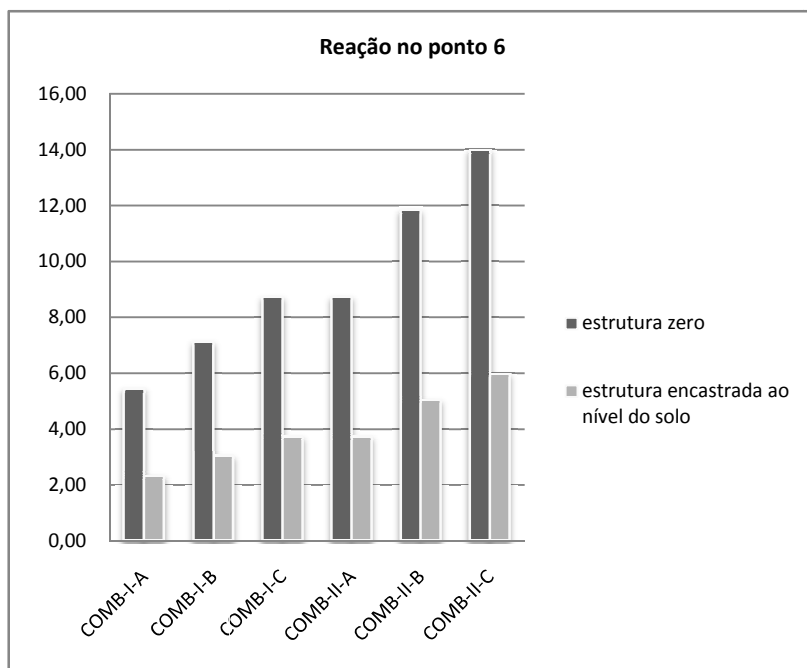


Gráfico 7.22.- comparação da reacção do ponto 6 da estrutura encastrada ao nível do solo com a reacção do ponto 6 da estrutura zero

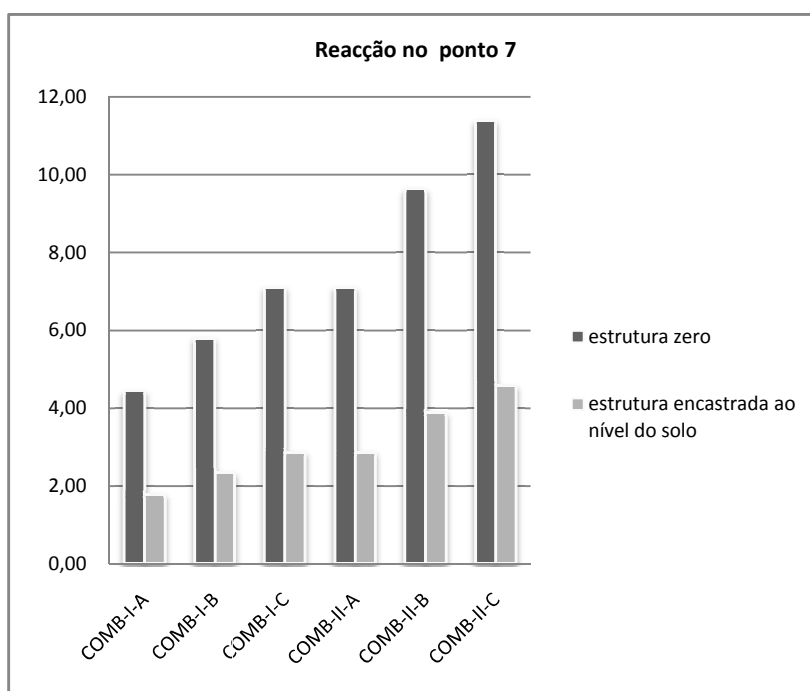


Gráfico 7.23 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura encastrada ao nível do solo com a reacção do ponto 7 da estrutura zero

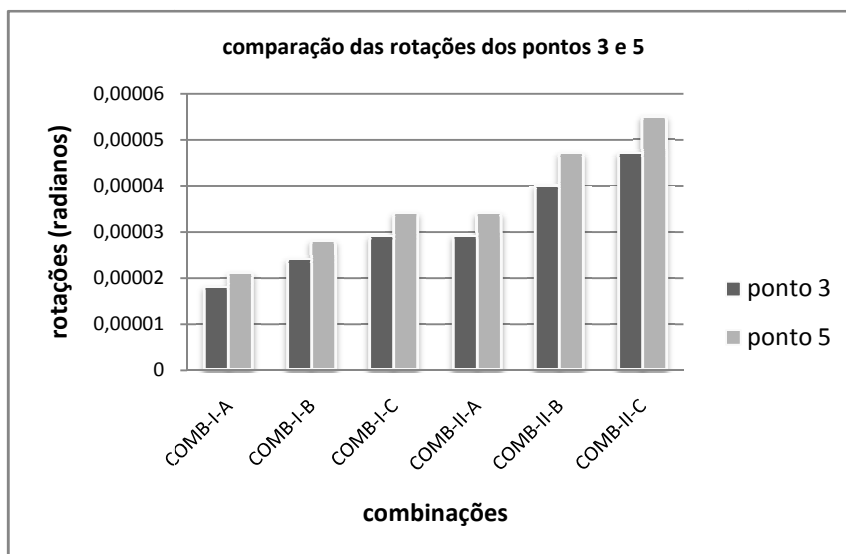


Gráfico 7.24 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao ao nível do solo

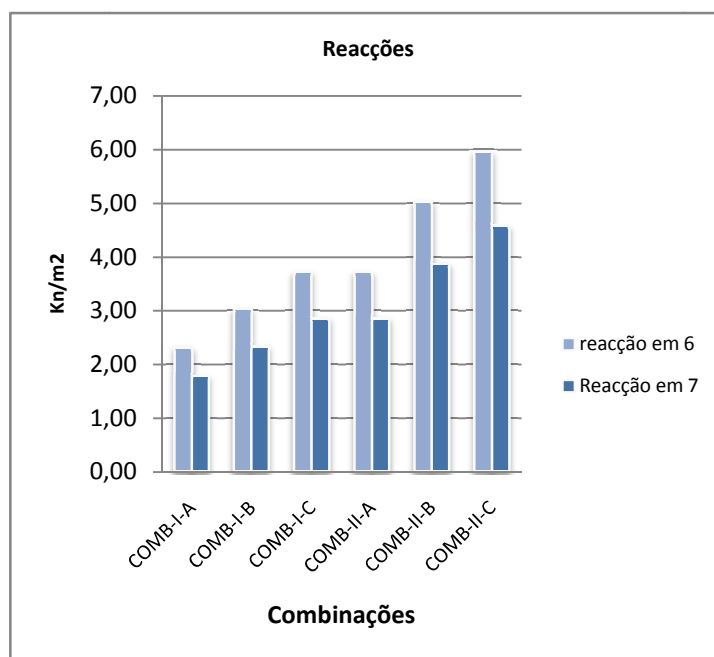


Gráfico 7.25 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura encastrada ao nível do solo

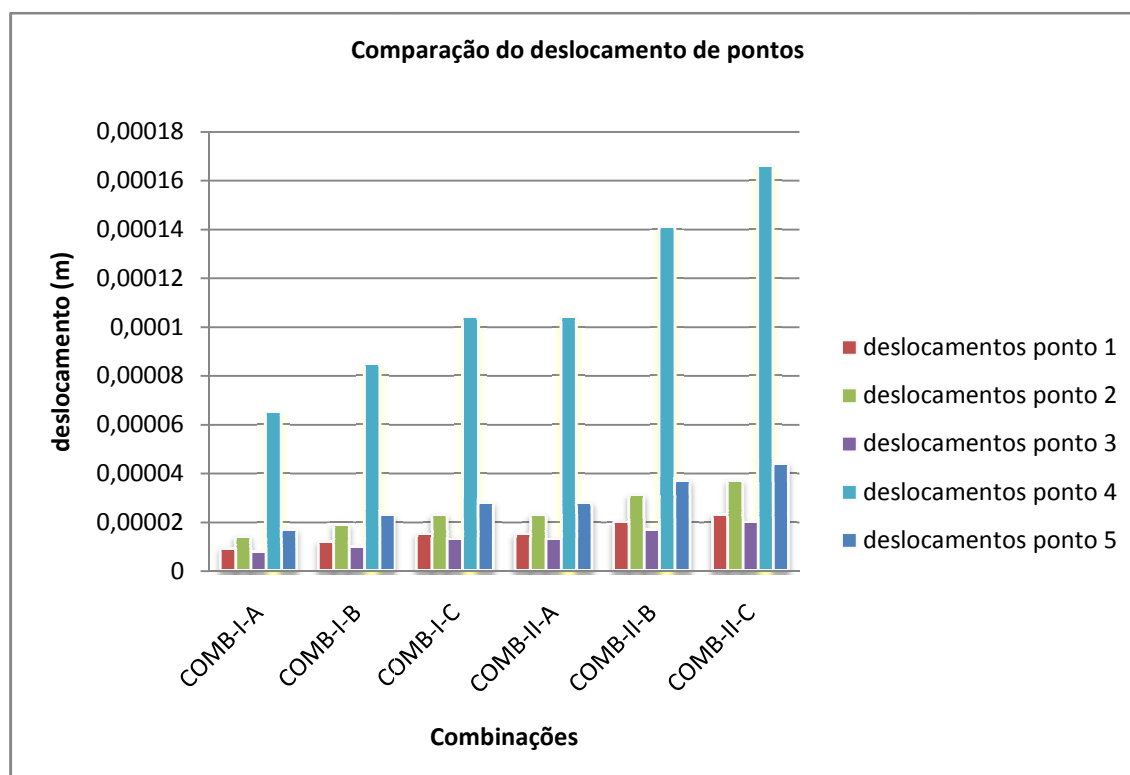


Gráfico 7.26- comparação dos deslocamentos da estrutura encastrada ao nível do solo em função do sismo em análise

Os modos de vibração da estrutura encastrada ao nível do solo são superiores aos modos e vibração da estrutura zero, tal como era previsto no início. Este facto é explicado através de um aumento de rigidez da estrutura devido à redução em altura da estrutura. Ao reduzir a altura as frequências aumentam.

Os deslocamentos dos pontos da estrutura diminuíram em relação à estrutura zero, devido a um aumento de rigidez. O ponto 2 foi aquele que sofreu menor variação em relação à estrutura zero.

As reacções nos pontos 6 e 7 passaram para menos de metade devido ao aumento de rigidez da estrutura. As reacções de ambos os pontos aproximaram-se para as diferentes combinações.

Ao comparar os sismos do tipo I com os sismos tipo II, verifica-se que para o primeiro tipo existe uma menor variação de deslocamentos, rotações e reacções, entre a estrutura encastrada ao nível do solo e a estrutura zero.

7.3.4. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS - CASO 4 – SIMULAÇÃO DO EFEITO DO SOLO COM NÍVEL FREÁTICO BAIXO

A simulação do efeito do solo através da substituição na estrutura zero dos apoios, por molas verticais (quadro 6.8) e horizontais (quadro 6.10) com coeficientes de rigidez calculados na secção 6.1.

O valor usado corresponde ao valor da média, para os solos com nível freático baixo (unsat).

Os dados obtidos encontram-se representados nas figuras seguintes.

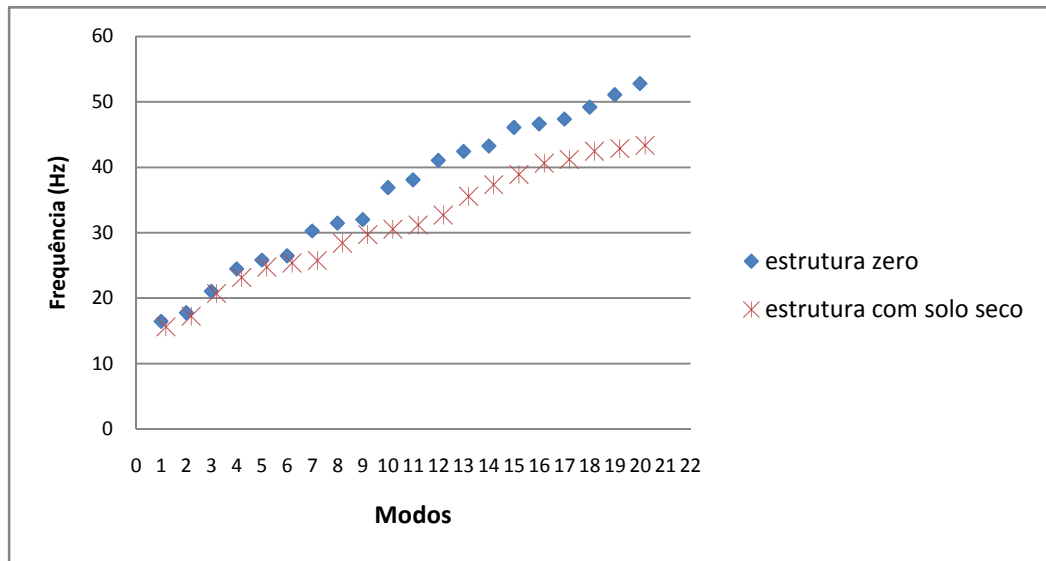


Gráfico 7.27 – comparação dos modos de vibração da estrutura em solo seco com os modos da estrutura zero

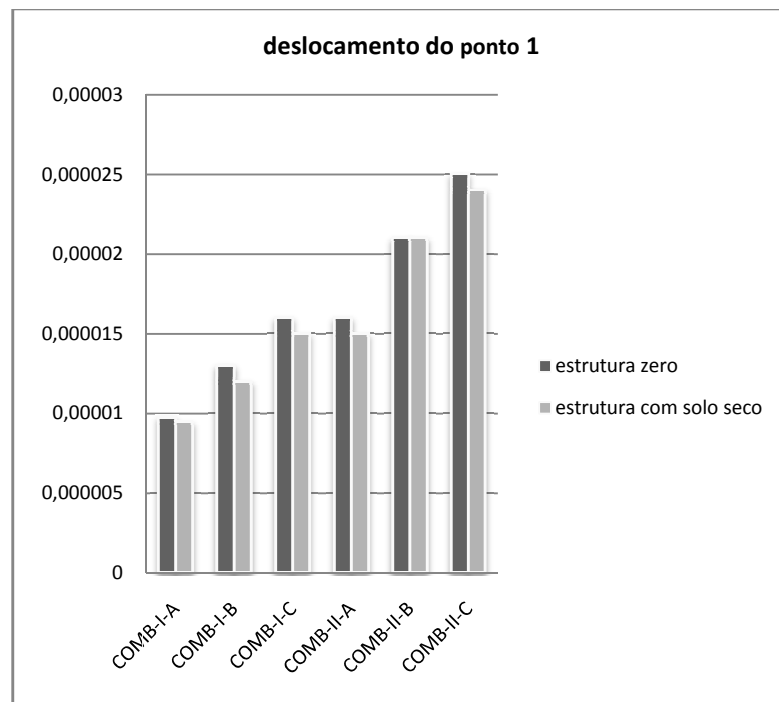


Gráfico 7.28 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero

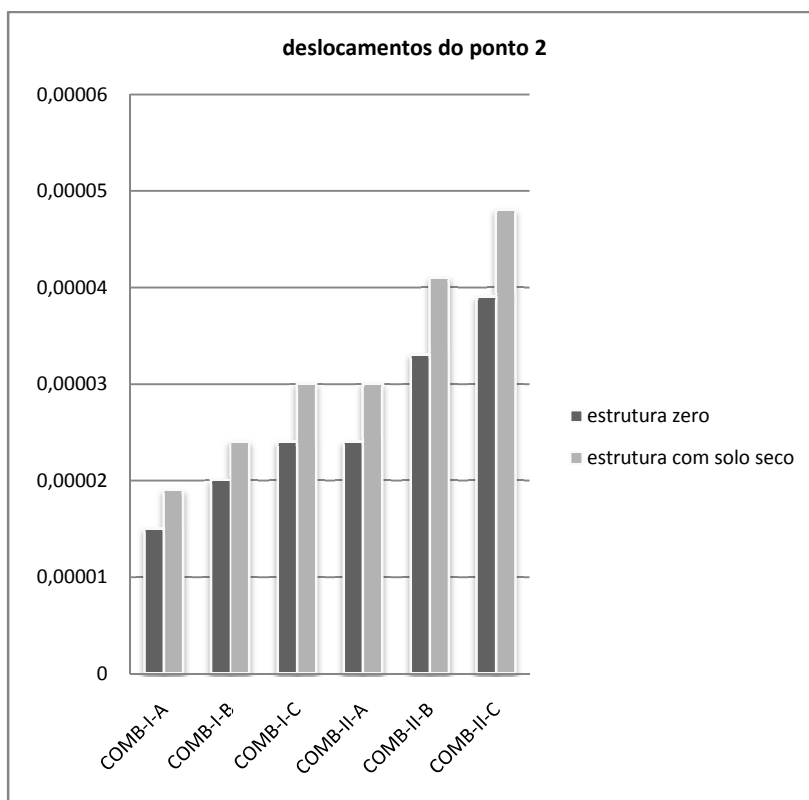


Gráfico 7.29 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero

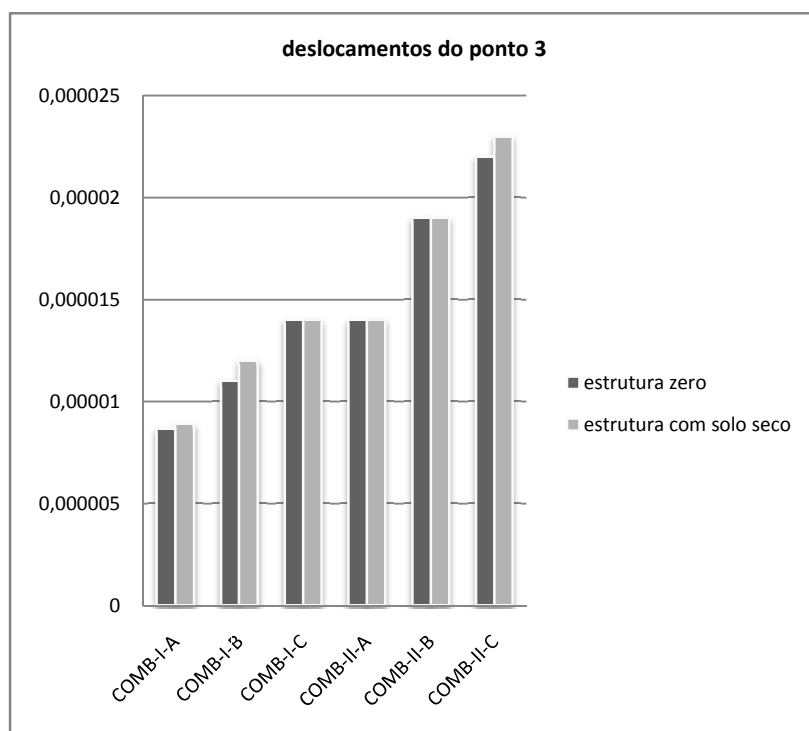


Gráfico 7.30 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero

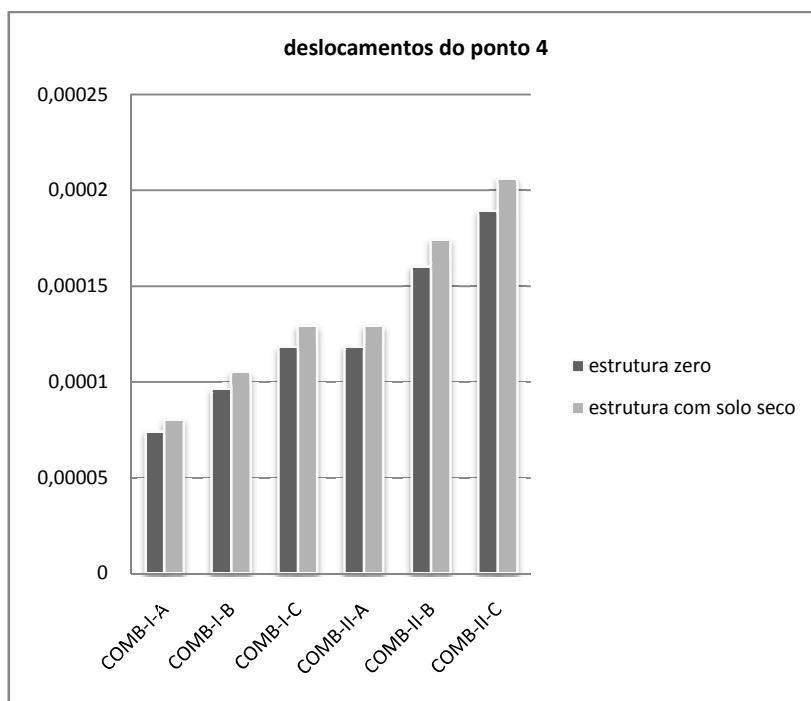


Gráfico 7.31 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero

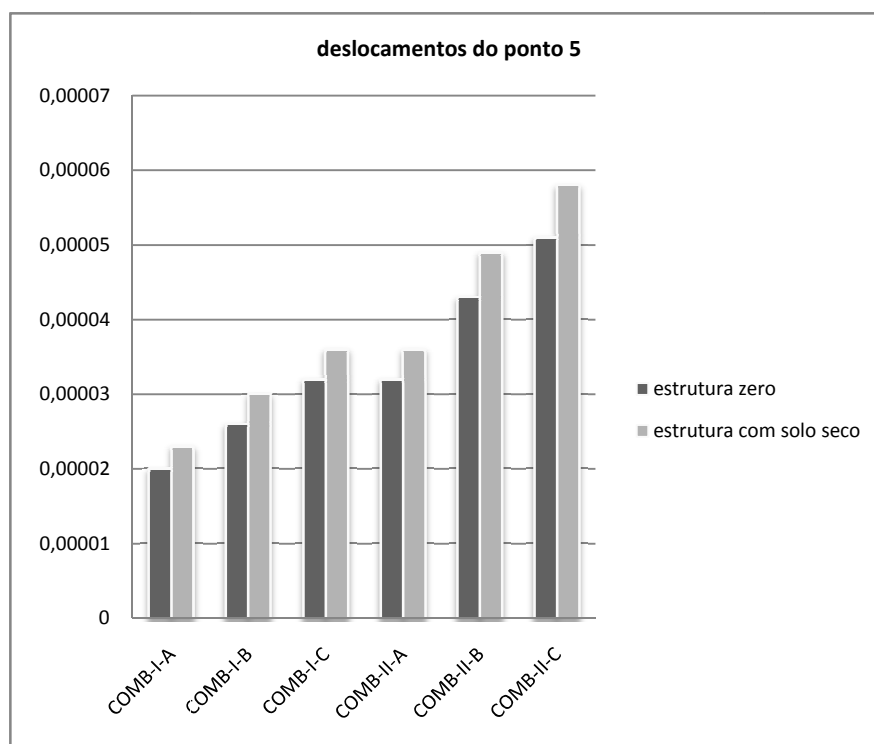


Gráfico 7.32 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura em solo seco com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero

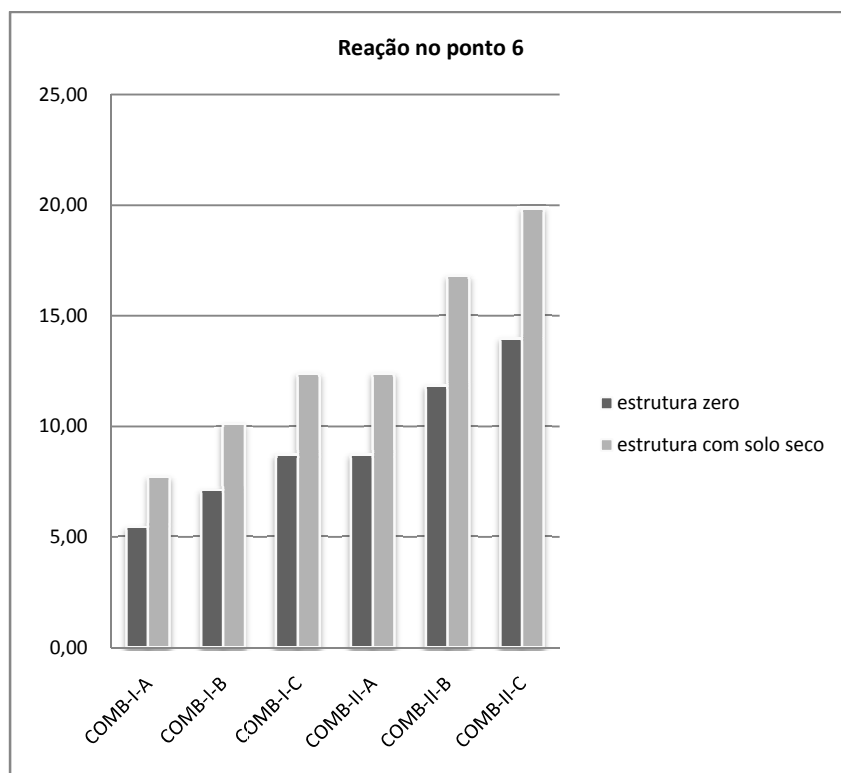


Gráfico 7.33 – comparação da reacção do ponto 6 da estrutura em solo seco com a reacção do ponto 6 da estrutura zero

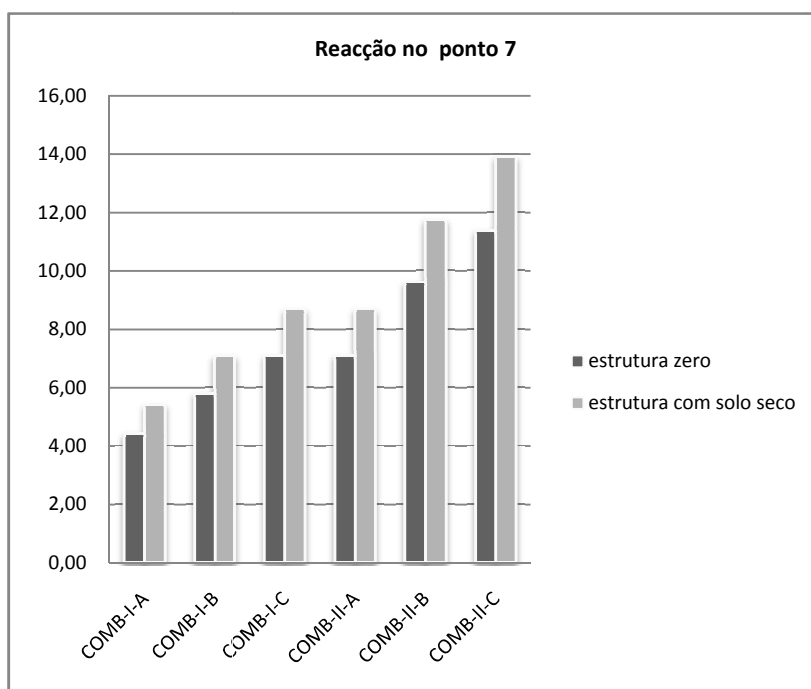


Gráfico 7.34 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura em solo seco com a reacção do ponto 7 da estrutura zero

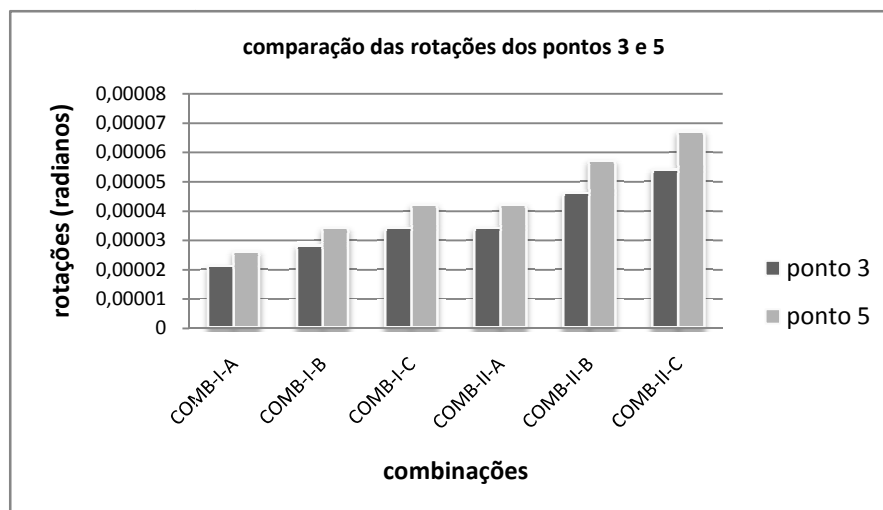


Gráfico 7.35 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo

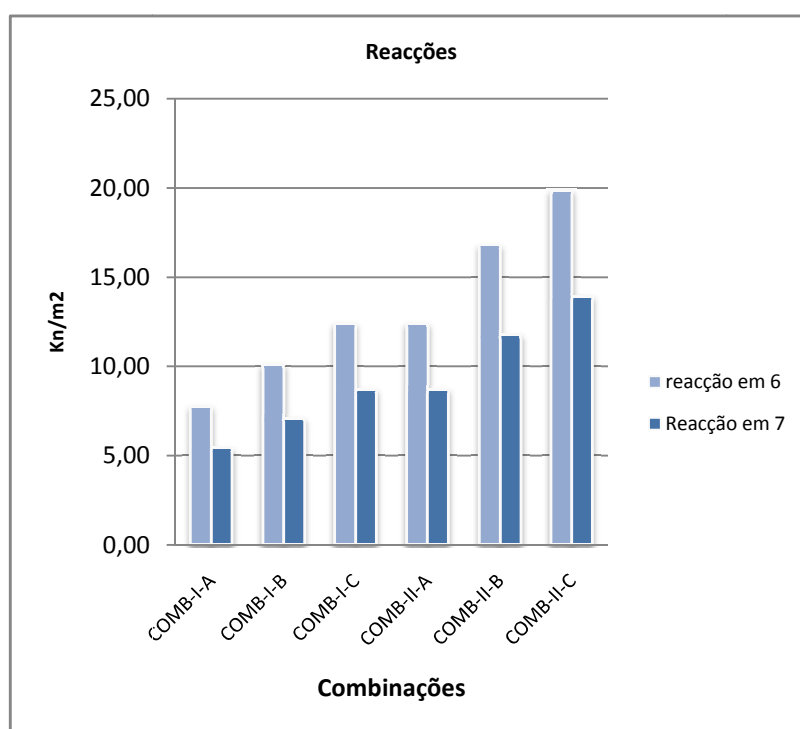


Gráfico 7.36 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura em solo seco

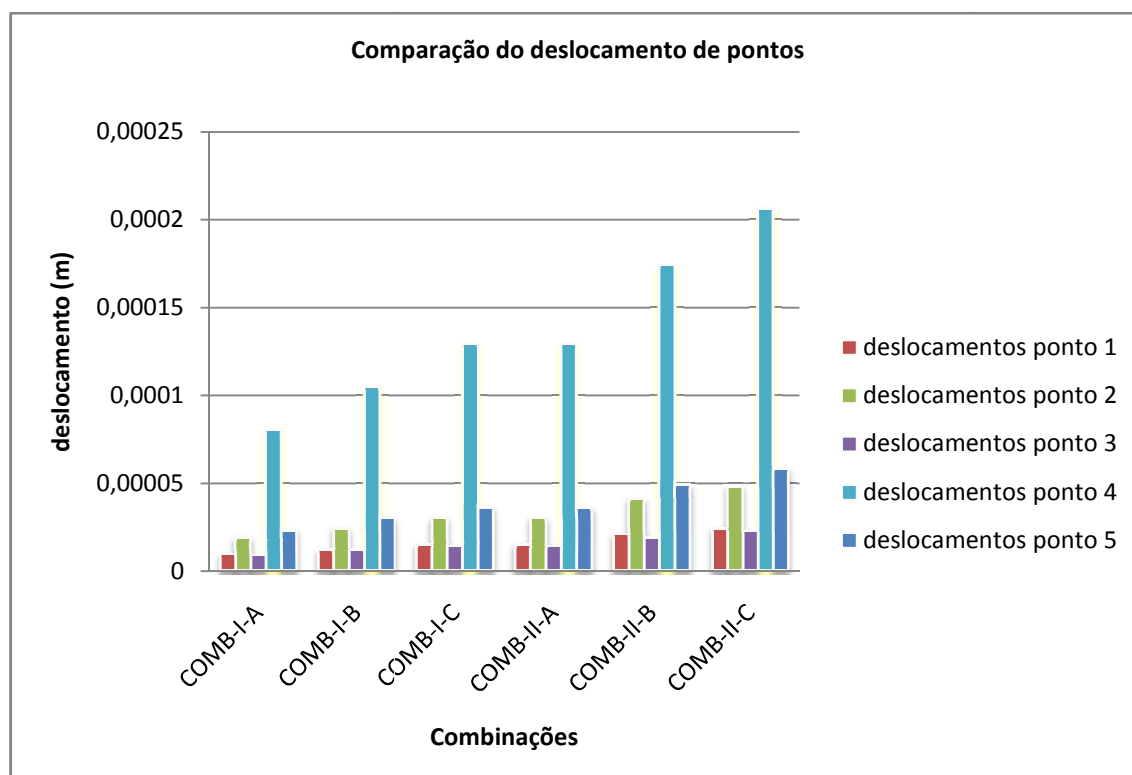


Gráfico 7.37- comparação dos deslocamentos da estrutura em solo seco em função do sismo em análise

O efeito do solo na estrutura reduz a rigidez da estrutura provocando uma redução das frequências próprias. Esta redução faz com que o intervalo seja inferior aproximando as frequências umas das outras.

O deslocamento do ponto 1 da estrutura zero é igual ou superior ao valor obtido para o mesmo nó na estrutura onde existe a simulação do efeito do solo. Pelo contrário, nos restantes nós a combinação em que se simula o efeito do solo é sempre igual ou superior ao deslocamento da estrutura zero.

Verifica-se uma ligeira aproximação de deslocamentos para os pontos 1, 3 e 4 relativamente à estrutura tratada anteriormente.

Tal como nos casos anteriores é possível traçar uma regressão aproximadamente linear para cada um dos tipos de sismo em análise.

O sismo II-C continua a ser aquele onde se registam maiores valores de deslocamento, rotações e reacções.

7.3.5. MODELO COM ELEMENTOS SÓLIDOS- CASO 5 – SIMULAÇÃO DO EFEITO DO SOLO COM NÍVEL FREÁTICO À SUPERFÍCIE

Tal como na análise realizada anteriormente, existe a simulação do solo. Neste caso trata-se do solo com nível freático à superfície (sat). Os valores para as constantes de rigidez para as molas encontram-se nas mesmas tabelas usadas no caso anterior.

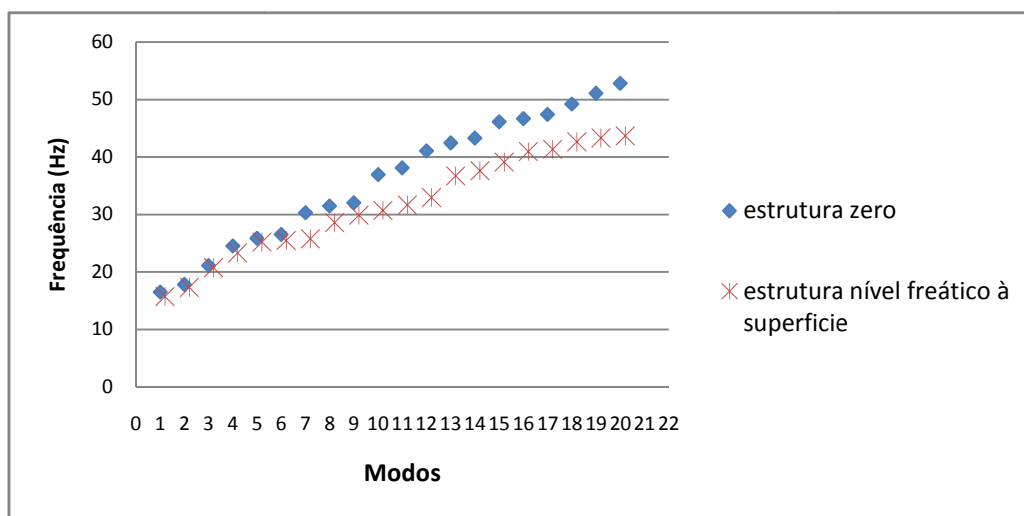


Gráfico 7.38 – comparação dos modos de vibração da estrutura com nível freático à superfície com os modos da estrutura zero

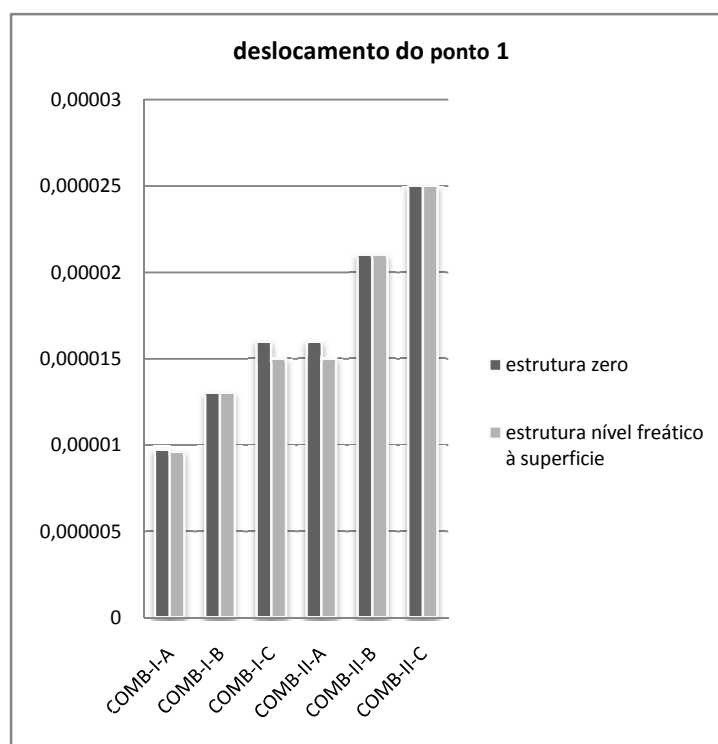


Gráfico 7.39 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero

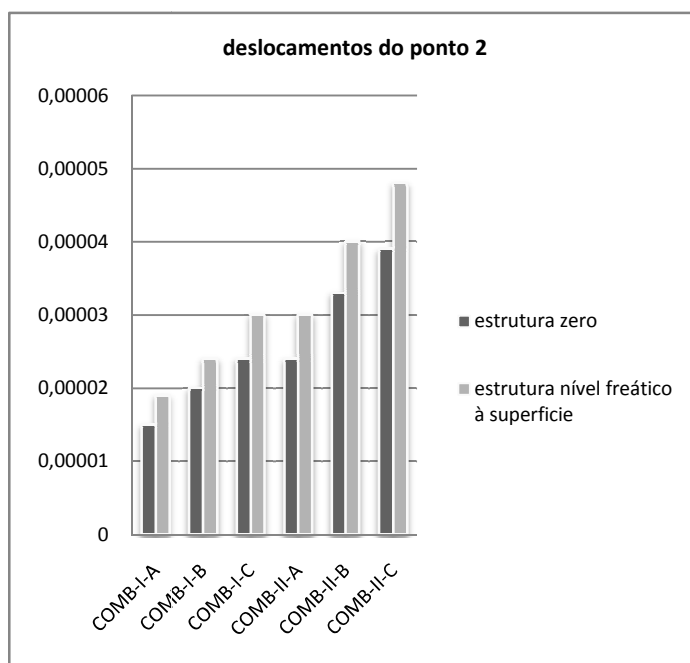


Gráfico 7.40 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero

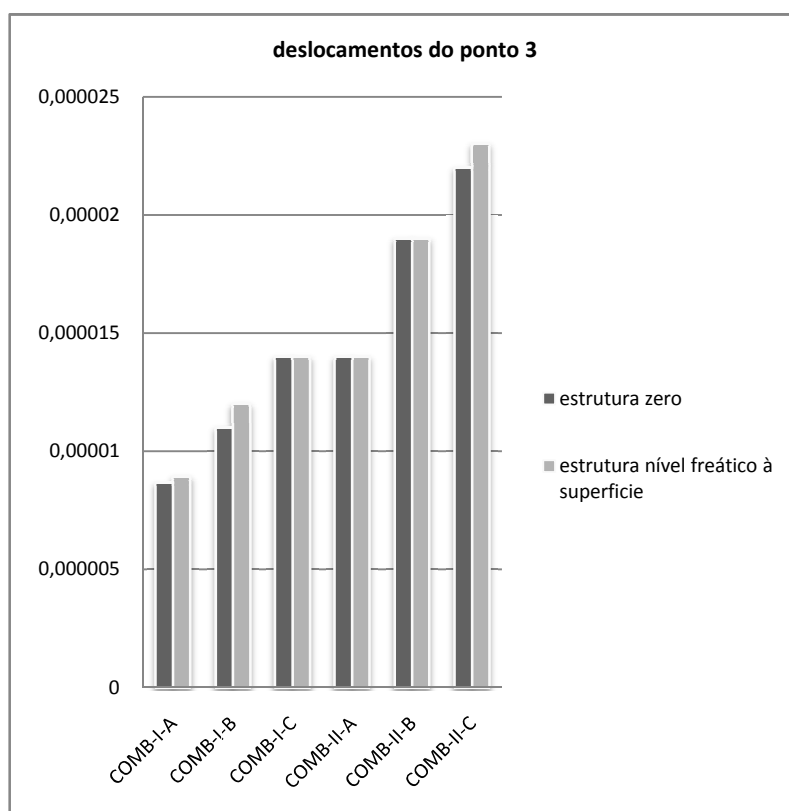


Gráfico 7.41 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero

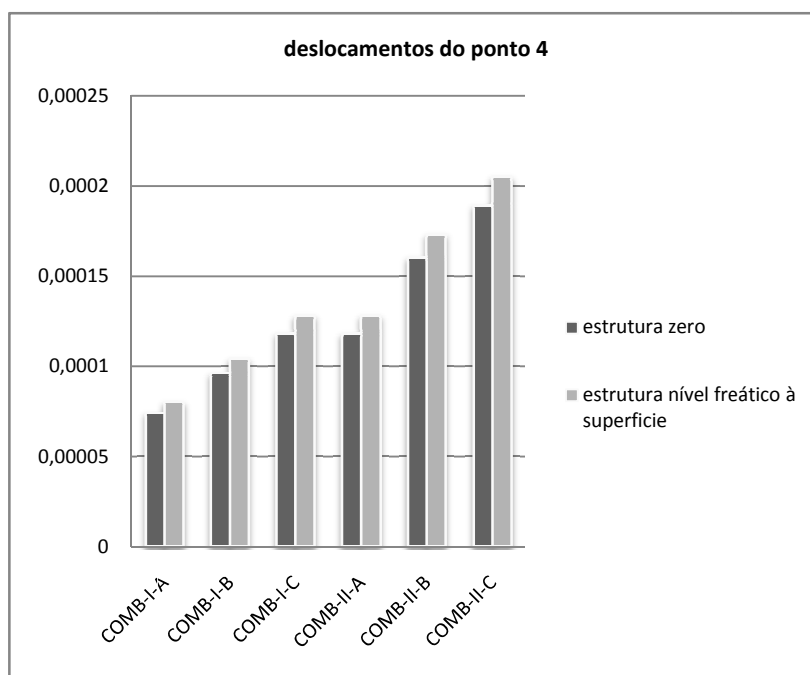


Gráfico 7.42 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero

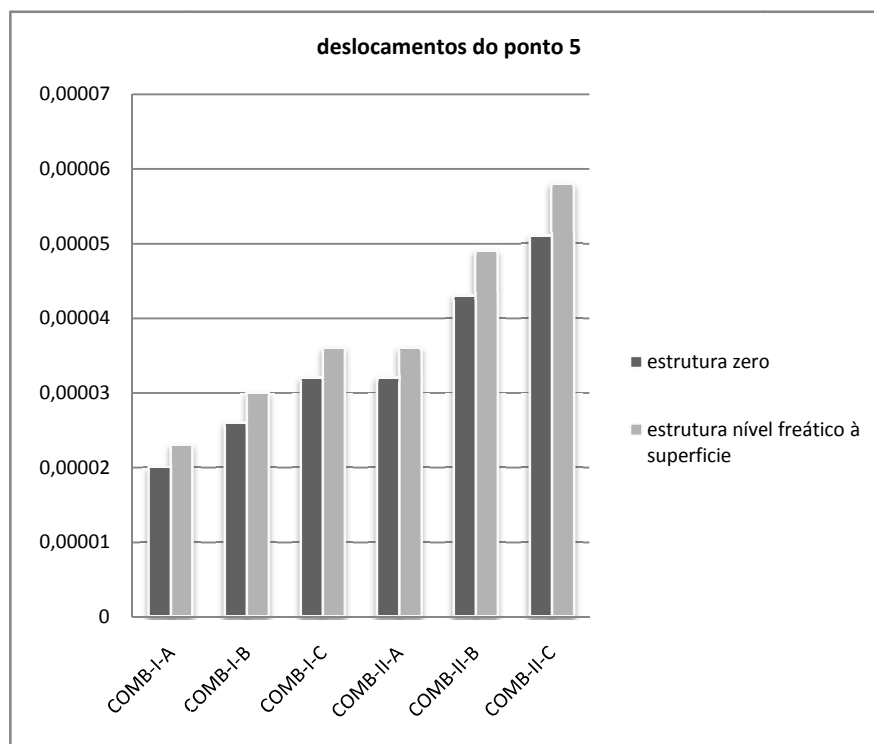


Gráfico 7.43 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura com nível freático à superfície com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero

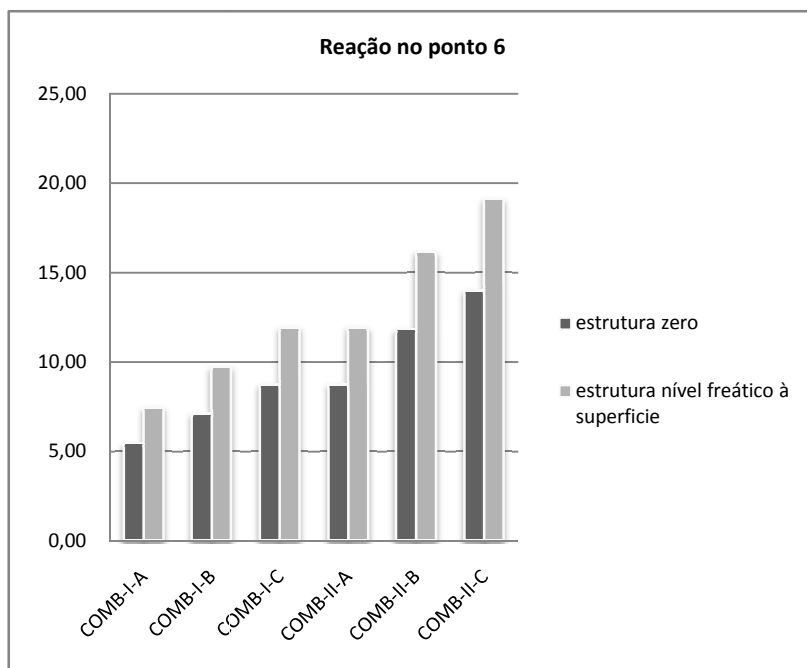


Gráfico 7.44 – comparação da reacção do ponto 6 da estrutura com nível freático à superfície com a reacção do ponto 6 da estrutura zero

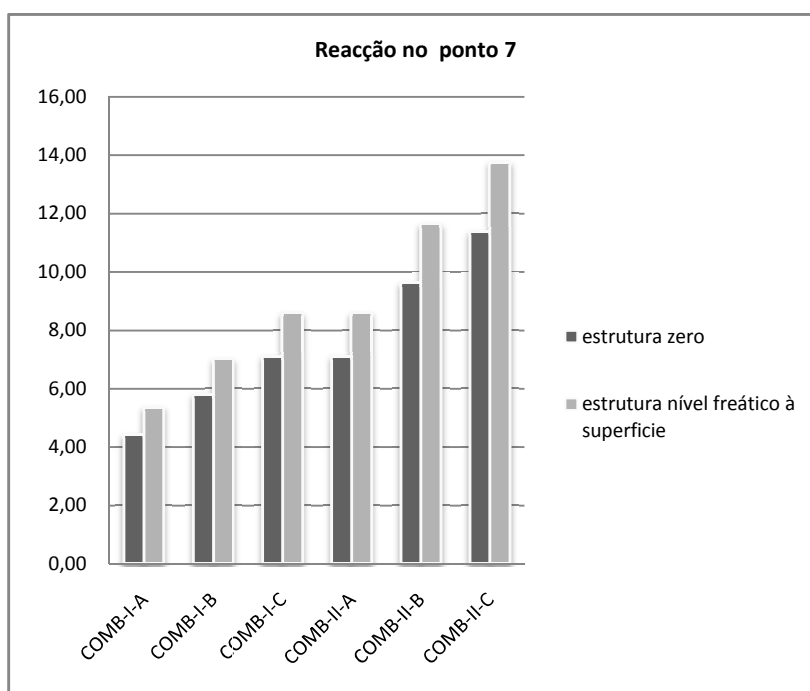


Gráfico 7.45 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura com nível freático à superfície com a reacção do ponto 7 da estrutura zero

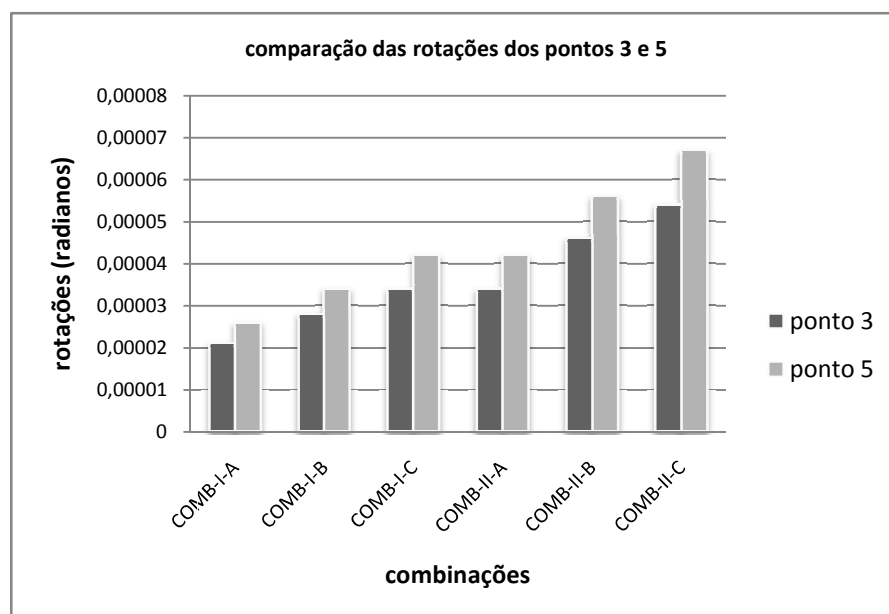


Gráfico 7.46 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo

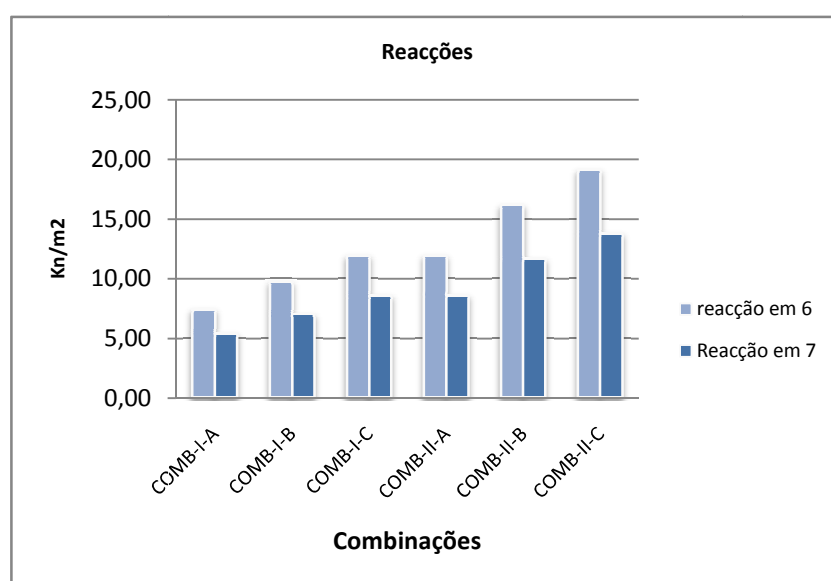


Gráfico 7.47 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura com nível freático à superfície

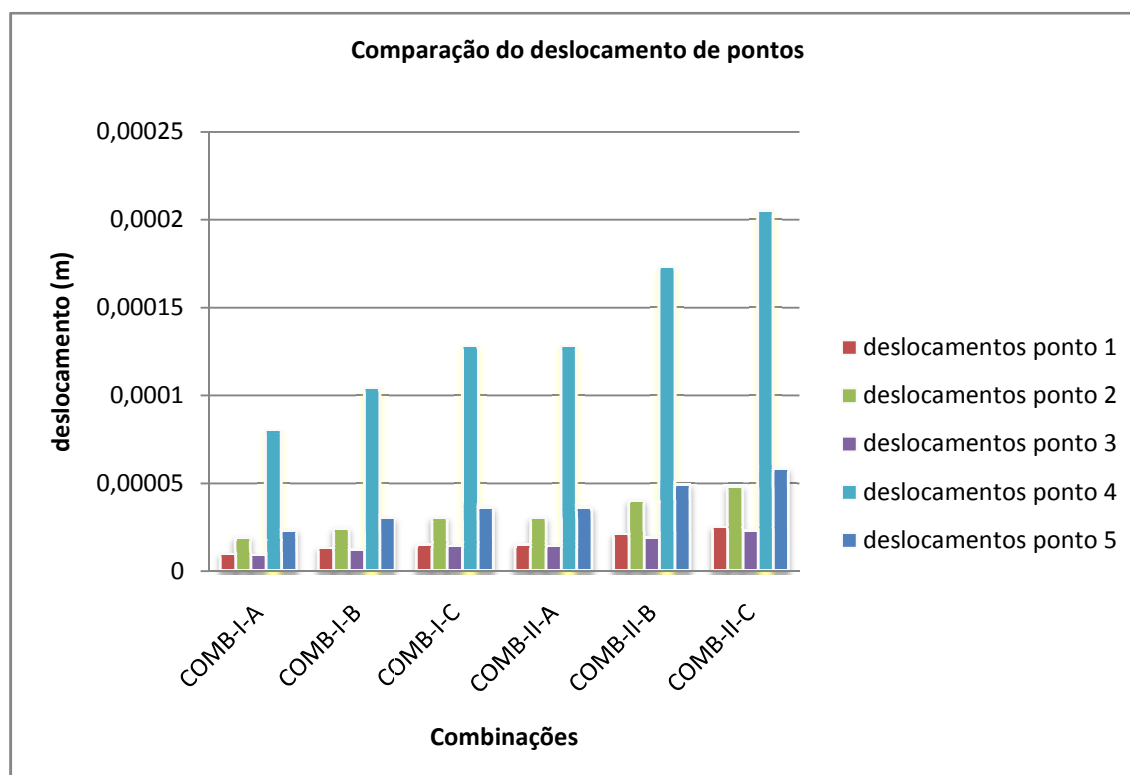


Gráfico 7.48 - comparação dos deslocamentos da estrutura com nível freático à superfície em função do sismo em análise

É de referir que o comportamento da estrutura com nível freático baixo é semelhante ao comportamento da estrutura com nível freático à superfície.

Verifica-se um aumento muito reduzido da rigidez face à estrutura anterior. Este aumento de rigidez é acompanhado por uma redução dos deslocamentos, rotações e reacções de todos os pontos, os quais são de difícil percepção através dos gráficos.

7.3.6. MODELO COM ELEMENTOS CASCA NA ESTRUTURA BASE

Neste modelo simulou-se a capela formada por elementos casca, e as restantes características que levaram à calibração da estrutura (capítulo 8), isto é, as características da estrutura zero.

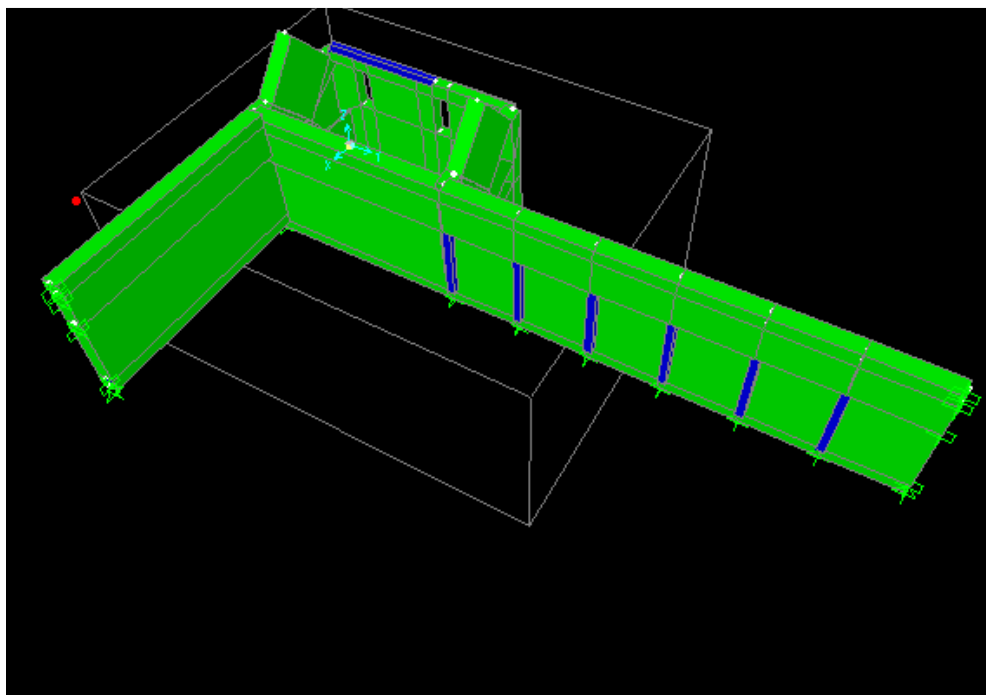


Fig. 7.8 – Imagem da Capela encastrada ao nível do solo

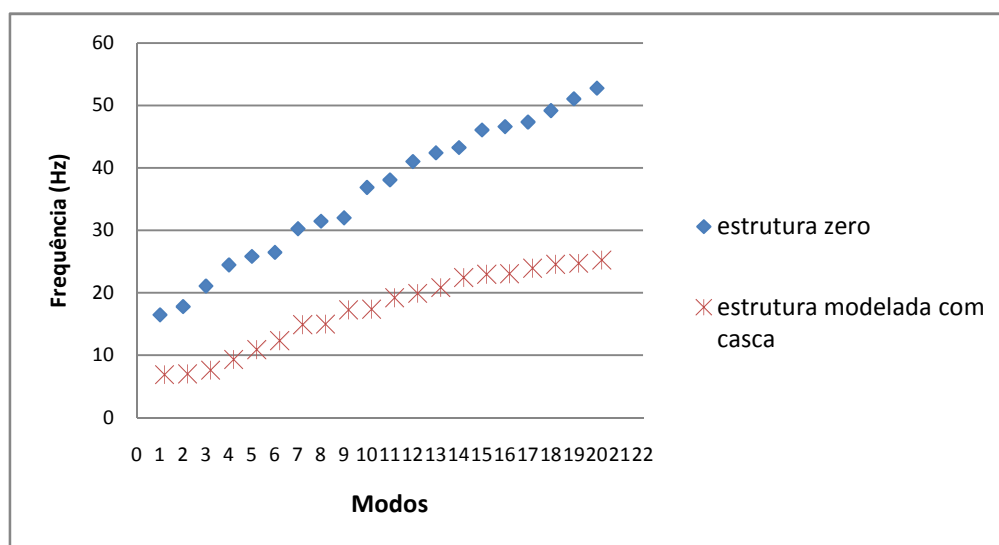


Gráfico 7.49 – comparação dos modos de vibração da estrutura modelada com casca com os modos da estrutura zero

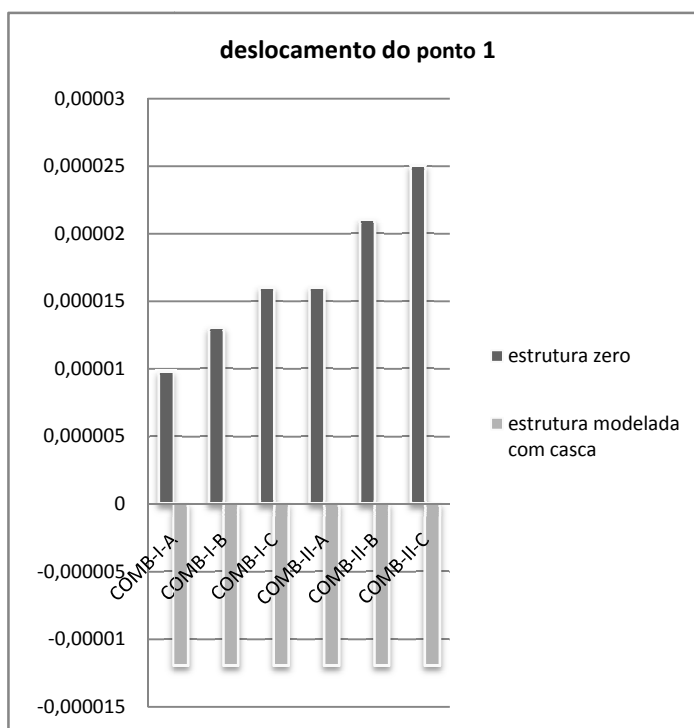


Gráfico 7.50 – comparação do deslocamento do ponto 1 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 1 da estrutura zero

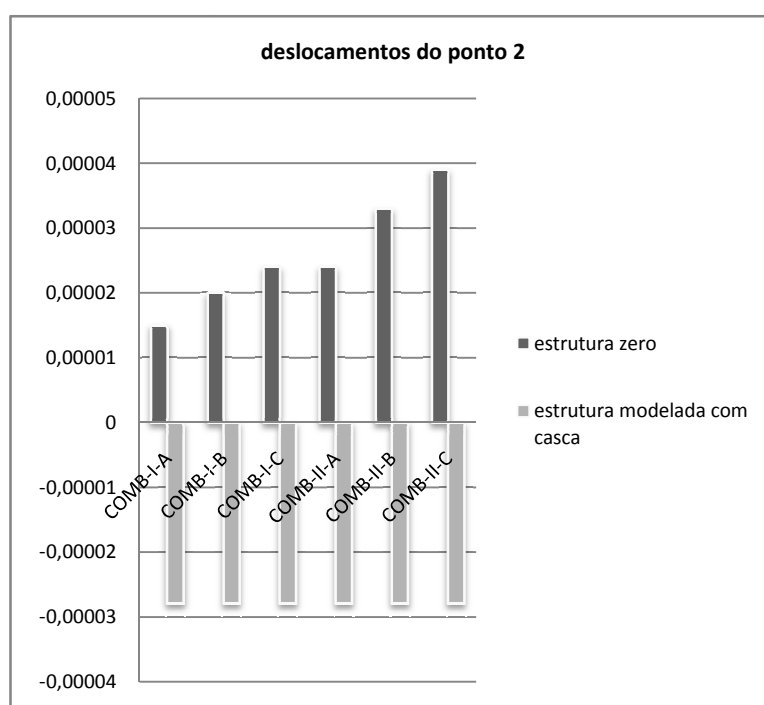


Gráfico 7.51 – comparação do deslocamento do ponto 2 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 2 da estrutura zero

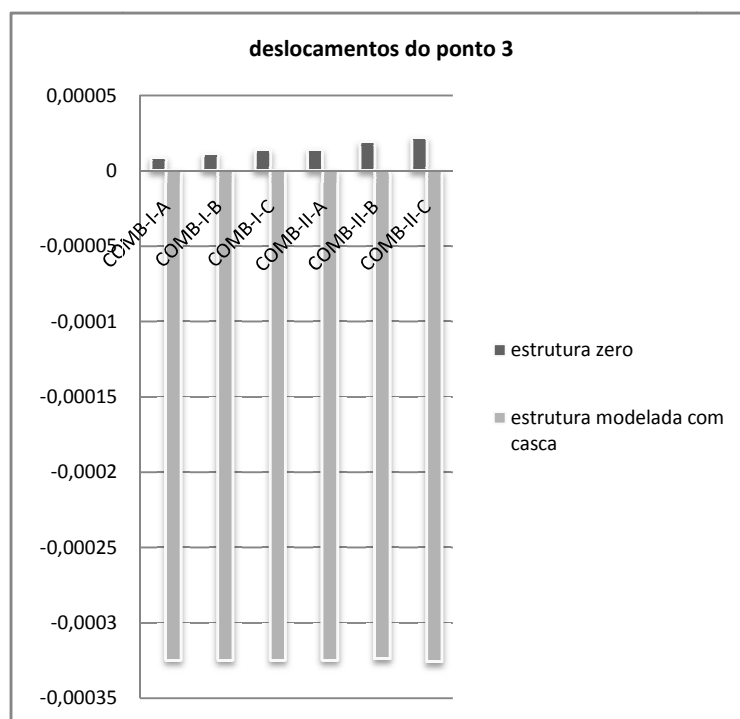


Gráfico 7.52 – comparação do deslocamento do ponto 3 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 3 da estrutura zero

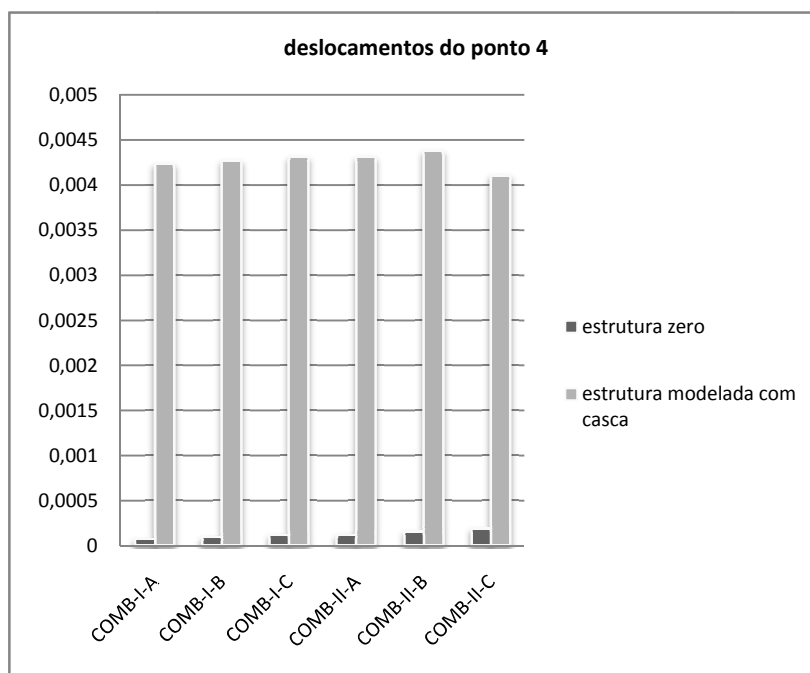


Gráfico 7.53 – comparação do deslocamento do ponto 4 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 4 da estrutura zero

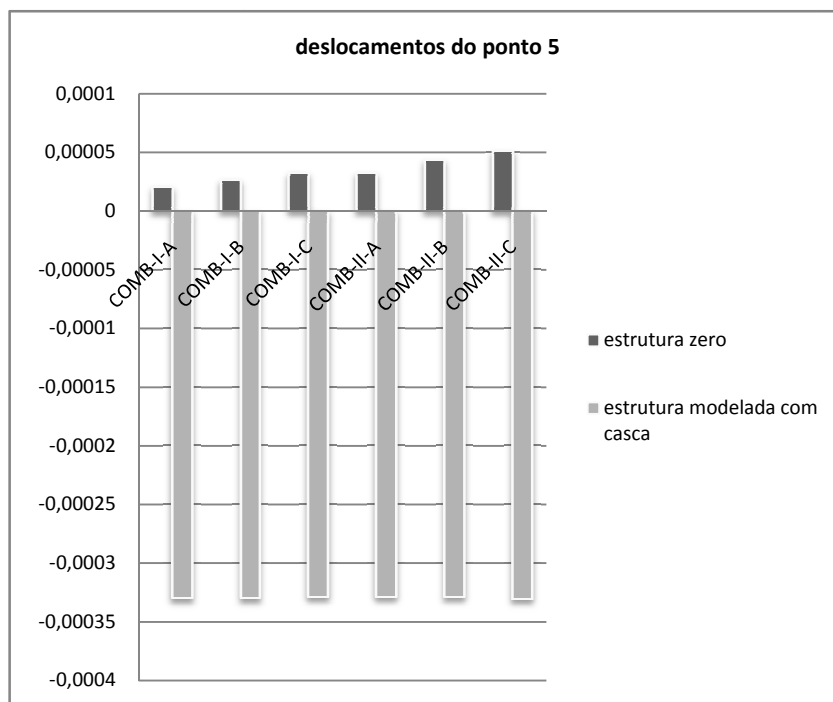


Gráfico 7.54 – comparação do deslocamento do ponto 5 da estrutura modelada com casca com o deslocamento do ponto 5 da estrutura zero

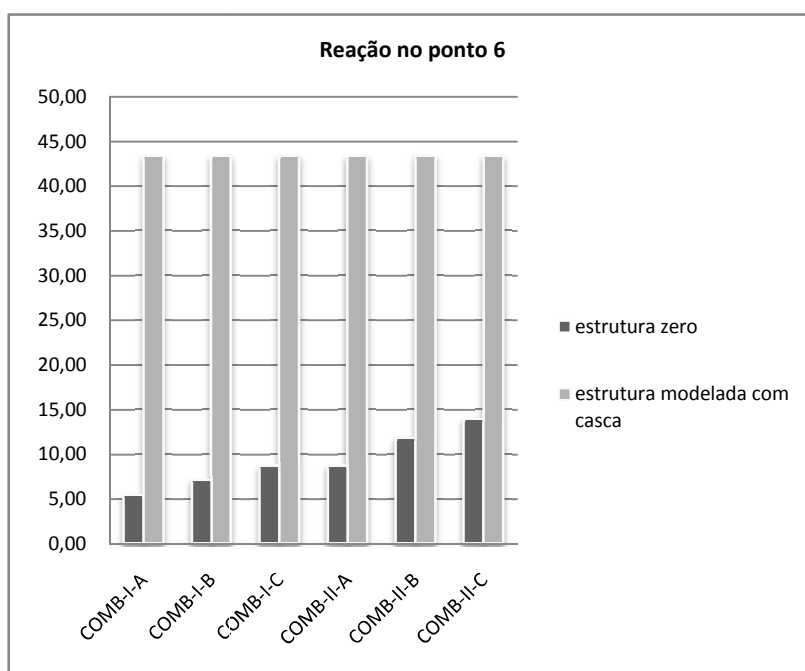


Gráfico 7.55 – comparação da reacção do ponto 6 da estrutura modelada com casca com a reacção do ponto 6 da estrutura zero

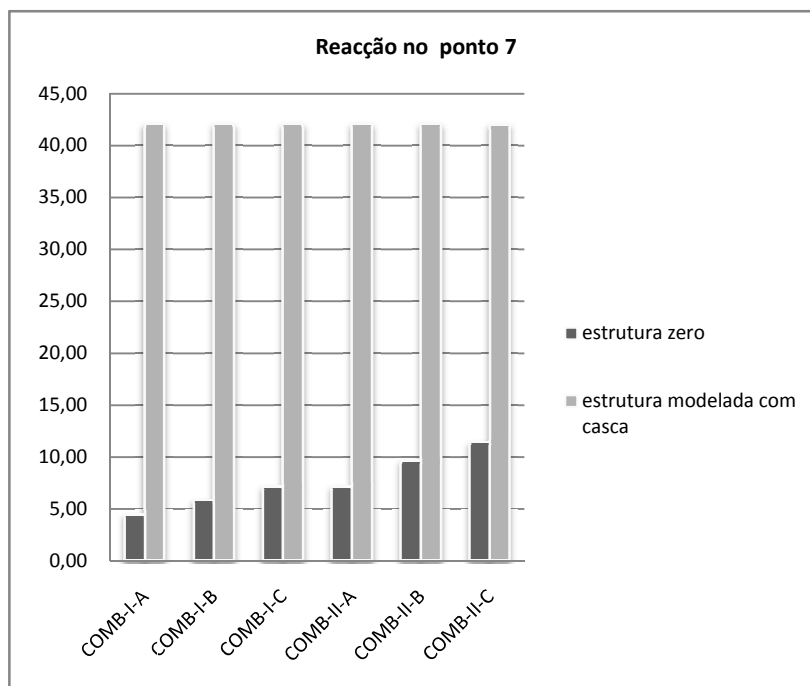


Gráfico 7.56 – comparação da reacção do ponto 7 da estrutura modelada com casca com a reacção do ponto 7 da estrutura zero

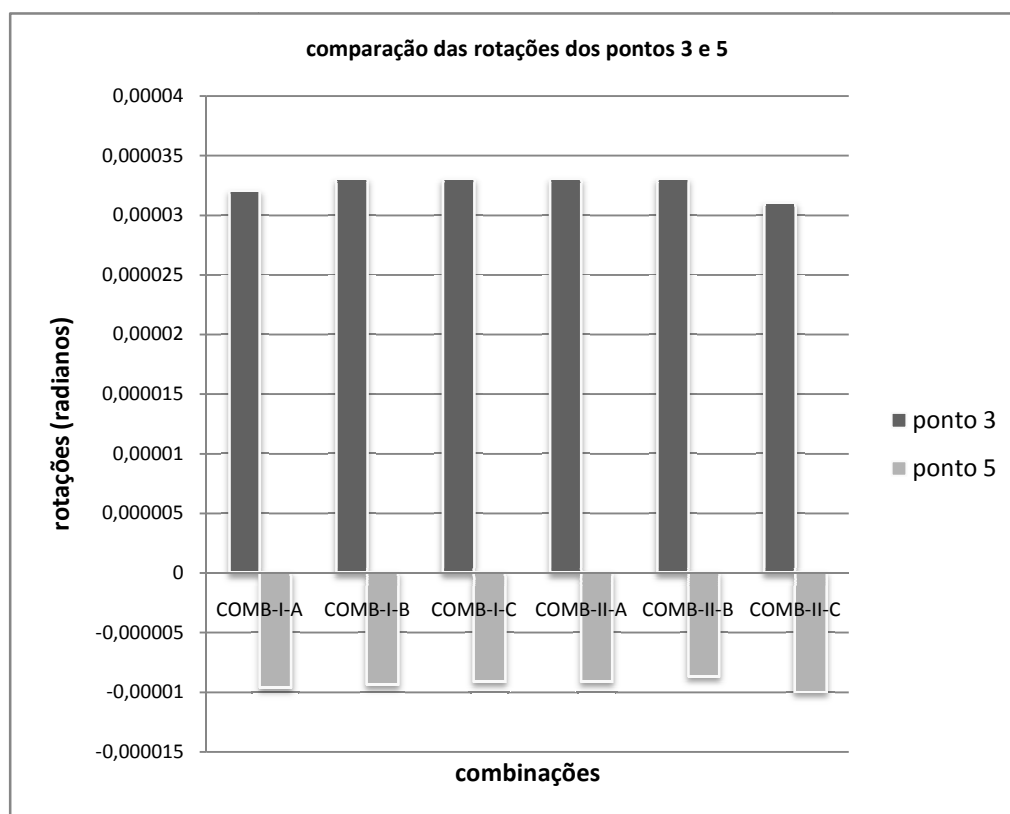


Gráfico 7.57 – comparação das rotações dos pontos 3 e 5 na estrutura encastrada ao nível do solo

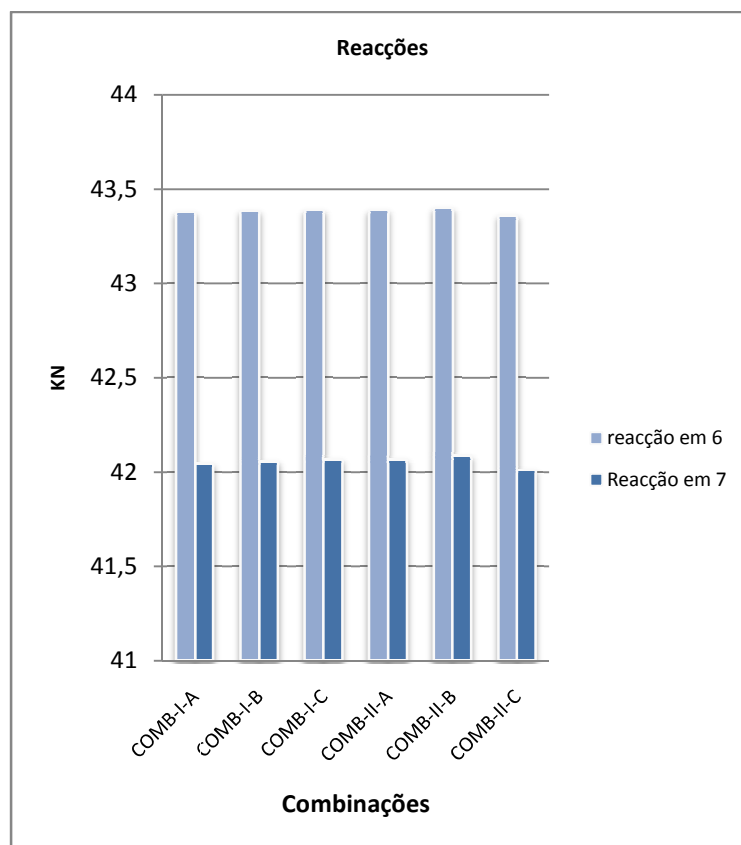


Gráfico 7.58 – comparação das reacções 6 e 7 da estrutura modelada com casca

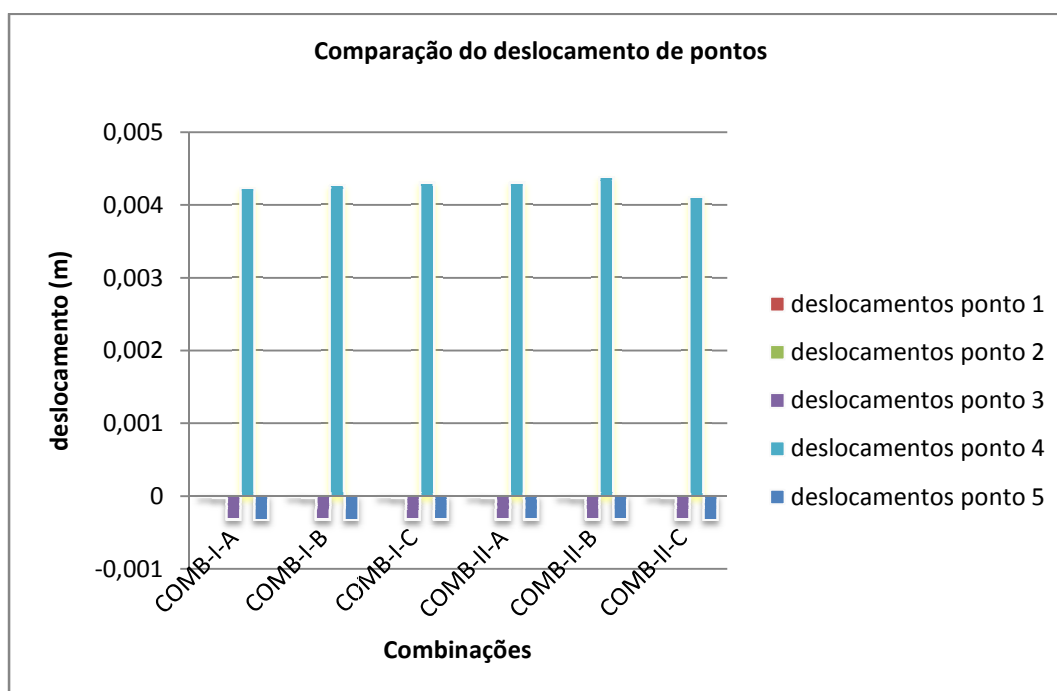


Gráfico 7.59 - comparação dos deslocamentos da estrutura modelada com casca em função do sismo em análise

O efeito de casca, tal como foi confirmado no início deste capítulo, confere pouca rigidez para módulos de elasticidade baixos. É possível verificar esta realidade na estrutura em estudo, através de uma redução brutal nos modos de vibração, o que os pode fornecer resultados um pouco afastados.

O deslocamento dos pontos obtidos, com excepção do 4º ponto, é no sentido contrário ao da estrutura zero.

Os deslocamentos do ponto 4 são muito superiores aos verificados na estrutura zero (cerca de 35 vezes superiores).

Os deslocamentos, reacções e rotações dos diferentes pontos da estrutura são aproximadamente os mesmos, independentemente do tipo de combinação em análise.

As rotações dos pontos obtidas através deste modelo permitem concluir que os cantos rodam em sentidos contrários.

Existe um grande predomínio do deslocamento do ponto 4 face aos restantes 4 pontos da estrutura.

A reacção existente no ponto 6 continua ser superior à reacção do ponto 7, independentemente das combinações sísmicas em análise.

A combinação mais desfavorável, tal como nas estruturas anteriores, é a combinação com maior valor de aceleração, isto é a combinação resultante do espectro II no solo C.

7.4. COMENTÁRIOS SOBRE A ANÁLISE SÍSMICA

A análise sísmica realizada, permitiu a comparação de diferentes parâmetros usados ao longo desta análise.

A simulação do solo permite verificar que a estrutura perde rigidez, a qual é perceptível através da redução das frequências nos modos de vibração. A redução nas frequências nos modos de vibração significa que a energia necessária para excitar um determinado modo é mais baixa, em comparação com a estrutura zero.

Os sismos próximos com uma qualidade de solo muito fraca provocam os maiores danos na estrutura não só devido aos deslocamentos e rotações dos diferentes pontos da estrutura, mas também devido às grandes reacções que podem levar a assentamentos. No entanto, tendo em conta os espectros de resposta regulamentares utilizados, é importante referir que a estrutura não sofre qualquer tipo de danos dado que os deslocamentos obtidos para qualquer ponto são bastante reduzidos. Esta conclusão está associada ao facto de que a capela e estrutura anexa modelada é bastante rígida ($t_1 \approx 0.06$ s) e portanto o espectro de resposta correspondente é apenas utilizado no início do seu ramo ascensional.

Em todas as estruturas, e para qualquer tipo de combinação, o nó 4 é o que apresenta maior deslocamento horizontal. Trata-se do ponto mais desfavorável, dado que se localiza a meio da parede de menor espessura.

O comportamento das estruturas para a combinação I-C e II-A é o mesmo, dado que apresentam os mesmos deslocamentos, rotações e reacções nos diferentes pontos da estrutura. Estes valores são obtidos, dado que o programa apenas considera os valores máximos dos espectros, independentemente do tempo de acção.

No que diz respeito ao modelo casca, o seu comportamento frágil, provoca grandes deslocamentos em todos os pontos da estrutura. O ponto que apresenta maiores deslocamentos, tal como no modelo sólido, é o ponto 4.

Existe uma grande homogeneidade de resultados obtidos para as diferentes combinações, o que não era de esperar.

O modelo casca pode fornecer dados rápidos, não só devido à facilidade de representação da estrutura, mas também devido ao número de iterações realizadas para efectuar os cálculos. No entanto fornece grandes erros quando se realiza uma análise sísmica, acentuados quando o módulo de elasticidade dos materiais constituintes dos elementos é baixos, que é o caso.

8

EFEITO DO TRÁFEGO NOS EDIFÍCIOS

8.1. INTRODUÇÃO

As vibrações produzidas nos edifícios são um problema frequente em todas as cidades do mundo. São produzidas pelo tráfego e provocam pequenos movimentos nos edifícios e seus ocupantes.

8.2. GERAÇÃO DAS VIBRAÇÕES PELO TRÁFEGO

8.2.1 INTRODUÇÃO

As vibrações provocadas pelo tráfego resultam do contacto do veículo com irregularidades existentes à superfície da estrada, como por exemplo, rachaduras, tampas de caixa de visita não niveladas com o restante pavimento, depressões entre outras.



Fig 8.1 – camião a passar na caixa de visita não nivelada

Este contacto entre o pneu e a via, induzem vibrações nos edifícios, mais precisamente nas duas fundações. As vibrações do tráfego são causadas geralmente por veículos pesadas, tais como camiões ou autocarros. Veículos ligeiros de passageiros e camiões sem carga ou de pequeno porte, induzem vibrações que são raramente perceptíveis nos edifícios.

8.2.2 QUESTÕES TEÓRICAS

Vibração é uma oscilação rápida com movimento flutuante num determinado meio [14]. O movimento de oscilação causa partículas que se movimentam de forma elíptica em sentido retrógrado, de acordo com a figura 8.2. O movimento oscilatório é propagado segundo o movimento de uma onda. A diferença entre o movimento oscilatório da partícula e a propagação da onda é análoga à diferença entre o movimento de objecto de cortiça à superfície da água - a cortiça oscila, mas não se mexe para a frente.

As vibrações podem ser transmitidas através do ar e através do solo. As vibrações que nascem no solo são causadas pelo impacto de forças dos pneus ao longo da superfície do pavimento o qual propaga e excita as sapatas e elementos de fundação existentes no solo. As vibrações que nascem no ar são causadas por baixas frequências de sons os quais têm a capacidade de excitar os edifícios ao nível do solo. Estes dois tipos de vibração podem ser causados pelo mesmo veículo no mesmo instante.

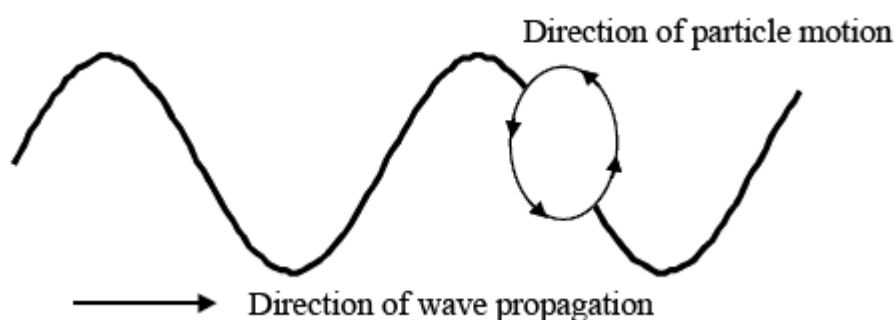


Fig 8.2 – movimento vibratório das ondas

As vibrações provocadas no ar e que podem ser ouvidas pelas pessoas são designadas por sons. Os sons que provocam perturbação são designados por barulho. Vibrações provocadas em materiais diferentes do ar são designadas por simples vibrações.

Uma completa descrição do movimento de vibração num ponto requer seis variáveis correspondendo 3 componentes a translações e as outras três a rotações. Cada uma destas seis variáveis pode ser caracterizada pela amplitude (máximo deslocamento) ou pela velocidade (velocidade instantânea do movimento) ou ainda pela aceleração (ponto em que a velocidade muda).

Por questões práticas para a consideração das vibrações provocadas pelo tráfego, é suficiente usar apenas uma componente predominante no movimento de vibração. A componente seleccionada é a componente direccional vertical que tipicamente caracteriza ou quantifica em termos de velocidade de vibração. A velocidade de vibração é definida como um pico de velocidade da partícula (PPV) do movimento de vibração (correspondendo ao máximo ao máximo negativo ou positivo da velocidade de vibração) ou através da média das raízes quadradas dos picos de velocidade. A fórmula para converter o pico de velocidade em velocidade rms para um dado sinal de onda é dada através da seguinte fórmula:

$$rms = \frac{Peak}{\sqrt{2}} \quad (8.1)$$

Na figura seguinte é possível ver um sinal de vibração de uma curta (transcient) vibração do solo causada por um camião.

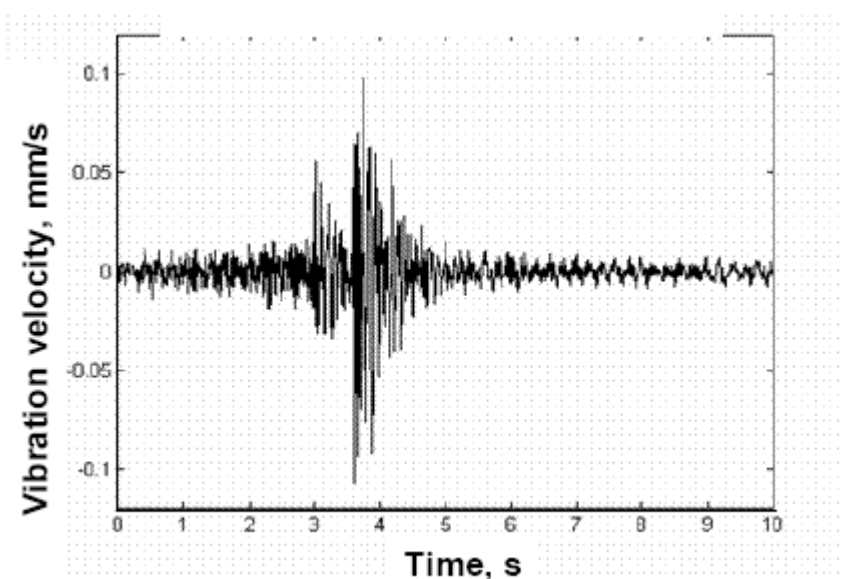


Fig 8.3 – sinal de vibração obtido através de um osciloscópio

Caso as frequências naturais do solo coincidam com as frequências naturais da estrutura do edifício, a ressonância pode ocorrer e as vibrações serão amplificadas.

8.3. FACTORES QUE INFLUENCIAM O NÍVEL DE FREQUÊNCIA E VIBRAÇÃO

O tráfego tende a produzir vibrações com frequências entre os 5 a 25 Hz. A amplitude de vibração depende de vários factores, como por exemplo das irregularidades da estrada, peso do veículo, velocidade e sistema de suspensão, tipo de solo e estratificação, estação do ano, distância à estrada e tipo de edifício. Os efeitos destes factores são independentes e é difícil estabelecer uma relação entre eles.

O efeito da velocidade do veículo, por exemplo, depende da “rugosidade da estrada”. Geralmente, quanto mais rugosa for a estrada, quanto maior for a velocidade, maior é a amplitude de vibração.

O efeito do sistema de suspensão, depende também da “rugosidade da estrada”, e da velocidade do veículo. Por exemplo, numa estrada lisa, em condições de velocidade elevada, o efeito da suspensão não é importante. No entanto, para estradas em que o pavimento é rugoso, o tipo de sistema de suspensão torna-se importante. Na seguinte figura é possível verificar que veículos pesados induzem diferentes acelerações, consoante o seu sistema de suspensão.

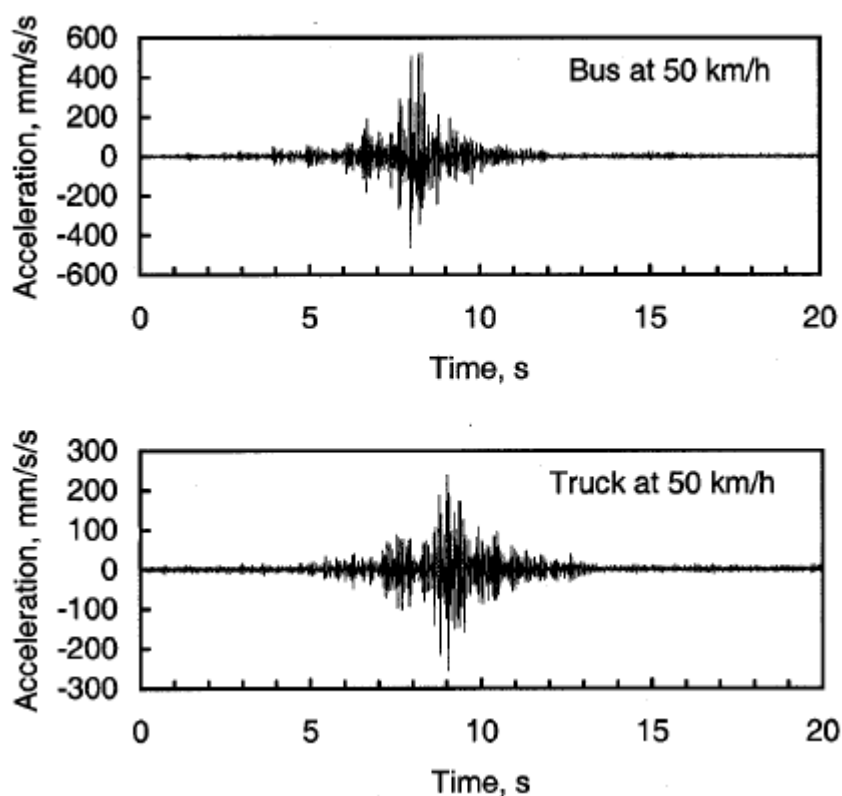


Fig 8.4 – acelerações provocadas por um autocarro e por um camião.

Location	25 km/h		50 km/h	
	Bus	Truck	Bus	Truck
Ground in front of house	20.5	19.9	64.5	33.2
External foundation wall	11.2	10.1	30.9	15.7
Mid-point of floor in 1 st storey	20.3	20.8	62.9	30.1
Mid-point of floor in 2 nd storey	35.0	37.3	96.2	46.7
* Bus had air-bag suspension system; truck had multi-leaf steel spring suspension system.				

Fig 8.5 – comparação de níveis de acelerações (rms), induzidas por um autocarro e por um camião a diferentes velocidades, tendo em conta os diferentes sistemas de suspensão

8.4. SOLUÇÕES E MEDIDAS PREVENTIVAS

Existe várias soluções para minimizar os efeitos das vibrações. É importante a manutenção da superfície da estrada, controlo da velocidade do tráfego, aumento da distância entre edifícios e estradas entre outras. Algumas medidas são económicas e bastante eficazes, nomeadamente o nivelamento das câmaras de visita, remendos bem executados e colocação de pavimento novo. No entanto, com o tempo as fissuras podem aparecer, caso a manutenção deixe de existir.

Uma medida correctiva muito eficaz e com grande sucesso, é impedir a passagem de veículos pesados e a imposição de limites de velocidade.

O aumento da espessura do pavimento não é uma solução eficaz, tendo em conta ensaios realizados.

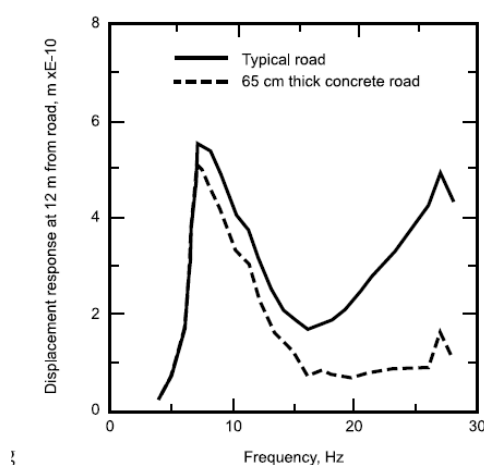


Fig 8.6 – efeito da variação da rigidez do solo, aumentando a sua espessura. O nível de frequências que afecta a casa não se alterou.

O aumento da distância da estrada às edificações é uma técnica bastante interessante para desenvolver a nível de planeamento.

A existência de barreiras (figura 8.7), tal como trincheiras livres ou preenchidas com um material de rigidez diferente da do solo (por exemplo, betonite ou betão). Estas barreiras [15] são eficazes, na medida em que conseguem absorver as ondas de Rayleigh, as quais são geradas pelo tráfego (ondas de superfície).

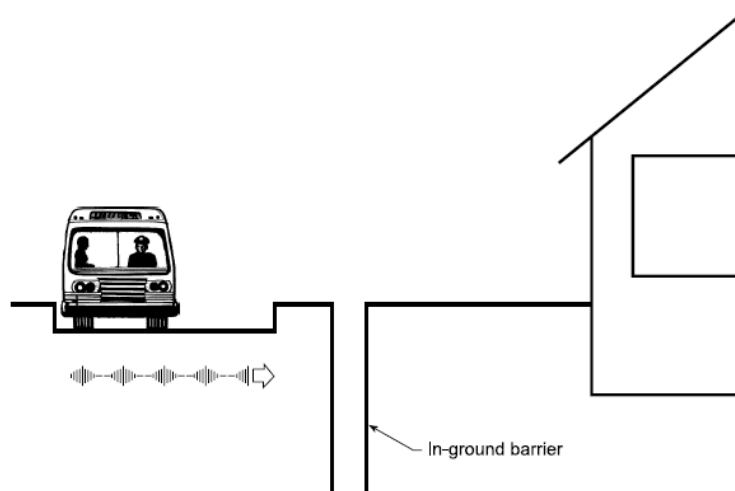


Fig 8.7 – barreira sob a forma de trincheira

No entanto esta solução é bastante cara, para situações que envolvam casas.

9

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

9.1. CONCLUSÕES SOBRE O TRABALHO DESEMPENHADO

O estudo dos efeitos dinâmicos numa estrutura é um assunto complexo e de extrema importância.

As estruturas antigas, as quais existe grandes dificuldades para a caracterização das propriedades reais dos diferentes materiais, são estruturas que merecem uma atenção especial pois são feitos de grande valor económico, arquitectónico e sobretudo cultural.

A simulação da Capela em SAP 2000 v11 tornou-se uma tarefa bastante complexa devido à dificuldade em quantificar as propriedades dos diferentes materiais.

Para a sua calibração tornaram-se imprescindíveis os ensaios realizados, assim como as diferentes análises executadas através do programa sap.

Através dos ensaios concluiu-se que as frequências excitadas pelo tráfego são bastante diferentes das frequências próprias da estrutura, assegurando que não existe ressonância.

Os espectros regulamentares utilizados permitem concluir que os deslocamentos máximos são obtidos para o ponto 4. No entanto, a capela não apresentará danos devidos às acções sísmicas analisadas ao longo deste trabalho.

As fissuras observadas na Capela coincidem com o ponto onde os deslocamentos são máximos, devido a possíveis vibrações de tráfego. Pode dizer-se que o modelo aparenta funcionar muito bem.

È de referir ainda que este estudo permitiu a utilização de vários saberes adquiridos ao longo destes anos.

9.2. SUGESTÕES PARA EXTENSÃO EM TRABALHOS FUTUROS

Este subcapítulo revela-se importante na medida em que alerta para estudos que poderiam ter sido realizados sem a limitação temporal do presente trabalho.

Uma das questões importantes que se sugere a considerar no futuro é o tráfego. A sua simulação através da “transient analysis” seria uma questão chave para a limitação das velocidades e tonelagem

dos veículos, nas proximidades da Capela. Para este tipo de análise sugere-se a utilização do ANSYS, o qual é um programa muito bom em termos de capacidade de cálculo e simulação de modelos reais.

Para a quantificação das propriedades reais da rigidez do solo, sugere-se a determinação da rigidez através de ondas. Trata-se de um método que usa ondas de Rayleigh [17] e testado por vários investigadores.

Para finalizar sugere-se a re-calibração do modelo em SAP tendo em conta os parâmetros obtidos através de ensaios de carga reais. Só após se ter calibrado o método neste programa é que se deverá efectuar a simulação em ANSYS, dado que este é um programa com maior complexidade.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Barros, Rui Carneiro. *Medição de Aberturas de fissuras na Capela de N.SRª do Alívio*, Relatório técnico Interno, porto, Janeiro 2002
- [2] Eurocódigo 8, Parte 1: *Regras gerais-Acção sísmica e requisitos gerais para as estruturas* (versão inglesa Dezembro de 2004)
- [3] Eurocódigo 8, Parte 1.1: *Regras gerais-Acção sísmica e requisitos gerais para as estruturas* (versão portuguesa 2000).
- [4] Eurocódigo 2, Parte 1-1: *Regras gerais e regras para edifícios* (versão portuguesa Abril de 2004)
- [5] Blevins, Robert D. *Formulas for natural frequency and mode shape*, Van Reinhold, 1979
- [6] Fernandes, Manuel de Matos. *Sebenta de Mecânica dos Solos II*, 2ª edição, Porto, 2006
- [7] Fang, Hsai-Yang. *Foundation Engineering handbook*, Boston: Kluwer Academic, 1991
- [8] Lourenço, Paulo B. Roca, Pere. *Historical Constructions*, 2001
- [9] Lourenço, Paulo B. Coelho, Ema. Vasconcelos, Graça. Santo, C. Pina. *Paredes de Alvenaria*, LNEC e EEUM, 2007
- [10] Csio, Sefano, *Verifica di Structure Murarie*, Dario Flaccovio Editore, 1999
- [11] Bondarenko, V. Sudnitsin, A. Nazarenko, V. *Cálculo de las Estructuras de Hormigon Armado y de Piedra*, 1990
- [12] Camuffo, D. *Microclimate for Cultural Heritage*, Developments in Atmosphere Science 23, 1998
- [13] Ramos, Luis F. *Análise experimental e Numérica de Estructuras Históricas de Alvenaria*, dissertação para obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil, Janeiro 2002
- [14] Hunaidi, Osama. *Traffic Vibrations in Buildings*, National Reserch Council of Canada, June 2000
- [15] Hein K. David. *Mitigation of Highway Traffic-Induced Vibration*, Annual Conference of the Transportation Association of Canada, 2006
- [16] Ramos, Luis F. *Damade identification on Masonery Structures Based on vibration Signatures*, tese de doutoramento, Universidade do Minho, 2007
- [17] Matthews, M. C. Hope, V. S. Clayton, R. I. *The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles*, Ins. Civ. Rngers Geotech, 1996
- [18] Antonucci, Rodolfo. *Restauro e Recupero degli edifici a struttura muraria*, Maggioli Editore, 2005