

AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE DATA CENTRES

JOÃO PAULO JANEIRO PRIMAVERA

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

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Avós

When you want to succeed as bad as you want to breathe, then you'll be successful.

Eric Thomas

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento desta dissertação só foi possível com a contribuição, acompanhamento e ajuda de várias pessoas. As próximas palavras são apenas um curto e modesto agradecimento a todas as pessoas que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização desta dissertação.

Ao Professor Doutor José Miguel Castro, agradeço pela permanente disponibilidade, pelo aconselhamento e orientação constantes, pela constante preocupação em todas as fases do trabalho pela motivação e conhecimento que me transmitiu ao longo de todo o desenvolvimento desta tese e sem o qual este trabalho não teria atingido o mesmo nível de exigência.

Ao Professor Doutor Mário Marques, agradeço toda a ajuda, todo o tempo e recursos que colocou ao meu dispor, pelos conhecimentos científicos que me transmitiu, pelos conselhos, acompanhamento, apoio e tranquilidade transmitidas e sem o qual este trabalho não teria sido concluído com tanto profissionalismo, exatidão e qualidade.

A todos os meus amigos por serem o que um amigo deve ser, por toda a companhia, ajuda e partilha de perspetivas diferentes, agradeço por serem a minha “bengala” nos momentos mais difíceis.

À Mariana Sousa por todo o apoio, carinho, compreensão, amparo e dedicação incondicionais.

Ao Alexandre Polícia e ao André Teixeira agradeço os conselhos a companhia e todo o apoio que sempre deram.

Ao meu irmão pela constante presença que se traduz em alegria, distração e apoio que inconscientemente deu e sempre tem dado.

Um agradecimento especial aos meus Pais e familiares sem os quais este percurso que culmina com a realização deste trabalho não teria sido possível, por todo o apoio, compreensão e paciência que sempre demonstraram.

Obrigado!

RESUMO

Os *data centres* são edifícios que cada vez mais têm um papel crítico nas sociedades atuais, pelo que a avaliação do risco sísmico deste tipo de estruturas é de elevada importância, não só porque permite estimar de um modo fiável as perdas esperadas mas também porque através dessa mesma avaliação é possível proceder a uma atuação eficaz na redução dessas mesmas perdas, quer em termos económicos quer em termos sociais.

Esta dissertação tem o objetivo de perceber qual a realidade Portuguesa no que se refere às estruturas de edifícios de *data centres* nomeadamente quais as suas características estruturais e proceder à avaliação do risco sísmico de uma estrutura representativa dessa mesma realidade. Para tal são efetuadas análises dinâmicas não lineares para que possam ser obtidas as funções de fragilidade da estrutura e posteriormente possa ser calculado o risco sísmico.

A definição do risco sísmico é extremamente complexa envolvendo inúmeros conceitos que são aqui apresentados, para que se possa compreender totalmente a avaliação de risco efetuada. São particularmente relevantes os conceitos de exposição, perigosidade sísmica e vulnerabilidade.

É exposta também a realidade dos *data centres* em Portugal Continental para que seja possível uma compreensão e avaliação da realidade nacional da tipologia estrutural deste tipo de edifícios e também do nível dos serviços prestados. Estes dados estão apresentados e tratados de forma discreta sendo que para as características mais importantes recorreu-se a representações gráficas.

Do estudo e levantamento das características dos *data centres* identificou-se, dada a sua relevância para o comportamento global, a necessidade de analisar com rigor uma estrutura secundária utilizada no interior destes edifícios. Esta estrutura consiste num sistema de chão falso (RAF – *raised access floor*) e devido à sua importância procedeu-se ao estudo das suas capacidades estruturais e resistência quando sujeito a ações sísmicas. Deste estudo em concreto foram desenvolvidas várias ferramentas para o cálculo do número de contraventamentos a utilizar em função da sua localização (por Concelho e/ou zona sísmica). Estas ferramentas são apresentadas sob a forma de tabelas, mapas de Portugal Continental e ainda numa folha de cálculo.

Da introdução dos conceitos teóricos relativos ao risco sísmico foi possível proceder à definição da vulnerabilidade da estrutura sob a forma de funções de fragilidade, obtidas precisamente através de análises dinâmicas não lineares realizadas no programa de cálculo *OpenSees*. Relativamente à fragilidade dos equipamentos e elementos não estruturais dos *data centres* procedeu-se à recolha de propostas existentes em bibliografia científica e em documentos técnicos.

A dissertação termina com um caso de estudo que consistiu numa estrutura metálica dimensionada para cargas gravíticas e que se admite ser convertida num *data centre* sem qualquer reforço estrutural. Após construção do modelo de análise em *OpenSees* procedeu-se ao cálculo do risco sísmico e perdas económicas, concluindo-se sobre o aumento da vulnerabilidade sísmica da estrutura para os diversos estados limite associados ao desempenho do edifício e seu conteúdo.

PALAVRAS-CHAVE: Risco Sísmico, *Data centres*, Raised access floor (chão falso), Comportamento Sísmico, Análise não linear.

ABSTRACT

Data centres are buildings that increasingly play a critical role in society and hence seismic risk evaluation (which in recent years has assumed a more and more important role) of such structures is of great importance, not only because it allows a reliable evaluation of the predictable losses but also because it can alert for the need to take measures with the aim of reducing those same losses, both in economic and social terms.

The research presented in this dissertation aims to understand the Portuguese reality in what concerns *data centre* building structures, namely their structural characteristics, and the seismic risk that they are exposed to. To this end, nonlinear analysis are carried out to derive fragility functions that are a key requirement for the calculation of seismic risk.

The definition of seismic risk is extremely complex involving many concepts that are addressed in this dissertation, namely the concept exposure, seismic hazard, fragility and vulnerability.

The reality of *data centres* in Portugal is described in this dissertation so that an understanding and evaluation of the national reality of the structural typology of such buildings and also the level of services provided is possible. The collected data is organised and presented in both tabulated and graphical format.

From the conducted survey of the characteristics of the *data centres* it was verified the need to study a secondary structure used within these buildings. This structure consists of a raised access floor (RAF) system, and because of its predictable weakness it was necessary to proceed with the study of its structural properties and resistances when subjected to seismic actions. From this particular study resulted the development of several tools, including an Excel spreadsheet, that allow the user to obtain the number of bracings required to adopt depending on the seismic zone and site conditions.

From the introduction of the theoretical concepts related to seismic risk it was possible to define the vulnerability of the structure in the form of fragility functions, obtained through nonlinear seismic analysis carried out in *OpenSees*. The fragility data concerning the equipment's and non-structural elements that can be found in *data centres* was obtained from scientific and technical documents available in the literature.

The dissertation closes with the presentation of a case study which consisted of a steel residential building designed for gravity loads which was assumed to have been converted into a *data centre* building without any structural strengthening. The seismic risk and economic losses were evaluated based on the results provided by time-history analysis performed on a nonlinear analysis model of the building developed in *OpenSees*. The results showed an increase of seismic vulnerability for the various limit states associated with the performance of the building and its contents.

KEYWORDS: Seismic Risk, *Data centres*, Raised Access Floor, Seismic behaviour, nonlinear analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO	1
1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. Sismicidade e Risco Sísmico	5
2.1. SISMICIDADE	5
2.1.1. PERIGOSIDADE SÍSMICA	7
2.1.1.1. Funções de Perigosidade Sísmica	9
2.1.2. ESPECTRO DE RESPOSTA	10
2.1.3. HISTÓRIA SÍSMICA DE PORTUGAL	11
2.2. EXPOSIÇÃO	12
2.3. RISCO SÍSMICO E VULNERABILIDADE	12
2.3.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA	13
2.3.1.1. Funções de Fragilidade	13
2.3.1.2. Funções de Vulnerabilidade	15
2.3.1.3. Funções de Consequência	15
2.3.1.4. Funções de Perda	16
2.3.2. QUANTIFICAÇÃO PROBABILÍSTICA DO RISCO SÍSMICO	16
2.3.3. QUANTIFICAÇÃO DE PERDAS	17
3. Data centres	19
3.1. ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE <i>DATA CENTRES</i>	19
3.1.1. REQUISITOS ESTRUTURAIS DE <i>DATA CENTRES</i>	19
3.1.1.1. Geometria	20
3.1.1.2. Desempenho Estrutural	21
3.1.2. TIPOS DE CARGAS E CASOS DE CARREGAMENTO EM ESTRUTURAS DE <i>DATA CENTRES</i>	22
3.1.2.1. Equipamentos de Datacom	22

4. Levantamento de Edifícios de <i>Data centres</i> e Suas Características Estruturais	27
4.1. DATA CENTRES EM PORTUGAL	27
4.2. DATA CENTRES NO MUNDO	32
4.2.1. ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA.....	33
4.2.2. REINO UNIDO	35
4.2.3. ALEMANHA	35
5. Caracterização e Dimensionamento de Sistemas de Chão Falso	37
5.1. INTRODUÇÃO	37
5.1.1. COMPONENTES DOS SISTEMAS DE CHÃO FALSO.....	38
5.2. CAPACIDADES DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS DE UM SISTEMA DE CHÃO FALSO	39
5.3. CAPACIDADE RESISTENTE DOS SISTEMAS DE CHÃO FALSO	41
5.3.1. SECÇÃO TRANSVERSAL	41
5.3.2. LIGAÇÃO ENTRE A BASE DO PEDESTAL E A LAJE	43
5.3.3. LIGAÇÃO ENTRE A CHAPA DE TOPO DO PEDESTAL E AS CALHAS DE APOIO	44
5.4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM SISTEMA DE CHÃO FALSO	44
5.4.1. PEDESTAL ISOLADO APARAFUSADO À LAJE.....	45
5.4.2. PEDESTAL COM CONTRAVENTAMENTOS APARAFUSADO À LAJE	48
5.4.2.1. Ligação entre a base do contraventamento e a laje	49
5.4.2.2. Análise Sísmica.....	50
5.4.3. PEDESTAL COM CONTRAVENTAMENTOS COLADOS À LAJE.....	55
5.5. COMPARAÇÃO ENTRE DIFERENTES LOCALIZAÇÕES DE <i>DATA CENTRES</i>	57
5.6. MÉTODO EXPEDITO DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE SISTEMAS DE CHÃO FALSO	60
5.7. RECOMENDAÇÕES PARA BOM DESEMPENHO SÍSMICO DOS SISTEMAS DE CHÃO FALSO	63
5.8. ANCORAGEM E LIGAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	63
5.8.1. MÉTODO DE LIGAÇÃO RÍGIDA DO EQUIPAMENTO AO SISTEMA DE SUPORTE	63
5.8.1.1. Derrube.....	65
5.8.1.2. Deslizamento.....	65
5.8.2. LIGAÇÃO FLEXÍVEL DO EQUIPAMENTO AO SISTEMA DE SUPORTE	66
5.8.3. ISOLAMENTO DO EQUIPAMENTO NA BASE	66

5.9. DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITE	67
5.9.1. ESTADOS LIMITE ESTRUTURAIIS	67
5.9.2. ESTADOS LIMITE NÃO-ESTRUTURAIIS	68
5.9.2.1. Verificação à encurvadura dos elementos comprimidos (contraventamentos) e ao corte da ligação laje-chão falso	68
5.9.2.2. Verificação da não ocorrência de derrube e deslizamento dos equipamentos	71
5.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS	72
6. Análise Sísmica e avaliação do Risco Sísmico	75
6.1. ANÁLISES DA RESPOSTA SÍSMICA	75
6.2. POSSÍVEIS TIPOS DE MODELAÇÃO ESTRUTURAL	76
6.2.1. VERIFICAÇÃO DE EXISTÊNCIA ENTRE O MODELO ESTRUTURAL E O CHÃO FALSO	76
6.2.1.1. Modelo sem sistema de chão falso	76
6.2.1.2. Modelo com sistema de chão falso	77
6.2.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIIS	78
6.2.2.1. Histórico de deslocamentos	79
6.2.2.2. Drift entre pisos	79
6.2.3. CONCLUSÃO QUANTO AO MODELO A ADOTAR	80
6.2.4. MODELO ESTRUTURAL UTILIZADO PARA A DETERMINAÇÃO DA FRAGILIDADE DE UM <i>DATA CENTRE</i>	81
6.2.4.1. Comparação entre os carregamentos de dimensionamento e do <i>data centre</i>	82
6.3. ANÁLISE SÍSMICA	82
6.3.1. DEFINIÇÃO E ESCOLHA DOS SINAIS SÍSMICOS UTILIZADOS PARA A REALIZAÇÃO DAS ANÁLISES	82
6.3.2. ESTADOS LIMITE CONSIDERADOS	84
6.3.3. CONSEQUÊNCIAS ESTRUTURAIIS DA ALTERAÇÃO DE UTILIZAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO DE <i>DATA CENTRE</i>	84
6.3.4. LIMITES ADMISSÍVEIS PARA O RISCO SÍSMICO	86
6.4. PROCESSAMENTO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	87
6.4.1. FUNÇÕES DE FRAGILIDADE	87
6.4.1.1. Envolvente de Fragilidade	97
6.4.2. PROBABILIDADE ANUAL DE COLAPSO	100
6.4.3. CUSTOS	103
6.4.3.1. Valor da Estrutura	103
6.4.3.2. Valor dos Servidores	104
6.4.3.3. Valor do Chão Falso	105

6.4.3.4. Curvas de perdas económicas..... 105

7. Conclusões 111

7.1. CONCLUSÕES..... 111

7.2. SUGESTÃO PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS..... 112

A.1. 113

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 116

REFERÊNCIAS WEB..... 117

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. – Escala de Magnitude de Richter	7
Fig. 2.2. – Zonamento Sísmico de Portugal Continental para a ação sísmica de tipo 1 e 2	8
Fig. 2.3. – Zonamento Sísmico do arquipélago da Madeira para a ação sísmica de tipo 1	8
Fig. 2.4. – Zonamento Sísmico do arquipélago dos Açores para a ação sísmica de tipo 2	9
Fig. 2.5. – Curvas de perigosidade sísmica do projeto Yucca Mountain	10
Fig. 2.6. – Espectro de resposta de cálculo previsto no EC8	11
Fig. 2.7. – Função de fragilidade, distribuição lognormal	14
Fig. 2.8. – Modelo não linear de consequência (comparação do rácio de dano entre o modelo de HAZUS e o utilizado em Bal et al. , 2006).....	15
Fig. 2.9. – Funções de perda para diferentes estados limite	16
Fig. 2.10. – Perda monetária para um determinado nível de EDP (máximo deslocamento relativo entre pisos).....	17
Fig. 3.1. – Representação vertical de um piso tipo de um <i>data centre</i>	20
Fig. 3.2. – Distribuição da temperatura numa sala tipo de um <i>data centre</i>	24
Fig. 3.3. – Disposição dos servidores numa sala tipo de um <i>data centre</i>	25
Fig. 4.1. – Localização dos <i>data centres</i> em Portugal Continental.....	28
Fig. 4.2. – Tipologias estruturais dos <i>data centres</i> em Portugal.....	30
Fig. 4.3. – Características técnicas dos <i>data centres</i> em Portugal.....	31
Fig. 4.4. – Serviços oferecidos pelos <i>data centres</i> Portugueses	31
Fig. 4.5. – Identificação, ao nível mundial, dos países que possuem <i>data centres</i>	33
Fig. 4.6. – Vista aérea do <i>data centre</i> Lakeside technology center, EUA	34
Fig. 4.7. – Vista em corte do <i>data centre</i> Supernap Prime, EUA.....	34
Fig. 4.8. – Vista do interior do QTS Metro <i>data centre</i> , EUA	35
Fig. 4.9. – Vista do exterior do <i>data centre</i> NGD, Terremark, Reino Unido	35
Fig. 4.10. – Vista do exterior do <i>data centre</i> Equinix mu1 IBX, Alemanha	36
Fig. 5.1. – Pormenor de um sistema de chão falso e dos seus componentes	39
Fig. 5.2. – Sistema de chão falso com contraventamentos	40
Fig. 5.3. – Secção transversal dos pedestais em estudo	42
Fig. 5.4. – Representação do sistema estrutural, pedestal isolado	45
Fig. 5.5. – Esforços gerados da aplicação da ação sísmica do tipo 2 e carga vertical ao pedestal isolado	47
Fig. 5.6. – Modelo do sistema estrutural em estudo, pedestal + contraventamento; a) vista no plano vertical; b) vista em planta.....	49
Fig. 5.7. – Vista em planta de um sistema de chão falso com contraventamentos.....	51

Fig. 5.8. – Número de estrelas de contraventamento por localidade	57
Fig. 5.9. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal Continental para solos do tipo A e B	61
Fig. 5.10. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal Continental para solos do tipo C e D	61
Fig. 5.11. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal Continental para solos do tipo E	62
Fig. 5.12. – Ferramenta para o dimensionamento sísmico expedito de contraventamentos para sistemas de chão falso	62
Fig. 5.13. – Fixação dos equipamentos através de parafusos verticais	64
Fig. 5.14. – Fixação através de parafusos de esticamento	64
Fig. 5.15. – Fixação dos equipamentos através de um estrutura auxiliar	64
Fig. 5.16. – Equipamentos de <i>data centre</i> colocados sob isoladores de base	67
Fig. 5.17. – Quantidade de estrelas de contraventamento, Y, necessárias para resistir a uma aceleração de projeto definida por $ag.S, X$	70
Fig. 5.18. – Relação entre a aceleração espectral limite e a relação Yg/b do armário do equipamento para que não ocorra derrube	71
Fig. 5.19. – Relação entre a aceleração espectral limite e o coeficiente de atrito estático para que não ocorra deslizamento do equipamento	72
Fig. 6.1. – Planta (a) e alçado (b) do modelo estrutural, para avaliação dos efeitos de interação, sem modelação do sistema de chão falso	76
Fig. 6.2. – Alçado do alinhamento central do modelo estrutural, para avaliação dos efeitos de interação, com modelação do sistema de chão falso	78
Fig. 6.3. – Acelerograma utilizado para a avaliação da interação entre a estrutura e o chão falso	79
Fig. 6.4. – Histórico de deslocamentos para o primeiro piso de um e outro modelo	80
Fig. 6.5. – Alçado e planta da estrutura em análise	81
Fig. 6.6. – Distribuição probabilística e sinais selecionados para $S_a(T_1)=0.5g$	83
Fig. 6.7. – Evolução dos deslocamentos a meio vão para uma intensidade $S_s(T_1)=0.4g$	85
Fig. 6.8. – Evolução do momento flector na extremidade esquerda da viga	85
Fig. 6.9. – Evolução do momento flector na extremidade direita da viga	85
Fig. 6.10. – Estados Limites de colapso Sensíveis a acelerações para o piso 1	89
Fig. 6.11. – Estados Limites de colapso Sensíveis a acelerações para o piso 2	89
Fig. 6.12. – Estados Limites de colapso Sensíveis a acelerações para o piso 3	90
Fig. 6.13. – Estados Limites de colapso Sensíveis a acelerações para o piso 4	90
Fig. 6.14. – Estados Limites de colapso Sensíveis a acelerações para o piso 5	91
Fig. 6.15. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite Drift máximo entre pisos $\leq 3.3\%$	92

Fig. 6.16. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite Drift residual máximo entre pisos $\leq 1.0\%$	92
Fig. 6.17. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de derrube dos equipamentos	93
Fig. 6.18. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de deslizamento dos equipamentos	93
Fig. 6.19. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de aceleração máxima no piso para componentes não estruturais	94
Fig. 6.20. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de aceleração espectral máxima por piso para o sistema de chão falso	95
Fig. 6.21. – Funções de fragilidade para o estado limite de aceleração máxima, na direção horizontal, por piso relativo à sensibilidade dos equipamentos	96
Fig. 6.22. – Funções de fragilidade para o estado limite de aceleração máxima, na direção vertical, por piso relativo à sensibilidade dos equipamentos	97
Fig. 6.23. – Curvas de fragilidade da estrutura para todos os estados limite de colapso	98
Fig. 6.24. – Espectro de resposta elástico, onde a região a sombreado representa o colapso do chão falso	100
Fig. 6.25. – Curva de perigosidade sísmica para a localidade de Lisboa	101
Fig. 6.26. – Curvas de probabilidade anual de colapso	102
Fig. 6.27. – Desagregação do custo total	104
Fig. 6.28. – Curvas de custos da estrutura para todos os pisos para diferentes níveis de aceleração espectral	107
Fig. 6.29. – Curva de custo total em função da aceleração espectral	108
Fig. 6.30. – Perdas anuais esperadas	109

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 2.1. – Escala de Mercalli Modificada.....	5
Tabela 4.1. – Levantamento dos <i>data centres</i> existentes em Portugal.....	29
Tabela 5.1. – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta para um solo tipo A.....	46
Tabela 5.2. – Cálculo da ação sísmica de acordo com o EC8, seguindo a abordagem “ <i>Tension/compression Design</i> ”.....	54
Tabela 5.3. – Verificações à encurvadura e ao corte da ligação de base.....	55
Tabela 5.4. – Coeficiente de atrito estático.....	56
Tabela 5.5. – Nº de estrelas de contraventamento para as diferentes localidades que possuem <i>data centres</i>	57
Tabela 5.6. – Nº de estrelas de contraventamento para cada tipo de terreno para cada zona sísmica devido à ação sísmica do tipo 1.....	58
Tabela 5.7. – Nº de estrelas de contraventamento para cada tipo de terreno para cada zona sísmica devido à ação sísmica do tipo 2.....	59
Tabela 6.1. – Comparação de deslocamentos absolutos.....	79
Tabela 6.2. – Comparação de deslocamentos relativos.....	80
Tabela 6.3. – Comparação das cargas verticais.....	82
Tabela 6.4. – Limites admissíveis para o risco propostos <i>Sykora e Holický</i>	86
Tabela 6.5. – Comparação da Fragilidade dos RAF.....	95
Tabela 6.6. – Fragilidade para cada estado limite, para a envolvente e para cada piso.....	99
Tabela 6.7. – Taxas de ocorrência para o período de um e de cinquenta anos.....	102
Tabela 6.8. – Comparação com os limites de risco admissíveis.....	103
Tabela 6.9. – Modelo de consequência adotado.....	104
Tabela 6.10. – Perda anual esperada por piso.....	109
Tabela A.1.1. – Características dos <i>Data centres</i> existentes em Portugal.....	114-115

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

K – Rigidez [KN.m]

E - módulo de elasticidade [GPa]

I_{zz} – Inércia de torção [m⁴]

w – Frequência angular [rad/s]

T – Período [s]

$N_{pl,rd}$ - KN

EC8 – Eurocódigo 8

RAF - Raised Access Floor

SEAOC – Structural Engineers Association of California

HDD – Hard Disk Drive

CRAC - Computer room air conditioning

UPS – Uninterruptible Power Supply

EUA – Estados Unidos da América

IT – Information Technology

AVAC – Aquecimento, ventilação e ar condicionado

EC3 – Eurocódigo 3

EDP – Engineering Demand Parameter

IM – Intensity Measure

ASI – Acceleration Spectrum intensity

GCIM – General Conditional Intensity Measure

DS – Damage State

PFA – Peak Floor Acceleration

ISD – Inter-storey Drift

S_a – Aceleração espectral

CIMI – Código do Imposto Municipal sobre Imóveis

SLAT – Seismic Loss Assessment Tool

HP – Hewlett Packard

EAL –Estimated Annual Loss

Ref - Referência

Dept - Departamento

Tab - Tabela

1

Introdução

1.1. CONTEXTO

A Terra é anualmente abalada por cerca de um milhão de eventos sísmicos, a maioria dos quais não provoca qualquer tipo de dano e nem chega mesmo a ser sentida pelas pessoas. Desse milhão de sismos que ocorre num ano, cerca de cem provocam danos significativos e afetam consideravelmente as sociedades.

Os sismos são provocados pela rotura da crosta terrestre, devido à acumulação de energia sob a forma de tensões, energia essa que é libertada (no momento da rotura) sendo transmitida às partículas que formam o solo superior à crosta terrestre [1].

Esta elevada quantidade de energia libertada e transmitida às partículas do solo leva ao aparecimento de diferentes tipos de ondas sísmicas. Existem ondas de corpo ou de volume e ondas de superfície.

As ondas de volume propagam-se através das camadas internas da Terra e são as responsáveis pelos primeiros abalos sentidos, estas podem ser divididas em: ondas P ou primárias, que apresentam uma maior velocidade de propagação e se movimentam paralelamente à direção da onda; e em ondas S ou secundárias, que são ondas transversais e em que o solo é deslocado perpendicularmente à direção da onda, este tipo de ondas causa uma maior destruição do que as ondas P.

As ondas de superfície propagam-se precisamente na superfície terrestre podendo até ser observadas a olho nu, este tipo de ondas propaga-se a uma velocidade menor do que as ondas de volume/corpo e devido à sua maior amplitude, menor frequência e maior duração são as mais destrutivas. Estas podem ser divididas em ondas de *Rayleigh* (R) que se propagam segundo o plano vertical e em ondas *Love* (L) que deformam o solo no plano horizontal [w1].

A intensidade e quantidade de energia libertadas pelos sismos tende a aumentar com a proximidade às fronteiras entre placas tectónicas. Portugal encontra-se precisamente numa zona de grande proximidade para com as falhas inter-placas, mais concretamente entre a placa Euroasiática, a placa Norte Americana e a placa Africana.

Apesar de existirem grandes evoluções nos estudos sismológicos, ainda não é possível obter previsões fiáveis e corretas de quando os eventos sísmicos irão ocorrer, como tal o estudo e caracterização dos *data centres* e do seu conteúdo bem como das estruturas deste tipo de edifícios revela-

se essencial. Para tal é necessário proceder a um levantamento a nível nacional dos *data centres* existentes e das suas características. Este levantamento é ainda mais essencial quando é possível verificar que não existe um cuidado especial no dimensionamento destas mesmas estruturas. Ou seja, em Portugal a prática para a implementação de *data centres* consiste na adaptação de edifícios correntes já existentes que não apresentam índices de comportamento sísmico adequados para os requisitos de um *data centre*.

O comportamento destas estruturas é ainda mais crítico quando se considera a possibilidade de que estas possam ser submetidas a uma ação sísmica. Uma vez que na maioria das situações o seu projeto e os requisitos e limitações estruturais relativos ao dimensionamento sísmico são, à partida, inferiores aos requeridos para o bom funcionamento dos equipamentos e do *data centre* em si.

Assim, para que se identifique o risco sísmico associado a um *data centre* localizado em Portugal, é importante proceder a análises numéricas que avaliem o seu comportamento sísmico. Este tipo de análises têm em conta a não linearidade material (características evolutivas da resistência dos materiais) e geométrica da estrutura (efeitos de segunda ordem), e tem ainda em conta a possibilidade de que exista qualquer tipo de interação entre a estrutura do edifício e estruturas secundárias que possam existir no interior do *data centre*. A forma mais realista de simular a ação dos sismos passa pela aplicação de séries temporais de acelerações na base da estrutura, designadas de análises dinâmicas.

1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O objetivo deste trabalho consiste na avaliação do risco sísmico de estruturas de edifícios de *data centres* que cada vez mais assumem um papel crítico para a sociedade, tendo influência quer ao nível económico quer ao nível social e de bem-estar da população.

Esta dissertação terá como objetivo estudar o comportamento sísmico dos edifícios de *data centres*, tendo em conta a sensibilidade dos seus equipamentos. Para tal, é necessário perceber quais as principais características, estruturais e não estruturais, dos *data centres* Portugueses para que posteriormente possam ser definidos os diferentes estados limites que levam à interrupção do funcionamento dos *data centres*. Em última análise será efetuado o cálculo do risco sísmico bem como do impacto económico deste tipo de edifícios a partir de análises dinâmicas não lineares.

Para tal organizou-se a tese em 7 capítulos sequenciais que permitem ao leitor perceber e consultar a informação de forma coerente e organizada. Este corresponde ao primeiro capítulo e serve somente para que seja possível ter um enquadramento geral e uma noção dos temas abordados no trabalho.

O segundo capítulo corresponde à introdução de vários conceitos teóricos relacionados com a sismicidade em Portugal, com a forma de obter a ação sísmica regulamentar de cálculo e ainda conceitos que envolvem e compõem a definição do risco sísmico, tais como as funções de fragilidade, a vulnerabilidade e a exposição entre outros.

O terceiro capítulo corresponde à apresentação do que é um *data centre* e tem como objetivo interpretar a função e o funcionamento de um *data centre*, abordando também quais são as suas características principais, quer em termos estruturais (quando são construídos de raiz) quer em termos dos equipamentos que contém.

O quarto capítulo é um complemento do terceiro capítulo, uma vez que neste é efetuado um levantamento exaustivo, a nível nacional, dos *data centres* existentes e das suas características, estruturais e de serviços prestados, e ainda um levantamento bastante mais superficial dos *data centres*

existentes no mundo, apenas como forma de enquadramento da realidade nacional com a realidade mundial.

O quinto capítulo surge na sequência do levantamento efetuado e centra-se no estudo de um subsistema da estrutura, e que está presente, na generalidade dos *data centres* existentes em Portugal que é o chão falso (*RAF-Raised Access Floor*). Este capítulo é dedicado ao estudo das capacidades resistentes dos sistemas de chão falso utilizados e do seu comportamento quando sujeito a ações sísmicas. No entanto, e como forma de introduzir o capítulo seguinte, são também apresentados estados limite associados não só ao sistema de chão falso mas também aos equipamentos e ainda estrutura.

O sexto capítulo tem como objetivo proceder à análise sísmica de uma estrutura tipo, onde foi instalado um *data centre* e para o qual se pretende calcular o risco sísmico. Para tal são definidos os estados limite em função dos estudos e do levantamento das características estruturais efetuados nos capítulos anteriores e, conseqüentemente, são realizadas as análises dinâmicas não lineares e posteriormente, apoiando-se nos resultados dessas mesmas análises são obtidas as funções de fragilidade para cada estado limite último considerado obtendo-se o valor do risco sísmico.

Quanto ao sétimo e último capítulo, este contém as principais conclusões do trabalho e onde são também propostos aspetos complementares e de continuação desta mesma tese.

2

Sismicidade e Risco Sísmico

2.1. SISMICIDADE

Portugal situa-se na placa Euro-asiática sendo delimitado a sul pela falha Açores-Gibraltar que a separa da placa Africana e a oeste pela falha dorsal do oceano atlântico que separa a falha Euro-asiática da placa Norte Americana. O arquipélago dos açores é a zona com uma maior perigosidade sísmica uma vez que se encontra na junção das falhas dorsal do oceano atlântico e Açores-Gibraltar. Existem também várias falhas intraplacas que atravessam o território continental de Portugal e que podem ser mecanismos geradores de eventos sísmicos [w2, w3].

Existem várias formas de caracterizar um evento sísmico sendo que as mais utilizadas são escalas de medição de intensidade e de magnitude. A intensidade de um sismo representa de forma qualitativa o grau e a extensão dos danos provocados quer nas pessoas quer nas estruturas construídas quer nos efeitos sobre a natureza e utiliza-se comumente a escala de *Mercalli* Modificada para a definição desta mesma intensidade, que pode ser consultada na Tabela 2.1 [2].

Tabela 2.1. Escala de *Mercalli* Modificada

Intensidade	Caracterização
I	O sismo passa despercebido à maior parte das pessoas, sendo detetado apenas pelos sismógrafos.
II	O sismo é detetado por pessoas que se encontram em repouso, principalmente nos pisos superiores de edifícios altos; alguns objetos suspensos podem oscilar.
III	O sismo é sentido claramente dentro dos edifícios, mas nem sempre é reconhecido como tal; Não existem estragos materiais e a vibração sentida é equivalente à de um camião a passar.
IV	O sismo é claramente perceptível pela maioria das pessoas no interior dos edifícios, sendo que à noite algumas podem ser acordadas, e poucas pessoas o sentem no exterior. Janelas, pratos e portas são alvo de vibrações.
V	O sismo é claramente perceptível quer no interior quer no exterior dos edifícios sendo que são provocados danos em loiças, vidros e as portas batem fortemente, os objetos com maior altura são alvo de distúrbios podendo verificar-se aberturas nos estuques.

VI	O sismo é sentido por toda a gente, muitas pessoas ficam assustadas e saem para a rua. Os condutores de veículos motorizados sentem o sismo. Os móveis movem-se, ocorrem quedas de estuque e danos nas chaminés. Os danos observados são pequenos.
VII	Todas as pessoas saem para a rua, o dano nos edifícios depende da sua qualidade de construção. Edifícios de boa construção sofrem apenas danos ligeiros, edifícios de alvenaria corrente sofrem danos médios e os edifícios de má construção sofrem danos consideráveis.
VIII	Painéis das paredes saem da estrutura, verifica-se a queda de paredes, monumentos e chaminés. Areia e lama são projetadas e os condutores de veículos motorizados são afetados. Verificam-se danos ligeiros em estruturas com bom desempenho sísmico, danos consideráveis nas construções de alvenaria de pedra e colapso de grande parte das estruturas mal concebidas.
IX	Os edifícios são deslocados das suas fundações, danos médios em estruturas especiais e danos elevados em grande número dos edifícios correntes. O solo fendilha e tubagens subterrâneas são danificadas.
X	A maioria dos edifícios de alvenaria são destruídos pelo sismo bem como uma boa parte dos edifícios de betão armado. Os carris ferroviários são dobrados e existem deslizamentos de terra.
XI	O sismo destrói a maioria das estruturas, sendo que são poucos os que ficam de pé. As pontes são destruídas, o solo encontra-se fissurado, as tubagens são destruídas, ocorrem deslizamentos de terras e os carris ferroviários ficam deformados.
XII	O sismo provoca destruição total, as ondas sísmicas podem ser vistas a olho nu na superfície do terreno. As linhas de visão e as cotas de nível são alteradas e certos objetos são projetados pelo ar.

A escala de magnitude de *Richter* é uma escala quantitativa que mede a quantidade de energia libertada por um sismo. Esta é uma escala logarítmica de base 10 da amplitude máxima do movimento sísmico registada por um sismógrafo a 100 km do foco do sismo. Ou seja um sismo com uma magnitude de 6 liberta 10 vezes mais energia do que um sismo com magnitude 5. A energia libertada pode ser relacionada com a magnitude do sismo através da seguinte expressão:

$$\log(E) = 12.2 + 1.44(M); \quad (2.1)$$

Onde E se expressa em erg e M é adimensional. A escala de *Richter* pode ser consultada na Figura 2.1 [2].

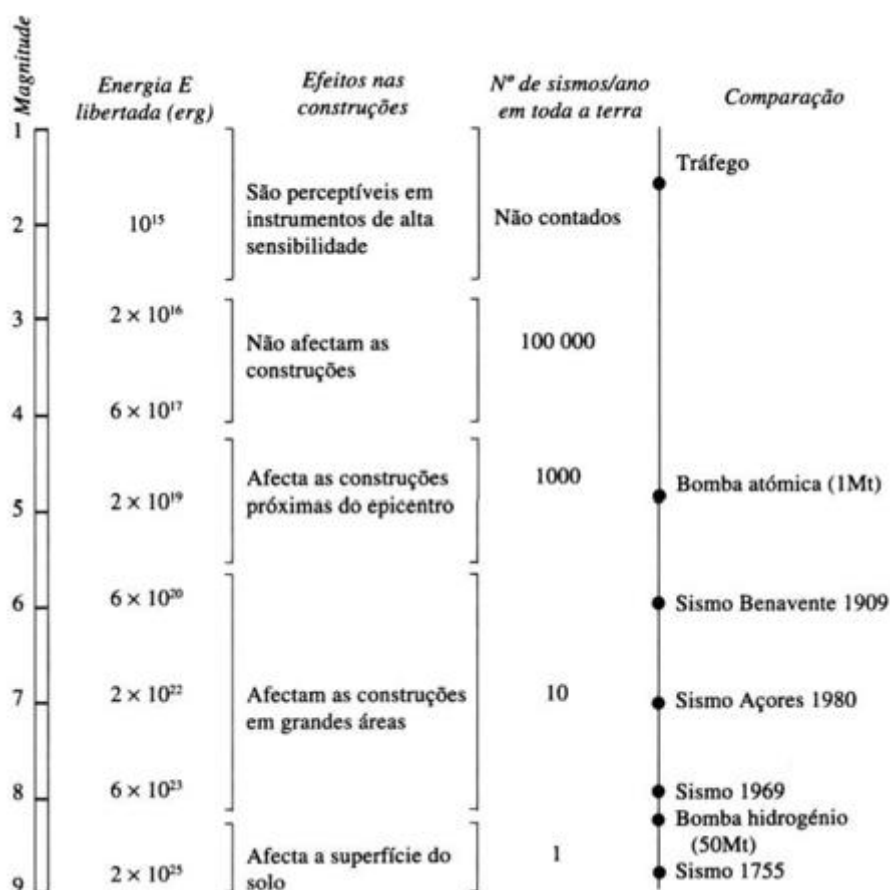


Fig.2.1. – Escala de Magnitude de Richter

2.1.1. PERIGOSIDADE SÍSMICA

A perigosidade sísmica representa a probabilidade de ocorrência de um determinado sismo num determinado local caracterizado através de uma medida de intensidade (por exemplo, acelerações espectrais) que está relacionada diretamente com os danos causados [w4].

As normas europeias e nacionais (respetivamente o Eurocódigo 8 [3] e o RSA-Regulamento de segurança e ações [4]) consideram a existência de dois tipos de ação sísmica. A ação sísmica do tipo 1 que caracteriza os sismos de elevada magnitude ($M > 5.5$) provocados por movimentos inter-placas e ainda a ação sísmica do tipo 2 que corresponde a sismos de menor magnitude ($M \leq 5.5$) gerados por falhas intraplacas [2]. É de mencionar que posteriormente foi utilizado somente o regulamento Eurocódigo [3].

O anexo Nacional do EC8 propõe a divisão do território nacional em diferentes zonas sísmicas para cada um destes dois tipos de ação sísmica (Figuras 2.2 a 2.4). Analisando os mapas com a distribuição geográfica das diferentes zonas sísmicas conclui-se que as zonas sujeitas a ações sísmicas de maior intensidade vão desde o centro de Portugal continental até ao Sul, incluindo os arquipélagos.

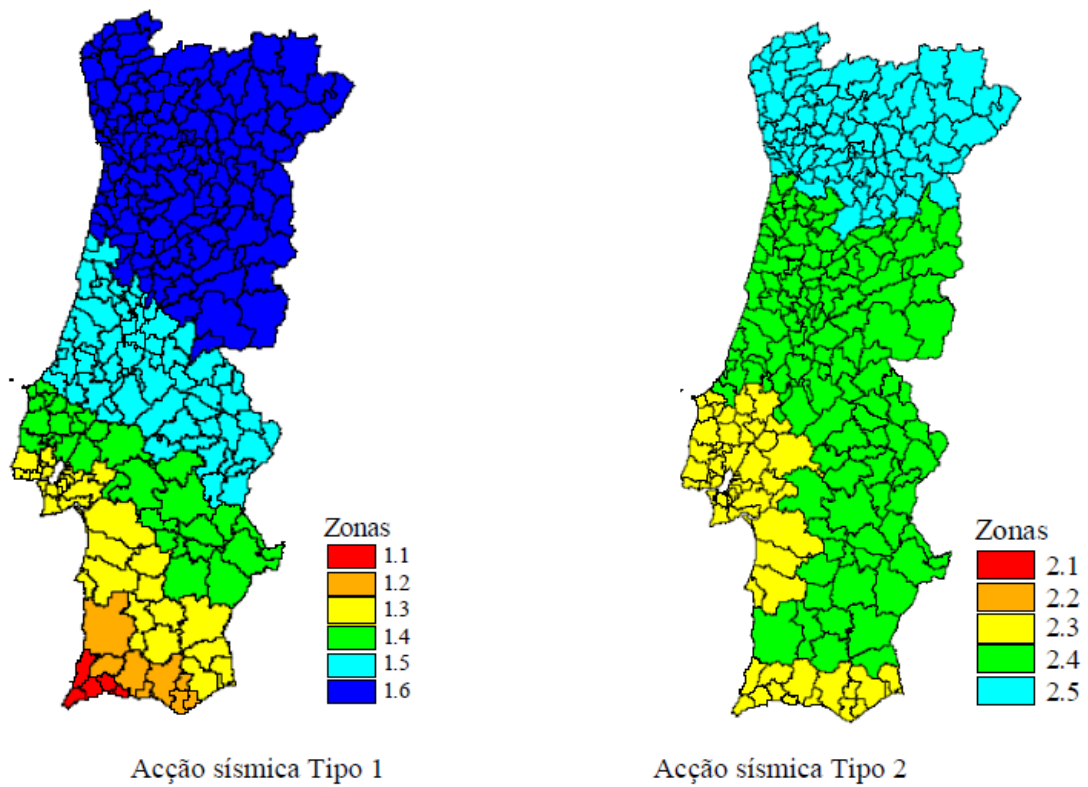


Fig.2.2. – Zonamento Sísmico de Portugal Continental para a acção sísmica de tipo 1 e 2 [3]



Fig.2.3. – Zonamento Sísmico do arquipélago da Madeira para a acção sísmica de tipo 1 [3]

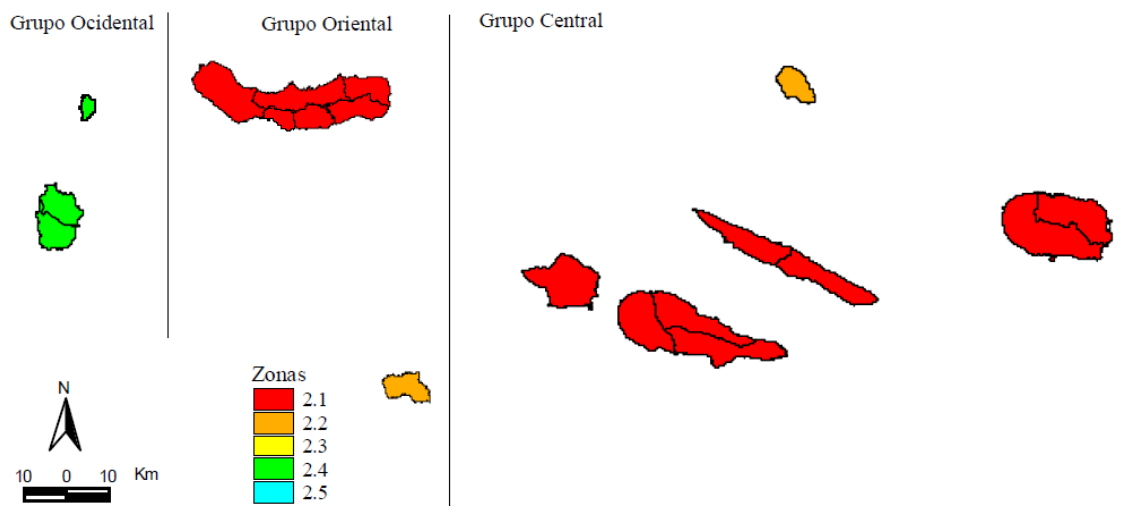


Fig.2.4. – Zonamento Sísmico do arquipélago dos Açores para a ação sísmica do tipo 2 [3]

2.1.1.1. Funções de perigosidade sísmica

As funções de perigosidade sísmica representam a probabilidade de que um determinado nível de acelerações seja excedido, para um dado intervalo de tempo. Estas são usadas para o dimensionamento sísmico de edifícios dependendo do requisito estrutural que se pretende cumprir. O EC8 define dois requisitos estruturais para o cálculo da ação sísmica de dimensionamento.

O requisito de não ocorrência de colapso, que pretende que a estrutura seja capaz de suportar a ação sísmica sem apresentar colapsos locais nem globais, mantendo uma resistência residual após a ocorrência do sismo. Este requisito está associado a um período de retorno de 475 anos ou seja, a uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 50 anos. E ainda o requisito de limitação de danos, que requer que a estrutura seja capaz de suportar um evento sísmico (com probabilidade de ocorrência maior do que a da ação sísmica de cálculo) sem que se verifiquem danos de valor bastante elevado quando comparado com o valor da estrutura em si. Este requisito está por sua vez associado a um período de retorno de 95 anos ou seja, a uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 10 anos [3].

Estas funções dependem do local que se pretende analisar, no entanto seguem todas uma distribuição como a apresentada na Figura 2.5. É ainda de referir que para a obtenção destas funções o mais comum é recorrer aos registos das acelerações médias sentidas em ações sísmicas passadas, sendo no entanto possível utilizar outros tipos de registos, tais como a mediana [5].

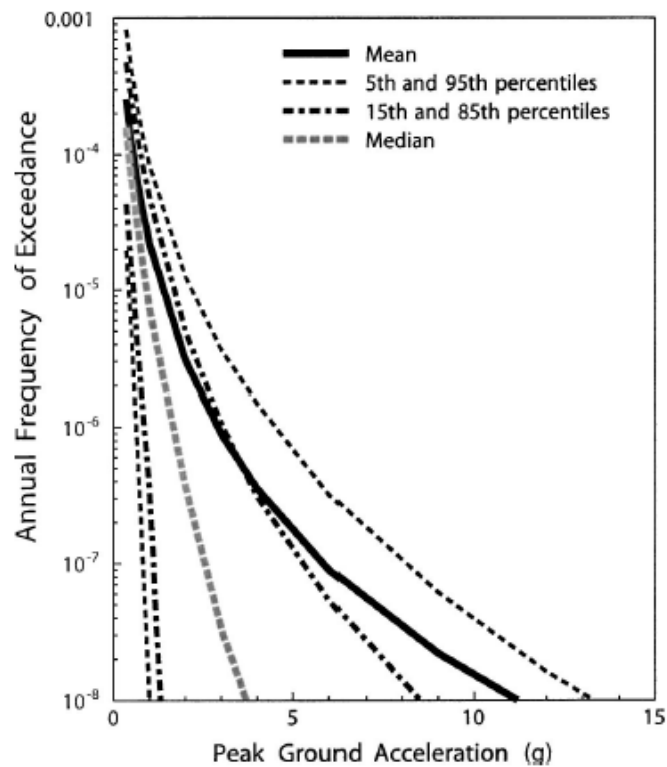


Fig.2.5. – Curvas de perigosidade sísmica do projeto Yucca Mountain [5]

2.1.2. ESPECTRO DE RESPOSTA

Os valores da ação sísmica para uma estrutura com características bem definidas (rigidez e massa) são definidos recorrendo aos espectros de resposta regulamentares do EC8 que definem uma envolvente máxima de acelerações para uma estrutura qualquer situada numa determinada zona sísmica. Para a obtenção da ação sísmica de cálculo deve ser utilizado o espectro de resposta de cálculo.

O espectro de resposta, cuja forma pode ser observada na Figura 2.6 é definido por vários troços sendo que a cada um deles está associada uma determinada equação para a determinação da aceleração espectral. Mais concretamente e seguindo a ordem, entre T_B e T_C temos o ramo de aceleração constante, entre T_C e T_D o ramo de velocidade constante e a partir de T_D o ramo de deslocamento constante [2].

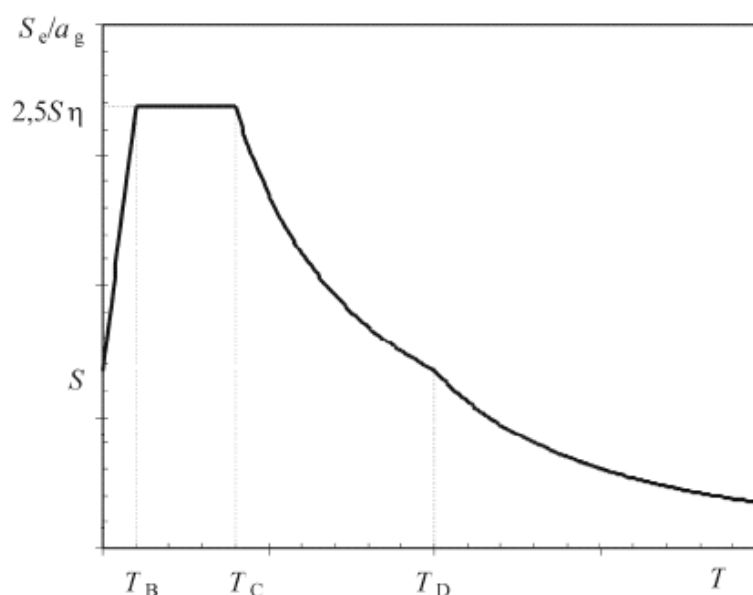


Fig.2.6. – Espectro de resposta de cálculo previsto no EC8 [3]

Assim vem:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}; \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta * a_g; \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \geq \beta * a_g; \quad (2.5)$$

Em que T representa o período da estrutura, q o coeficiente de comportamento e β o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. As variáveis a_g , S, T_B , T_C e T_D são definidas em função do tipo de ação sísmica e da sua zona sísmica [3].

2.1.3. HISTÓRIA SÍSMICA PORTUGAL

Portugal, devido à sua localização tectónica, é um país que se encontra numa zona de elevada sismicidade. No entanto a grande maioria dos sismos sentidos no território continental são de baixa intensidade, não sendo sequer sentidos pela população em geral. Verifica-se ainda que a atividade sísmica em Portugal não é tão intensa nem frequente quanto a sua localização fazia prever.

Apesar disto, Portugal já foi alvo de sismos de grande intensidade que causaram danos de elevado valor e até destruição completa de cidades. São exemplo disso o sismo de 1755, resultante de movimentos inter-placas com uma magnitude aproximada de 8.75 na escala de *Richter*, que levou à destruição total da cidade de Lisboa causando danos materiais, socioeconómicos e políticos, provocando uma consciencialização na sociedade e levando ao início de estudos científicos sobre os efeitos dos eventos sísmicos numa determinada área. Outro sismo de elevada magnitude, cerca de 8 na escala de

Richter foi o de 1969 que teve o seu epicentro na fronteira entre a placa Euro-asiática e a placa Africana. Apesar da sua elevada magnitude, este sismo não teve grandes repercussões em termos de dano causado no território Português. Um outro sismo, este resultante de atividade intraplacas, com um grande impacto foi o sismo de 1909 em Benavente com uma magnitude de 6.7. Para além destes sismos de grande intensidade, já foram também registados inúmeros sismos de intensidade média a elevada [w3].

Atualmente, apesar dos avanços tecnológicos e de serem já conhecidos os mecanismos que desencadeiam os sismos e as áreas afetadas, não é possível efetuar uma previsão segura para a ocorrência dos mesmos. Assim, é extremamente importante que se perceba qual o grau de vulnerabilidade e qual o risco associado a Portugal, mais concretamente, as estruturas de edifícios de *data centres* apresentam perante estes fenómenos naturais.

2.2. EXPOSIÇÃO

Exposição é uma condição necessária para que o risco sísmico exista. A exposição não depende da vulnerabilidade mas sim dos valores dos bens económicos, históricos e culturais, da funcionalidade do ou dos edifícios, da população e nível de urbanização. Isto é, a exposição refere-se ao valor de um bem que está sujeito a um determinado nível de ação sísmica numa determinada região de estudo [6].

A exposição pode ser expressa, essencialmente, segundo dois índices que são as perdas económicas e as perdas de vidas humanas, e depende da área em estudo, ou seja, pode referir-se a uma só estrutura ou a uma região [7].

As perdas económicas podem ser classificadas como diretas ou indiretas. As primeiras são o resultado direto do dano observado/provocado pela ação sísmica. As segundas são uma consequência das perdas diretas e podem referir-se ao tempo de inatividade, tempo necessário para que seja novamente atingido o regular funcionamento da estrutura, e traduzem-se em quebras de produção no caso de indústrias produtoras, perda de lucros para indústria e serviços e ainda danos relativos à imagem nos quais se inclui a publicidade [6].

As perdas de vidas humanas por regra são representadas diretamente pelo número de óbitos já que a quantificação do valor da vida humana é discutível e de difícil quantificação.

Compreende-se então que a exposição é tanto maior quanto maior é o valor e importância do património construído. Uma grande urbanização com edifícios de valor histórico e patrimonial terá sempre uma elevada exposição quando comparado com uma zona rural.

2.3. RISCO SÍSMICO E VULNERABILIDADE

O conceito de risco sísmico é de quantificação complexa, sendo que uma explanação total da sua quantificação vai para além do âmbito desta dissertação. Desta forma, este capítulo apresenta apenas uma revisão dos conceitos teóricos mais importantes para que seja possível a compreensão das análises de risco que serão efetuadas posteriormente.

O risco sísmico traduz-se na probabilidade de que, perante a ocorrência de um evento sísmico com uma intensidade qualquer e como consequência deste e das características das estruturas em consideração (sua vulnerabilidade e valor) seja atingido um determinado nível de dano para uma

determinada área de interesse. O risco sísmico é dinâmico, uma vez que as variáveis que o influenciam mudam com o tempo e é representativo do somatório de todo o tipo de perdas: monetárias, óbitos, feridos e perdas socioeconómicas geradas por diferentes eventos sísmicos. Precisamente por ser cumulativo, o risco sísmico pode ser apresentado como um todo sendo que esse todo pode ser desagregado em parcelas até um limite de decomposição por componente [6, 8].

O risco sísmico pode ser expresso segundo valores monetários de perdas, número de vítimas, perda de funcionalidades (tempo de reparação/inatividade) sendo que a avaliação destes parâmetros depende de várias áreas científicas, nomeadamente a geologia, geofísica e engenharia geotécnica, sismologia e engenharia estrutural e ainda o planeamento urbano e regional [9].

A vulnerabilidade, a perigosidade sísmica (definida em 2.1.1.) e o grau de exposição são as variáveis que afetam e definem o risco sísmico. Assim, para a sua quantificação numérica podem ser utilizadas funções de perigosidade sísmica, funções de fragilidade, vulnerabilidade, consequência e funções de perda.

2.3.1. VULNERABILIDADE SÍSMICA

A vulnerabilidade sísmica é uma componente do risco que não está associada ao local mas sim ao ambiente físico, natural e construído. Isto é representa a probabilidade/inclinação de um dado ambiente físico sair danificado perante um evento sísmico de uma determinada magnitude [7]. Esta definição é de facto bastante vaga sendo necessária a recolha de várias informações ao nível desse mesmo ambiente físico, tais como:

- Especificação, definição e caracterização dos elementos em risco para os quais se pretende avaliar a vulnerabilidade sísmica;
- Caracterização e avaliação da ação sísmica, quantificação da sua intensidade e da severidade dos seus efeitos;
- Definição da probabilidade de que efeitos secundários, em consequência dessa ação sísmica, de grande gravidade ocorram [10].

A vulnerabilidade física pode ser representada através de dois tipos de funções, as funções de vulnerabilidade e as funções de fragilidade, sendo que cada uma destas é única isto é, representa um só equipamento ou uma só estrutura ou até um único elemento estrutural como uma viga ou um pilar que são por si só únicos e como tal apresentam vulnerabilidades também diferentes [9].

2.3.1.1. Funções de fragilidade

As funções de fragilidade descrevem a probabilidade de que um determinado nível de dano para um componente, elementos estruturais ou sistemas estruturais seja ultrapassado, em função de uma medida caracterizadora da intensidade da ação. Os estados limite de dano são, por sua vez, caracterizados por um parâmetro de resposta ou índice de dano, tais como deslocamentos relativos entre pisos ou aceleração registada em cada piso [11].

Estas funções assumem habitualmente a forma de distribuições estatísticas lognormais, sendo função de um valor mediano, θ , para o qual existe uma probabilidade de 50% de que seja atingido o estado limite em análise, D , e são também função do desvio padrão logarítmico, β , que por sua vez representa a incerteza sobre o valor para o qual são atingidos esses estados limites.

A fórmula matemática que traduz a forma das funções de fragilidade é:

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\log\left(\frac{D}{\theta_i}\right)}{\beta_i}\right); \quad (2.6)$$

Na qual $F_i(D)$ representa a probabilidade que o dano do componente ou sistema em estudo seja igual ou ultrapasse o dano que define o estado limite “i”; Φ representa a função de distribuição acumulada normal (*Gauss*).

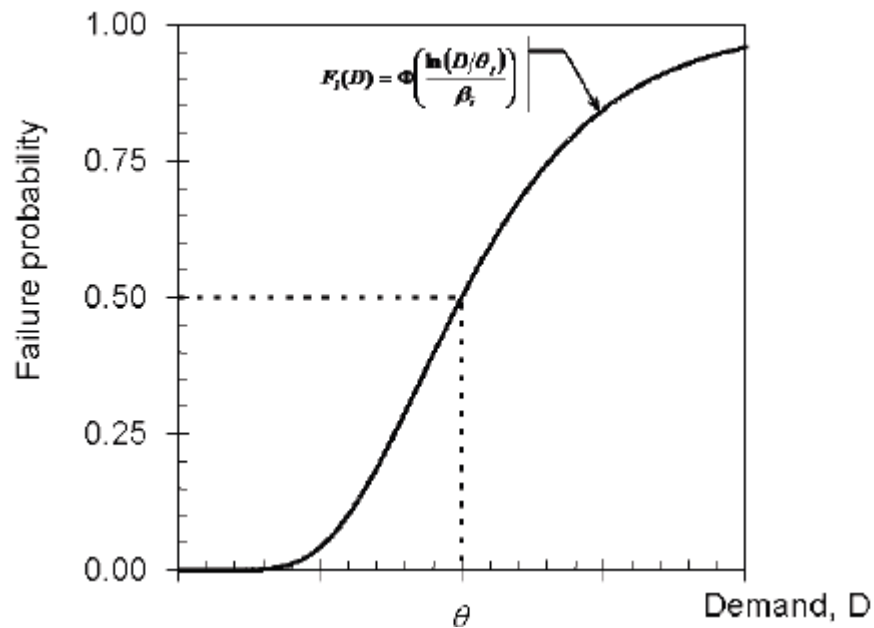


Fig.2.7. – Função de fragilidade, distribuição lognormal [11]

Os valores mediana e desvio padrão podem ser obtidos para todos e quaisquer elementos que se pretendam estudar. Existem várias metodologias que podem ser seguidas para a obtenção destes mesmos parâmetros, no entanto como esta matéria não é o objetivo direto desta dissertação é apresentada apenas uma dessas metodologias.

Obtenção de funções de fragilidade: Este método consiste na análise e estudo de uma amostra de vários componentes idênticos em que todos estes são testados para níveis de intensidade crescentes, avaliando-se para cada um desses mesmos componentes se um determinado parâmetro de resposta estrutural foi ou não ultrapassado (EDP - *Engineering Demand Parameter*- parâmetro com o qual se pretende analisar a resposta da estrutura, i.e. acelerações, deslocamentos, forças entre outros) [12].

Para esta metodologia vem:

- M - número de elementos da amostra testados até à rotura (estado limite pretendido);
- i - índice do elemento, $i \in \{1,2, \dots M\}$;
- r_i - Valor para o qual se atingiu o estado limite pretendido no elemento “i”.

$$\theta = \exp\left(\frac{1}{M} \sum_{i=1}^M \ln r_i\right) \text{ e } \beta = \sqrt{\frac{1}{M-1} \sum_{i=1}^M \left(\ln\left(\frac{r_i}{\theta}\right)\right)^2} \quad (2.7)$$

2.3.1.2. Funções de Vulnerabilidade

As funções de vulnerabilidade representam as consequências da ação dos sismos numa determinada estrutura, representadas através de perdas económicas (diretas ou indiretas) em função de uma medida de intensidade dos movimentos do solo (acelerações). Estas funções resultam da combinação da capacidade estrutural do edifício com a intensidade e características da ação sísmica e podem ser obtidas a partir das funções de fragilidade relacionando-as com modelos de consequência; (indicam para cada estado limite de dano qual o rácio entre o custo de reparação e o custo total). A forma das funções de vulnerabilidade é afetada quer pelas funções de fragilidade quer pelo modelo de consequência utilizados. Estas funções representam o rácio de perda com um parâmetro de resposta do solo, que normalmente é a aceleração [6, 13].

2.3.1.3. Funções de consequência

As funções de consequência têm o objetivo de representar a relação entre o rácio de dano, relação entre o custo de reparação e o custo total, com o dano físico apresentado pela estrutura ou equipamento. O rácio de dano destas funções pode ser expresso como o rácio entre unidades monetárias (já referido) ou entre número de feridos/perdas humanas e número de ocupantes. Este rácio pode apresentar valores superiores à unidade uma vez que em certas situações é possível que o custo de reparação supere o custo total, como por exemplo situações em que é necessário proceder a demolições antes de se iniciar a reparação/reconstrução.

Estas funções são função do local em estudo (zona sísmica) e do comportamento da estrutura, pelo que para estruturas semelhantes podem ser obtidas funções de consequência diferentes dependendo da sua localização geográfica. Estas funções podem ter uma forma contínua (funções de vulnerabilidade cuja forma é afetada diretamente pela forma do modelo de consequência) ou podem ser representadas de forma discreta, por exemplo num gráfico de barras em função do estado limite atingido [6, 14].

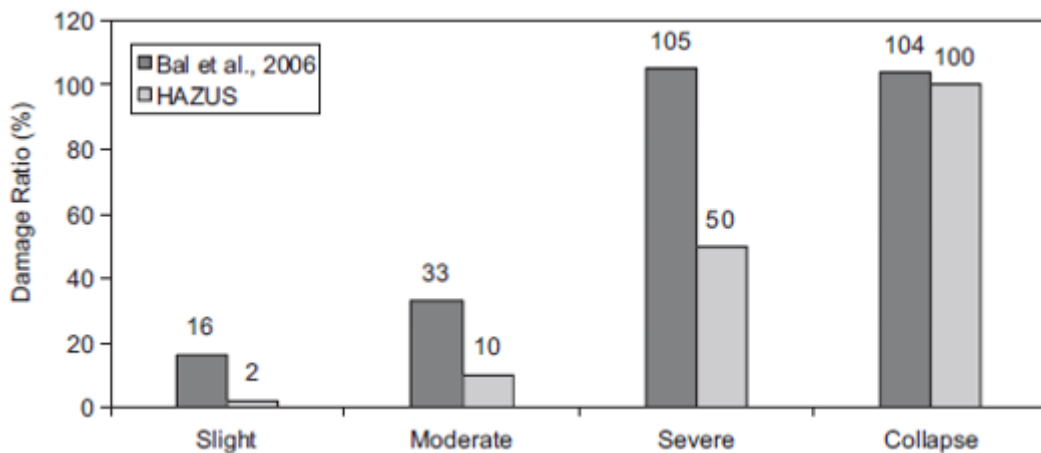


Fig.2.8. – Modelo não linear de consequência (comparação do rácio de dano entre o modelo HAZUS e o utilizado em Bal et al., 2006) [15]

2.3.1.4. Funções de Perda

As funções de perda representam a probabilidade de excedência de um determinado estado em função do custo de reparação, seja económico ou humano, do componente, equipamento ou do sistema estrutural em si. As funções de perda são representadas por $\mu_{L_i|D_{sj}}$ onde L_i representa o valor da perda do componente i para um determinado estado limite último D_{sj} e j representa a quantidade de estados limites em consideração.

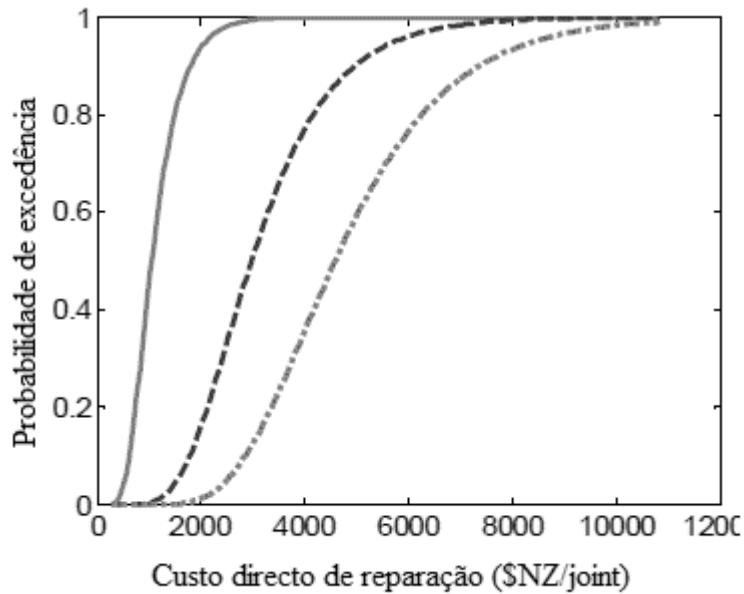


Fig.2.9. – Funções de perda para diferentes estados limite [16]

2.3.2. QUANTIFICAÇÃO PROBABILÍSTICA DO RISCO SÍSMICO

Como definido anteriormente, o risco sísmico é função do componente ou sistema estrutural em estudo e da ação sísmica. A quantificação probabilística do risco sísmico pode ser obtida através do integral da relação entre a função de fragilidade da estrutura e as curvas de perigosidade sísmica. A equação 2.8 representa a probabilidade anual de excedência de um determinado conjunto de estados limite definidos pela função de fragilidade.

$$\lambda_{Ds} = \int_0^{\infty} p(Ds|IM) * \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right| dIM; \quad (2.8)$$

Onde λ_{IM} representa a curva de perigosidade sísmica, definida em 2.1.1.1. em função de uma medida de intensidade “IM” e “p” representa a probabilidade de falha ou seja a função de fragilidade do elemento/sistema em questão [17]. Esta equação pode ser resolvida através de métodos numéricos de cálculo, no entanto podem ser utilizadas expressões simplificadas para o cálculo probabilístico do risco. *Vamvatsikos* propôs o conjunto de equações 2.9 e 2.10 para o cálculo do risco [18].

$$\lambda = \sqrt{\rho} K_0^{1-\rho} [H(\mu)]^{\rho} \exp \left[\frac{K_1^2}{4K_2} (1 - \rho) \right] \quad (2.9)$$

$$\rho = \frac{1}{1+2k_2\beta^2} \quad (2.10)$$

Para estas equações, μ representa a mediana e β o desvio padrão de cada estado limite ou critério de rotura. Os coeficientes k_1 e k_2 são função da perigosidade sísmica utilizada, que também foi definida por Vamvatsikos pela equação 2.11 [18].

$$H(x) = k_0 e^{-k_2 \ln^2(x) - k_1 \ln(x)} \quad (2.11)$$

2.3.3. QUANTIFICAÇÃO DE PERDAS

Para o caso em estudo, o resultado de uma análise de risco sísmico é melhor expresso sob a forma de um valor quantitativo monetário. Isto porque os *data centres* são essencialmente uma indústria cujos resultados são medidos em função dos seus lucros pelo que para estes é de bastante mais fácil interpretação a análise de um valor monetário do que uma probabilidade.

Para a quantificação do risco sísmico em função de um parâmetro de desempenho estrutural, por exemplo a aceleração ou o drift entre pisos, utiliza-se o produto entre as funções de fragilidade da estrutura com as funções de perda dando origem a um gráfico como o da Figura 2.10 que representa o valor monetário de perda para um valor determinado valor do parâmetro de desempenho.

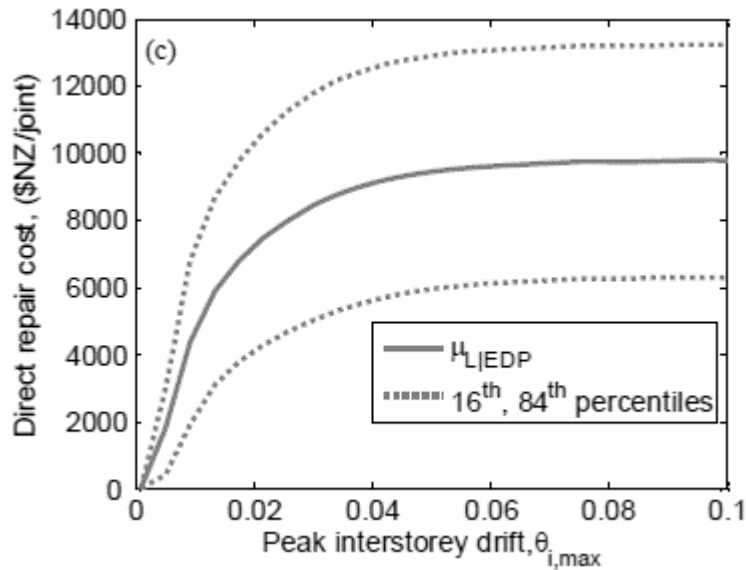


Fig.2.10. – Perda monetária para um determinado nível de EDP (máximo deslocamento relativo entre pisos) [16]

Para obter um valor final do risco sísmico em termos de custo deve ser calculado o somatório do produto entre o custo do componente para o estado limite DS_j e a probabilidade de que esse estado limite seja ultrapassado em função de um nível de EDP, que corresponde à equação (2.9).

$$\mu_{L|EDP} = \sum_{j=1}^{N_{ds}} \mu_{Li|DSj} P(DS_j|EDP) \quad [16] \quad (2.9)$$

Onde $\mu_{L|EDP}$ representa a média da perda para um determinado nível de EDP, $\mu_{Li|DS_j}$ representa a média da relação entre custo e estado limite, N_{DS} representa o número de estados limite e $P(DS_j|EDP)$ é a probabilidade de que o estado limite DS_j seja atingido dado um determinado nível de EDP [16].

3

Data centres

3.1. ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE DATA CENTRES

Data centres são estruturas que visam albergar servidores e sistemas de armazenamento de dados bem como sistemas de comunicação. Este tipo de estruturas tem vindo a acumular uma maior importância ao longo da última década, com o crescimento exponencial da sua necessidade, utilização e desenvolvimento das tecnologias de informação por parte das empresas e por parte de utilizadores individuais, que necessitam ou de ver a sua informação armazenada num local seguro e acessível a partir de qualquer local ou, no caso das empresas, de ter uma rede funcional online. [w5]

Na maioria destes casos os *data centres* albergam equipamentos que assumem uma função crítica (equipamento que é absolutamente necessário que esteja em funcionamento contínuo) [19]. Compreende-se pois que este tipo de estruturas apresente um coeficiente de importância elevado, e por conseguinte necessitem de obedecer a normas mais restritivas relativamente ao seu dimensionamento. Isto, por forma a apresentarem um desempenho mais eficiente do que uma estrutura comum. Quer em estados de utilização correntes, i.e. estado em que a estrutura se encontra sujeita somente a cargas permanentes e cargas variáveis. Quer em estados de utilização especiais tais como a ocorrência de eventos sísmicos, inundações, furacões e tempestades.

Para uma estrutura de um *data centre* pretende-se que esta responda de forma a permitir que os sistemas albergados possam continuar o seu funcionamento mantendo a prestação dos serviços mínimos para o utilizador mesmo em situações excecionais como as acima citadas.

3.1.1. REQUISITOS ESTRUTURAIS DE DATA CENTRES

Tendo em conta o que foi dito anteriormente, é necessário atender a vários aspetos e condicionantes adicionais no que toca ao dimensionamento de estruturas de *data centres*. De seguida apresentam-se algumas necessidades que este tipo de estruturas apresentam para poderem manter elevados níveis de eficiência ao longo do seu período de vida útil, bem como valores limitativos e/ou indicativos para o desempenho de estrutural (deformadas, cargas, deslocamentos relativos de pisos entre outras).

3.1.1.1. Geometria

Relativamente à definição da geometria de uma estrutura de um *data centre*, é necessário ter em conta que este tipo de edifícios albergam equipamentos de dimensões e peso fora do comum e que apresentam uma taxa de renovação de três a cinco anos. Assim sendo, é necessário garantir que o *data centre*, cujo período de vida útil é de cerca de 50 anos, apresenta capacidade para albergar de uma forma minimamente eficiente todos os equipamentos (com características evolutivas) que se prevê terem de ser instalados [19].

Assim um *data centre* tem de apresentar uma estrutura que seja capaz de se adaptar eficazmente aos sucessivos equipamentos a instalar. Pelo que é essencial que essa adaptabilidade seja considerada, essencialmente em termos geométricos, na definição do pé direito da estrutura e na definição do espaçamento entre pilares.

Espaçamento entre pilares: é importante pensar a localização em planta dos pilares, isto porque uma disposição de pilares que não tenha sido idealizada para as dimensões dos equipamentos a instalar pode levar ao surgimento de grandes quantidades de espaço que não pode ser aproveitado. Assim, para além da consideração usual do custo para as dimensões dos pilares e vigas a adotar, é vivamente recomendado que se considere a disposição e dimensão dos equipamentos a serem instalados em cada local do edifício.

Pé direito: as estruturas de *data centres* apresentam na sua grande maioria um pé direito bastante maior do que o de uma estrutura comum. Isto para atender não só às grandes dimensões dos equipamentos a instalar, mas também para atender às necessidades de refrigeração, distribuição de energia, coordenação de cabos elétricos e proteção contra incêndios que são utilização corrente neste tipo de edifícios e que se encontram instalados em sistemas de chão (*raised access floor, RAF*) e tetos falsos.

Na Figura 3.1 é possível observar uma representação vertical de um piso de um *data centre* com dimensões padrão para cada uma das necessidades apresentadas anteriormente.

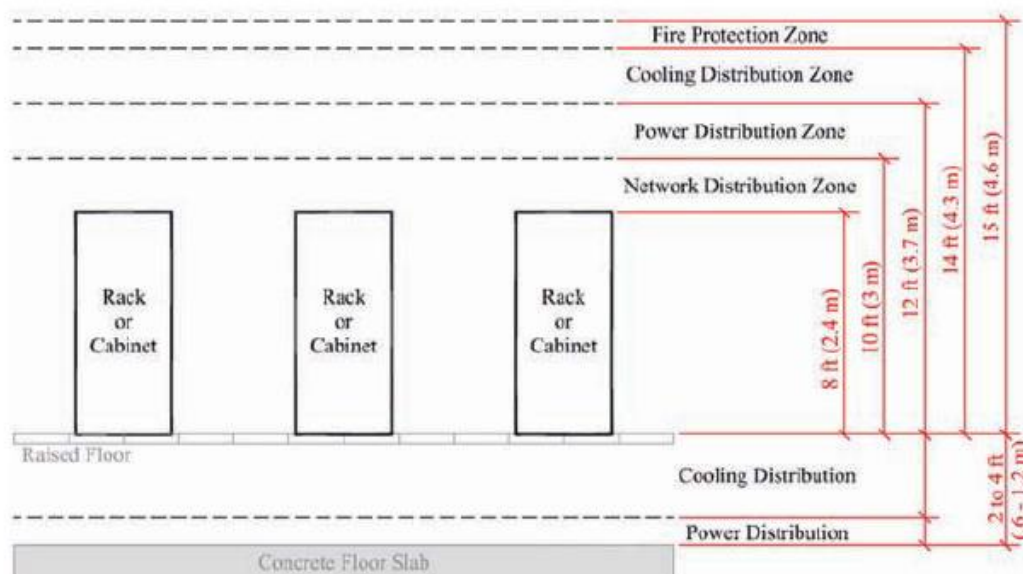


Fig.3.1. – Representação vertical de um piso tipo de um *data centre* [19]

3.1.1.2. Desempenho Estrutural

Devido à importância, sensibilidade e valor monetário dos equipamentos (e do seu conteúdo) que os edifícios de *data centres* albergam, as suas estruturas devem obedecer a requisitos e limitações estruturais mais restritivos e mais exigentes do que estruturas comuns, mais concretamente limitações relativas ao drift, assentamentos e deformadas.

Drift: A razão entre o deslocamento relativo entre um ou vários pisos e a altura correspondente é um dos critérios de dimensionamento mais importantes, sendo utilizado para a definição de várias funções de fragilidade. Definir limites para os deslocamentos relativos é extremamente importante para os equipamentos elétricos e mecânicos que vão ser instalados no interior do *data centre* que podem sofrer dano caso este deslocamento seja muito elevado.

Estes limites são no entanto de quantificação complexa sendo que dependem da zona sísmica em que o edifício se encontra, dos materiais e massa da estrutura. [19] No entanto existem normas que definem valores limite para este parâmetro. A norma Americana HAZUS – MH MR5 define que o deslocamento relativo máximo entre pisos deve ser de $2/3 * [0.006, 0.01, 0.02, 0.05]$ da altura do piso, correspondendo aos estados limites de dano: baixo, moderado, extenso e colapso [20]. Também a SEAOC - *Structural Engineers Association of California* definiu, no seu projeto *Vision 2000* (SEAOC, 1995), um deslocamento relativo máximo entre pisos de 3% e ainda um drift residual (deslocamento relativo que a estrutura apresenta após a aplicação de uma determinada ação sísmica) de 1%, sendo este último valor uma medida de conforto para os utilizadores do edifício [w6].

Deve ser considerada, caso necessário, a adoção de medidas de controlo deste deslocamento, tais como o recurso a encastramentos de pilares na base, recorrendo à utilização de contraventamentos e ainda a aplicação de isoladores de base.

Deformadas verticais e horizontais: é usual definir-se um limite para estas deformadas em função do vão/altura do elemento. Várias normas e regulamentos definem como limite de deformada vertical, para cargas permanentes e variáveis, o vão dividido por 360 ($L/360$). No entanto a experiência aconselha a que, no caso de estruturas de edifícios de *data centres*, este valor da deformada vertical não deva ultrapassar os 12.7 mm. Quanto aos limites para a deformada horizontal estes dependem essencialmente do material de que é constituído o revestimento exterior e/ou interior das paredes. O principal objetivo ao limitar a deformada horizontal é impedir que o revestimento seja removido e/ou destruído devido a essa deformação [21].

É importante referir que os dois pontos referidos anteriormente, mais concretamente os assentamentos e as deformadas dos elementos estruturais, quando considerados em conjunto, podem conduzir a graves problemas nos sistemas de canalização e em condutas pelo que é importante atender não só aos efeitos isolados apresentados mas também à combinação de efeitos.

Resistência Sísmica: a resistência aos fenómenos sísmicos revela-se essencial em todas as estruturas, estando atualmente definido que as estruturas devem ser dimensionadas para resistirem a fenómenos sísmicos em função da zona sísmica. No entanto, as estruturas de *data centres* são mais exigentes na limitação da resposta da estrutura a estes fenómenos devido à sensibilidade dos equipamentos albergados. Assim, por forma a assegurar a segurança do equipamento (que deve permanecer em funcionamento mesmo após a ocorrência de um evento sísmico), existem várias medidas que, sem alterarem a estrutura dos edifícios, reduzem o impacto sentido pelos equipamentos do *data centre*. Entre elas inclui-se a utilização de sistemas de fixação dos equipamentos à estrutura que reduzem a intensidade da ação transmitida e que também permitem prevenir eventuais efeitos de derrube de

equipamentos, sistemas de chão falso com grande estabilidade lateral e ainda características de resistência intrínsecas do equipamento e dos seus componentes estruturais.

Ainda assim, para efeitos de dimensionamento, considera-se que a estrutura deve ser capaz de resistir a acelerações horizontais até 1g e ainda aos efeitos de derrube de equipamentos provocados por essa mesma aceleração [19]. No entanto e para que componentes não estruturais não sejam danificados, tais como revestimentos e paredes divisórias, as acelerações não devem ultrapassar os seguintes limites [0.2, 0.4, 0.8, 1.6]g que correspondem aos estados limites de dano ligeiro, dano moderado, dano extenso e colapso [20].

Requisitos adicionais: A grande maioria das estruturas cinge-se apenas a cumprir os requisitos estruturais mínimos definidos nos regulamentos e normas. Para o dimensionamento de estruturas de *data centres*, é de extrema importância ir para além do cumprimento desses requisitos mínimos. Referem-se de seguida alguns aspetos que devem ser considerados e claramente definidos (se aplicados) no projeto de um *data centre*:

- Elevada resistência ao vento (225-322 km/h);
- Cuidados com o efeito de acumulação de águas (da chuva) e efeitos da neve e vento;
- Definir um coeficiente de importância que exceda o mínimo requerido nos regulamentos;
- Garantir resistência estrutural para casos de carga especiais, tais como explosões, projéteis, veículos e outros possíveis impactos;
- Resistência estrutural contínua, mesmo após a ocorrência de uma rotura local, num pilar ou viga, i.e. garantir uma estrutura com elevada ductilidade [19, 21].

3.1.2. TIPOS DE CARGAS E CASOS DE CARREGAMENTO EM ESTRUTURAS DE *DATA CENTRES*

Para que uma caracterização completa de uma estrutura de um *data centre* esteja completa é essencial proceder-se à identificação do tipo de cargas e dos seus valores quantitativos, até porque o dimensionamento estrutural não pode ser feito sem o conhecimento prévio de diferentes casos de carga. As cargas em edifícios de *data centres* apresentam características evolutivas com o tempo, devido à taxa de renovação dos equipamentos tecnológicos, tal como já foi referido anteriormente. Desta forma, é necessário ter em conta essa variação de carga que pode, tanto ser positiva como negativa, sendo bastante importante proceder a uma previsão aproximada de como se dará essa mesma variação. Esta previsão é de difícil quantificação pois não se sabe com certeza qual o rumo evolutivo que os equipamentos tenderão a tomar.

Como referido anteriormente as estruturas de *data centres* obrigam a que sejam considerados casos de carga excecionais em relação a estruturas normais. Assim são apresentados de seguida alguns tipos de carga e os seus valores limite.

3.1.2.1. Equipamentos de Datacom

Os equipamentos instalados representam uma grande parte das cargas a que as estruturas de edifícios de *data centres* estão sujeitos. Este tipo de cargas vão desde servidores, equipamentos de rede, equipamento de distribuição de energia (como geradores de energia e reservatórios de combustível), equipamentos de refrigeração (tais como refrigeradores à base de água, ventiladores e sistemas de AVAC) e conseqüentemente toda a rede de distribuição necessária ao funcionamento deste tipo de equipamentos (condutas de ar, água, suportes para a passagem de cabos e fios elétricos).

Sistema de irrigação de proteção contra incêndio: Estes sistemas são bastante utilizados em edifícios de *data centres* como medida de contenção e proteção da estrutura e dos seus equipamentos. Este tipo de sistema apresenta como valor médio, um acréscimo de 120 a 144 N/m² ao peso próprio da estrutura.

Sistema de iluminação: Este tipo de sistema contribui também, com o seu peso próprio que ronda os 48 a 96 N/m², para o valor de carga que a estrutura tem de suportar.

RAF (raised access floor/chão falso): Em praticamente todos os *data centres* os servidores e equipamentos de telecomunicações encontram-se colocados, não diretamente sobre a estrutura de apoio do edifício (laje), mas sim sobre uma outra estrutura secundária criada precisamente com o propósito de suportar estes equipamentos e permitir que o espaço subjacente aos mesmos seja aproveitado, através da criação de correntes de ar e também com a passagem de cabos, condutas e fios elétricos no seu interior. Esta estrutura de suporte contribui também com o seu peso próprio para as cargas permanentes a que a estrutura se encontra sujeita. Na grande maioria dos casos esta estrutura (cuja altura varia entre os 0.4 e os 1.22 metros) apresenta um peso próprio que se aproxima dos 96 N/m².

Teto falso: à semelhança do sistema de chão falso, os *Data centres* utilizam também os tetos falsos como localização de sistemas de refrigeração, de distribuição de energia e proteção contra incêndios. Como é um sistema que apresenta inúmeras semelhanças ao chão falso o seu peso próprio é o mesmo, ou seja 96 N/m².

Vibrações: devido à sensibilidade dos equipamentos instalados estes são afetados pelas vibrações provocadas por outros sistemas eletrónicos, por unidades de refrigeração, pelos próprios utilizadores do edifício e também por fatores externos, como a passagem de veículos pesados. O grau de sensibilidade dos equipamentos é tal que já foi comprovado que o seu desempenho pode ser afetado até pelas vibrações induzidas pela voz humana.

Foram realizados estudos, para se proceder à medição das vibrações, num *data centre* de classe mundial em Houston, Texas. O edifício utilizado é representativo da maior parte dos *data centres* de grandes dimensões. Neste estudo foram consideradas todas as fontes de vibração apresentadas no parágrafo anterior. As medições das vibrações sentidas pelos equipamentos, sendo que foram utilizados armários de servidores também representativos do tipo de equipamento utilizado em *data centres*, foram:

- Vibração base (sem qualquer tipo de equipamento a funcionar): 0.2 m/s²;
- Vibrações no arranque dos sistemas: 1.3 m/s²;
- Vibrações em estado de funcionamento constante: 0.4 m/s².

Os equipamentos suportam este tipo de vibrações sem qualquer dano para os mesmos, o único inconveniente é o da redução do seu rendimento e conseqüente necessidade de um maior consumo de energia para realizar as mesmas tarefas [22].

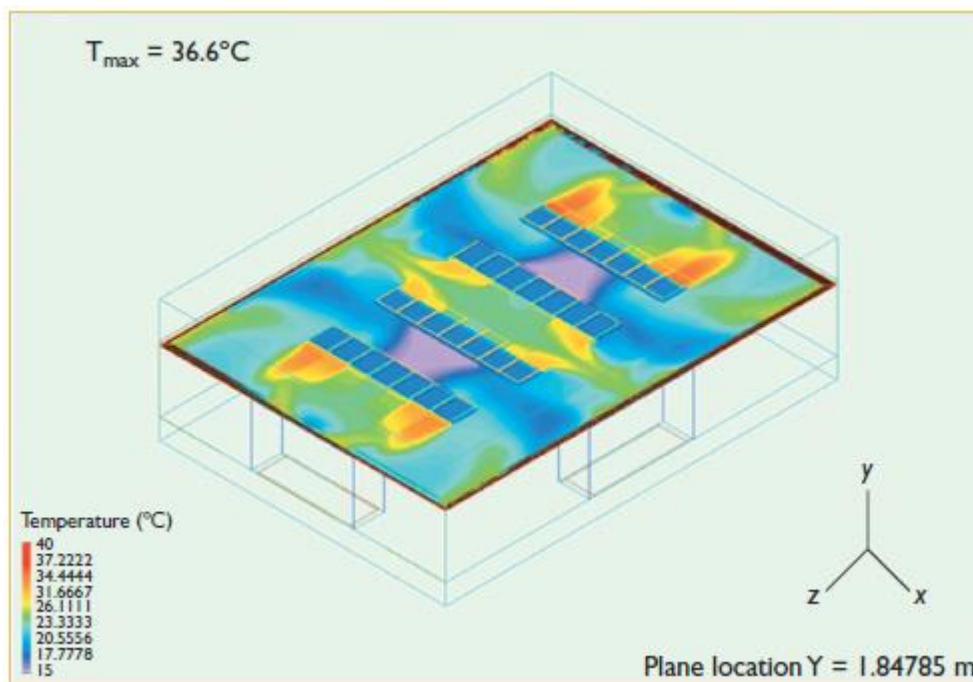
Normalmente os computadores e servidores têm incluído um sistema de proteção HDD (*Hard Disk Drive* elemento mais sensível) que consiste na imobilização do disco rígido quando são atingidos determinados valores de vibrações e acelerações que são capazes de provocar dano. Estes limites variam de fabricante para fabricante no entanto o valor mais comumente aceite para as acelerações é de 0.4g [23].

Variações de Temperatura (aquecimento e refrigeração): com a crescente necessidade de edifícios de *data centres* e com a evolução dos seus equipamentos para sistemas com cada vez mais potência e necessidades energéticas, a temperatura libertada (devido à natural dissipação de energia dos equipamentos e sistemas eletrónicos) representa um fator bastante importante, que deve ser considerado

quando se discutem as cargas a que a estrutura está sujeita. Cada vez mais a forma como a estrutura é desenhada tem em conta os desafios de controlo térmico, ainda assim as variações de temperatura continuam a ser significativas. A quantificação deste tipo de cargas térmicas é extremamente difícil devido às suas características dinâmicas, à heterogeneidade dos equipamentos instalados, à disposição destes no espaço e também devido às características térmicas do edifício.

Apesar destas dificuldades foram conduzidas experiências com vista a modular e estudar a variação de temperatura em salas de *data centres*. Este estudo foi conduzido nos laboratórios da *Hewlett-Packard* considerando uma sala com as dimensões convencionais de um *data centre* (11.7 m x 8.5 m x 3.1m) e com um chão falso de 0.6 m de altura. Consideraram-se também quatro filas de sete armários de servidores e ainda quatro unidades de CRAC (*Computer Room Air Conditioning*), uma em cada parede.

Obteve-se desta forma a distribuição de temperatura ilustrada na figura 3.2, onde se pode observar que a distribuição das cargas térmicas não é uniforme sendo que existem variações acentuadas de local para local. É ainda possível verificar a existência de elevadas cargas pontuais. A temperatura máxima registada no *Data centre* foi de 36.6°C [24].



Servidores: Este tipo de equipamentos é usualmente colocado em armários (*server racks/cabinets*) de grandes dimensões que chegam a ter até um máximo de 2.5 m de altura e uma base com 0.8m de largura e 1.3m de profundidade o que perfaz uma área de 1.04 m². Cada um destes armários considerados individualmente pode atingir um peso de 14.25 kN, o que se traduz numa carga distribuída de 13.7 kN/m² para o armário apresentado. É de referir que esta carga não deve ser aplicada uniformemente em toda a extensão da laje (no caso em que se consideram as cargas permanentes e estáticas) uma vez que os servidores não ocupam a totalidade do espaço disponível sendo necessário considerar espaço disponível entre eles.

Apresenta-se de seguida o cálculo da carga distribuída que este tipo de servidor aplica na estrutura do edifício. Para tal considerou-se um bloco de 4 servidores, idênticos ao acima descrito com um espaço entre servidores de 1.2 metros para a parte de trás e para a frente dos equipamentos, com 1 metro de espaço à esquerda e à direita do bloco de servidores. A disposição dos servidores está representada na figura seguinte onde o bloco de servidores a sombreado foi o considerado para o cálculo.

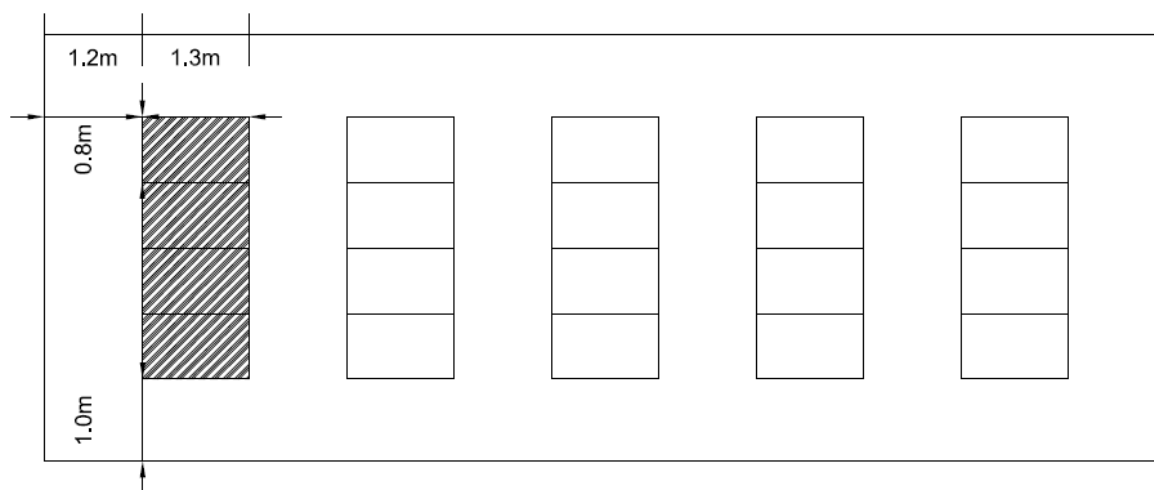


Fig.3.3. – Disposição dos servidores numa sala tipo de um *data centre*

A fórmula geral de cálculo é:

$$FL = \frac{M+(K1*S)+k2*(S+A)}{(S+A)}; \quad (3.1)$$

Onde as variáveis representam:

- M- Peso do equipamento;
- K1- Carga a que a área em torno do equipamento é sujeita;
- K2- Peso próprio do chão falso e dos equipamentos que estão no seu interior;
- A- Área da base do equipamento;
- S- Área de distribuição do equipamento, esta área consiste na área do equipamento e parte da área de serviço que está disponível em torno do servidor.

$$M = 14.25 * 4 = 57 \text{ kN};$$

$$A = 1.3 * 0.8 * 4 = 4.16 \text{ m}^2;$$

$$S = \left(\frac{1.2}{2} * 2 + 1.3\right) * \left(\frac{1}{2} * 2 + 0.8 * 4\right) = 10.5 \text{ m}^2;$$

$$K1 = 0.75 \text{ kN/m}^2;$$

$$K2 = 0.5 \text{ kN/m}^2;$$

$$FL = \frac{57 + (0.75 * 10.5) + 0.5 * (10.5 + 4.16)}{(10.5 + 4.16)} = 4.93 \text{ kN/m}^2;$$

Neste caso os servidores sujeitam a estrutura a uma carga de 4.93 kN/m². No entanto para servidores de maiores dimensões e peso, a carga pode atingir valores até 9.6 kN/m². Existem locais de determinados *data centres* em que os valores de carga podem ir de 28 kN/m² até 40 kN/m², estas áreas correspondem à localização de pilhas de baterias, que têm o objetivo de manter o *data centre* operacional no caso da ocorrência da falha de energia da rede e que têm um peso próprio muito elevado.

Expostas as características mais gerais dos *data centres*, as exigências a que estes estão sujeitos e ainda valores tipo das cargas que a estrutura destes deve ser capaz de suportar é importante proceder ao levantamento das estruturas existentes em Portugal e suas características mais específicas e ainda um pequeno levantamento das estruturas existentes no mundo como termo de comparação.

4

Levantamento de Edifícios de *Data Centres* e suas Características Estruturais

4.1. DATA CENTRES EM PORTUGAL

Antes de proceder à definição, modelação e análise estrutural de uma estrutura que represente eficazmente um *data centre*, é essencial proceder a um levantamento dos *data centres*. Revela-se muito importante a caracterização e identificação deste tipo de estruturas em Portugal uma vez que os *data centre* Portugueses são o alvo mais direto deste trabalho, sendo também relevante ter uma noção da realidade deste tipo de estruturas ao nível mundial.

Procede-se de seguida à identificação da grande maioria dos *data centres* presentes em Portugal, sendo recolhidas informações relacionadas com a estrutura do edifício (área de serviço do *data centre*, tipo de sistema estrutural, ano de construção, se foi construído de raiz ou adaptado para o efeito, estrutura antissísmica ou não) e com o tipo de serviços prestados e estruturas de suporte adicionais interiores ao edifício (chão falso/*raised access floor*, espaço de escritório, armários de servidores, *server cages*, acolhimento de servidores individuais, servidores dedicados, servidores virtuais, serviço de *remote hands* e existência de UPS).

Verificou-se que atualmente existem pelo menos 25 *data centres* em funcionamento em Portugal, distribuídos por todo o país. Na Figura 4.1 é possível aferir qual a distribuição deste tipo de edifícios por todo o país, verificando-se que existe uma clara concentração destas infraestruturas nas cidades do Porto e Lisboa.

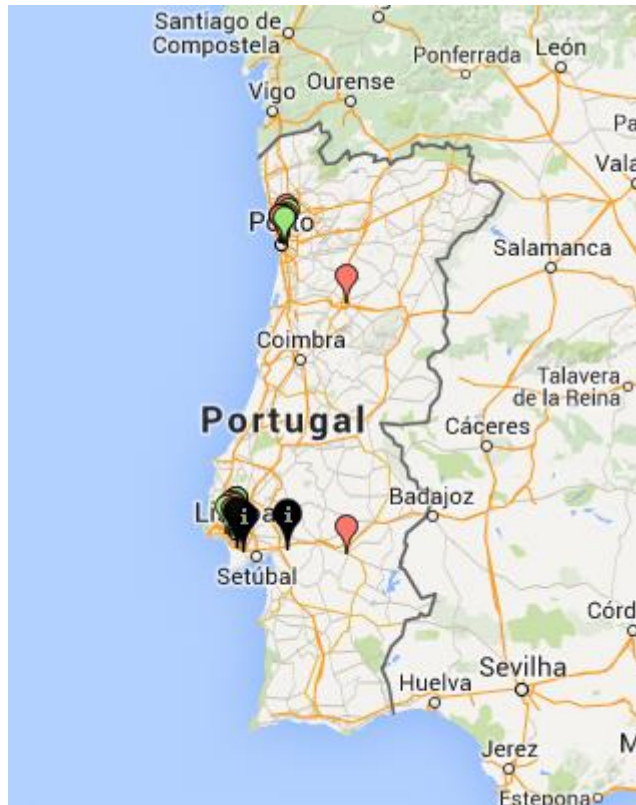


Fig.4.1. – Localização dos *data centres* em Portugal Continental [w7]

Nota: não se encontram mapeados alguns *data centres* (alguns deles devido à sua localização exata ser desconhecida, por motivos de segurança, outros devido à sua construção/implementação ser recente e o mapa não estar atualizado) mais concretamente os *data centres*: 100LIMITE, ALLBS, DOTSI – Lisboa, DECSIS Évora, nfsi Lisbon1, PTisp Lis1, *Data centre* PT Covilhã, *Data centre* PT Açores, *Data centre* PT Madeira e *Data centre* PT Porto.

O levantamento dos *data centres* Portugueses está condensado na Tabela 4.1 e nas Figuras 4.2 a 4.4 que contêm informações sobre a estrutura do *data centre* e também sobre os serviços prestados.

A Tabela 4.1. apresenta dados como a localização, área disponível e ainda a data de implementação e/ou última atualização de cada um dos *data centres* identificados.

Nota: existem células que se encontram por preencher devido à não disponibilização e/ou impossibilidade de recolha dessa mesma informação.

Tabela 4.1. Levantamento dos *data centres* existentes em Portugal

<i>Data centre</i>	Localidade	Ano implementação/construção	Área IT (m2)
<i>Data centre</i> PT covilhã	Covilhã/castelo branco	2013	12000
PT Prime Picoas	Lisboa	2006	2000
PT Prime Carnide	Lisboa	2000	300
PT Prime Tenente Valadim	Porto	2004	400
<i>Data centre</i> PT Açores	Ponta Delgada/Açores	?	?
<i>Data centre</i> PT Madeira	Madeira	?	?
Carrierhouse Telvent	Lisboa	2012 Última atualização conhecida	300
Claranet Lisboa 2 Telvent	Expo Sul/Lisboa	?	100
Claranet Porto 1	Maia	2012 Última atualização conhecida	100
Claranet Porto 2	Ermesinde	2012 Última atualização conhecida	100
Ar Telecom-Lisboa	Lisboa	2011 Última atualização conhecida	?
Ar Telecom-Porto	Porto	2011 Última atualização conhecida	?
GigaPix Lisbon 1	Lisboa	2007 Última atualização conhecida	?
nfsi Lisbon1	Lisboa	2009 Última atualização conhecida	?
nfsi Leiria	Leiria	?	?
DOTSI-Lisbon	Lisboa	2012 Última atualização conhecida	?
Ptisp Lis1	Lisboa	2001 (2013 Última atualização conhecida)	?
Colt/Mainroad LX	Lisboa, Carnaxide	?	200
ALLBS	Lisboa	2014 Última atualização conhecida	?
nfsi Porto 1	Porto	2009 Última atualização conhecida	?
Bitcanal Porto	Porto	2008	?
DECSIS Évora	Évora	2011 Última atualização conhecida	?
CTD EDD	Alentejo	2010 Última atualização conhecida	?
100LIMITE	Barreiro	2012 Última atualização conhecida	?
Mainroad NS	Matosinhos	2007 Última atualização conhecida	?

[w8-w16]

Foram também recolhidas as características estruturais mais importantes de cada um dos *data centres* mencionados anteriormente (betão armado ou estrutura metálica, anti sísmica ou não) e também algumas das características técnicas e de serviços, que são explicitadas de seguida.

Relativamente às características técnicas verifica-se que são bastante relevantes no que toca ao tipo de cargas que implicam, no que toca à fixação dos equipamentos e na forma como estes estão ligados à estrutura. Mais concretamente a existência ou não de um sistema de chão falso que afeta a forma como os equipamentos estão fixos a este sistema ou diretamente à estrutura e ainda as “*server cages*” que também têm influência no comportamento dos equipamentos no caso da ocorrência de um fenómeno sísmico pois constroem o movimento dos equipamentos ao interior da sua própria estrutura.

Quanto aos serviços prestados, os mais relevantes e os que foram verificados para cada *data centre* em Portugal foram:

- **Espaço de escritório:** revela-se uma característica importante já que permite identificar outros tipos de equipamentos que se encontram no espaço do *data centre* e que no caso de um evento sísmico podem contribuir para a resposta da estrutura;
- **Armários de Servidores:** locais onde são colocados os servidores, normalmente são estruturas metálicas;
- **Servidores Individuais:** são servidores, normalmente de pequenas dimensões que podem ser alugados por entidades independentes;
- **Servidores Virtuais**
- **Remote Hands:** serviço de resposta, que assegura que existe um técnico disponível para responder a eventuais emergências e/ou ocorrências em qualquer momento;
- **UPS:** Sistemas de fornecimento de energia que permitem o funcionamento contínuo do *data centre* mesmo aquando da ocorrência de um corte de energia.

Estes serviços foram identificados para que seja possível efetuar uma caracterização completa dos edifícios, não só do ponto de vista estrutural mas também do ponto de vista dos *data centres* em si. Desta forma é possível comparar e analisar não só o grau de desenvolvimento/importância dos diferentes *data centres* em Portugal, como fornecedores de serviços, mas também o nível de desempenho da estrutura.

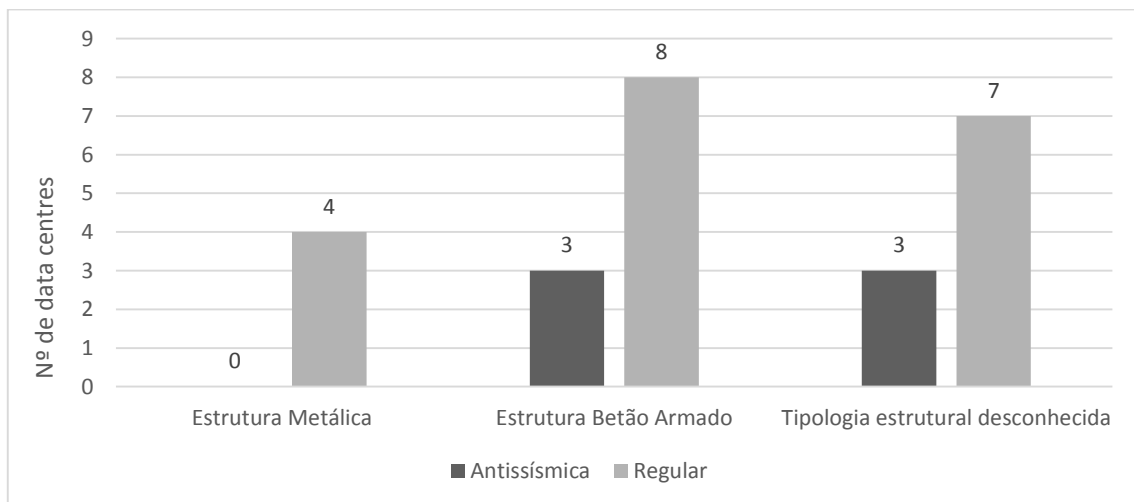


Fig.4.2. – Tipologias estruturais dos *data centres* em Portugal

Tendo em conta os dados recolhidos e apresentados nas Figuras 4.2 a 4.4 pode-se concluir que em Portugal este tipo de infraestruturas, tirando algumas claras exceções, não são as mais adequadas para serem utilizadas como *data centre* uma vez que as estruturas destes edifícios não foram dimensionadas para obedecerem aos requisitos mais restritivos mencionados no subcapítulo 3.1.1. Consta-se ainda que, a maioria destas estruturas é em betão armado e resultam da adaptação de estruturas correntes para serem utilizadas como *data centres*.

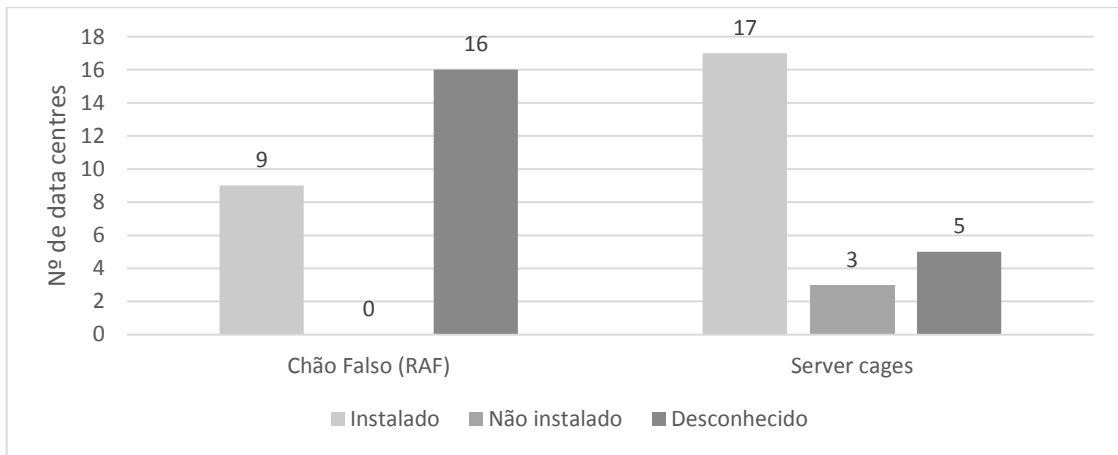


Fig.4.3. – Características técnicas dos *data centres* em Portugal

A maioria dos *data centres* em Portugal pertencem a iniciativas privadas e são de pequena dimensão pelo que o planeamento da implementação e da localização deste tipo de infraestruturas é praticamente inexistente. Com a exceção de muito poucos *data centres* em Portugal, é também notável a falta de informação específica sobre aspetos de carácter técnico dos mesmos, como é possível constatar nas diferentes figuras acima apresentadas, onde são em grande número os *data centres* que apresentam informações sobre características técnicas, de serviços e estruturais desconhecidas. A falta dessa mesma informação, tendo em conta a realidade Portuguesa, é motivo para suspeitar que esta não é disponibilizada como forma de esconder potenciais deficiências nas estruturas e na qualidade dos serviços prestados.

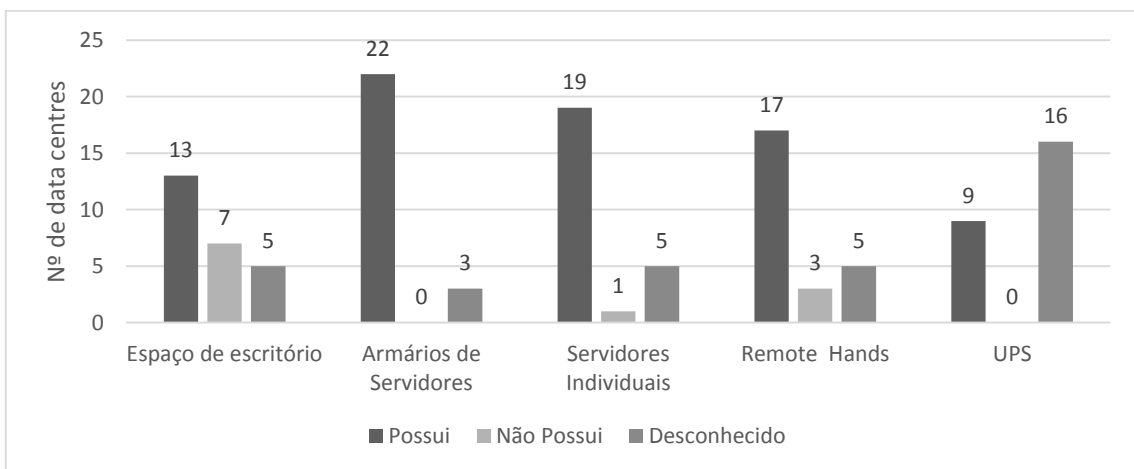


Fig.4.4. – Serviços oferecidos pelos *data centres* Portugueses

Os *data centres* em Portugal, na sua generalidade, não apresentam grandes falhas no que toca aos serviços prestados. No entanto a sua fiabilidade é desconhecida nomeadamente quando se considera a possibilidade de ocorrência de um evento sísmico. Isto deve-se essencialmente a um desempenho negativo das estruturas, que atualmente albergam os *data centres*, e cuja construção e projeção foi realizada para um outro tipo de utilização tipo, e que não garantem o funcionamento contínuo dos *data centres* durante e até mesmo após a ocorrência de um evento sísmico.

Em anexo é apresentada a Tabela A.1.1 que contém todas as informações, apresentadas nas figuras e tabela anteriores condensadas, na qual se pode verificar quais as características correspondentes a cada um dos *data centres* identificados.

4.2. DATA CENTRES NO MUNDO

Como forma de enquadramento da realidade nacional no panorama mundial é importante que sejam identificados e caracterizados alguns edifícios de *data centres* de países mais avançados e até líderes neste tipo de tecnologia e serviços, não de forma tão exaustiva como foi feito com os *data centres* Portugueses mas de uma forma que permita uma comparação eficaz.

A uma escala global, verifica-se que existem milhares de *data centres* em praticamente todos os países do mundo. Verifica-se também, como seria de esperar, que existe uma concentração deste tipo de infraestruturas nos países mais desenvolvidos sendo que mais de 50% do número de *data centres* estão localizados nos quatro países líderes mundiais, que assim representam a maioria dos *data centres* mundiais.

No topo da lista situam-se os Estados Unidos da América com pelo menos 1473 *data centres*, o Reino unido com um mínimo de 220, a Alemanha com 171 *data centres* e o Canadá com 116. Existem muitos outros países com um elevado número de *data centres*, no entanto não é apresentada a lista extensiva por uma questão de dimensão. Para que o leitor possa ter uma ideia do número de países e da sua distribuição espacial apresenta-se de seguida o mapa-mundo onde cada ícone/lupa indica que o país em que esta se encontra tem pelo menos um *data centre* [w17].



Fig.4.5. – Identificação, ao nível mundial, dos países que possuem *data centres* [w17]

Antes de proceder à descrição de alguns dos *data centres* situados nestes países líderes é de notar que como países precursores desta tecnologia e do uso deste tipo de infraestruturas constata-se que estes edifícios têm, em comparação com a grande maioria dos edifícios Portugueses, muito melhores condições quer em termos estruturais quer em termos da qualidade dos equipamentos e serviços em si.

São então identificados *data centres* de alguns desses mesmos países líderes para que se perceba com clareza quais as diferenças entre Portugal e o mundo. Nestes países as estruturas dos *data centres* foram desenhadas e dimensionadas com o propósito de serem 100% seguras e funcionais para os albergarem.

4.2.1. ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

Os EUA são o país líder no que toca aos *data centres*. São país pioneiro nesta área e lideram no número de infraestruturas que possuem, na capacidade e nas próprias dimensões dos seus *data centres*, na investigação e desenvolvimento de novas tecnologias utilizadas por este tipo de edifícios.

Como tal existem inúmeras empresas dedicadas exclusivamente à “indústria” dos servidores, *cloud computing* e necessariamente dos *data centres*. Sendo que só assim é possível aos EUA manter a sua posição de liderança nesta área.

Apresentam-se de seguida alguns dos maiores e mais desenvolvidos *data centres* dos EUA bem como algumas das suas características mais relevantes, refere-se desde já que em termos de prestação de serviços todos estes *data centres* apresentam as melhores tecnologias e por conseguinte a sua qualidade e fiabilidade é de topo. Mais concretamente na utilização de UPS, serviços *cloud*, servidores individuais, armários de servidores e “*remote hands*”. Ainda ao nível da estrutura deste tipo de edifícios esta é na maioria dos casos projetada e dimensionada para albergar *data centres*, sendo que também em

muitos casos é utilizada uma estrutura pré-existente que é no entanto adaptada e reforçada de forma a apresentar um comportamento adequado para um edifício de *data centre*.

- **Lakeside technology Center (350 East Cermak):** A construção do edifício data de 1912 tendo sido remodelado para poder ser usado como *data centre* em 1999. É um edifício com mais de seis pisos, situado em Chicago no estado do Illinois, que exibe uma arquitetura de estilo gótico sendo a estrutura composta de alvenaria de pedra. Com uma área de 102.000 m², um pé direito de 4.25 m, utilização de um sistema de chão falso (*RAF*) e com uma capacidade de carga de 12 kN/m² é considerado o maior *data centre* do mundo [w18].



Fig.4.6. – Vista aérea do *data centre* Lakeside technology center, EUA [w18]

- **The Supernap Prime:** Construído de raiz em 2008 para albergar um *data centre*, este edifício composto por uma estrutura metálica sob a forma de um pavilhão industrial com 38.000 m² de área, com apenas um piso e uma altura de 30 m, não utiliza chão falso (por opção). Esta estrutura está preparada para todas as necessidades e eventualidades que um *data centre* impõe [w19].

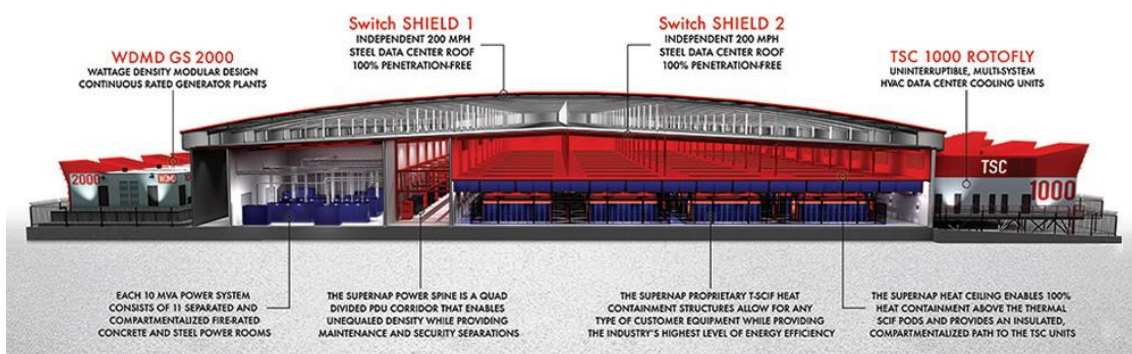


Fig.4.7. – Vista em corte do *data centre* Supernap Prime, EUA [w19]

- **QTS Metro Data centre:** É novamente um dos maiores *data centres* dos EUA e do mundo, situado em Atlanta, o edifício foi construído em 1954 tendo sido remodelado e adaptado para funcionar como *data centre* no ano de 2000. Apresenta uma área de 92.000 m² dos quais 52.000 m² são espaço para as IT sendo o restante espaço utilizado para escritórios e salas de conferências. Este edifício em betão armado utiliza ainda um sistema de chão falso (*RAF*) com 1.2 metros de altura [w18].



Fig.4.8. – Vista do interior do QTS Metro *data centre*, EUA [w18]

4.2.2. REINO UNIDO

- **NGD, Terremark, QTS:** Este *data centre* faz parte também dos maiores do mundo. Está situado em Newport Wales no Reino Unido foi construído em 1998 em betão armado, tendo sido remodelado em 2010 para funcionar como *data centre*. Possui 3 pisos com uma área total de 70.000 m² sendo que 35.000 m² estão alocados aos serviços de IT [w18].



Fig.4.9. – Vista exterior do *data centre* NGD, Terremark, Reino unido [w18]

4.2.3. ALEMANHA

- **Equinix mu1 ibx:** Este *data centre*, situado em Munique Alemanha, apresenta uma infraestrutura de betão-armado com estruturas metálicas que reforçam as paredes exteriores. Com mais de dois pisos e uma área de 13.000 m² este edifício foi construído em 2001, não para albergar um *data centre*, tendo sido remodelado para o efeito em 2006.

Utiliza um sistema de chão falso com 0.80 m de altura, apresentando uma capacidade de carga distribuída vertical que atinge os 25 kN/m² [w20, w21].



Fig.4.10. – Vista exterior do *data centre* Equinix mu1 IBX, Alemanha [w22]

Os *data centres* aqui apresentados são como já referido os mais avançados, de maiores dimensões e mais desenvolvidos que existem no mundo, sendo no entanto representativos do grau de desenvolvimento que estas estruturas atingem quando são executadas e planeadas com todo o cuidado e atenção.

Não se verifica uma clara tendência para a utilização de edifícios de betão armado ou edifícios de estrutura metálica (pavilhões industriais) verificando-se até em alguns casos a utilização de edifícios em alvenaria de pedra com reforços estruturais adicionais. Nem todos os edifícios foram construídos de raiz para albergarem um *data centre*. No entanto, todos os identificados, foram alvo de remodelações e adaptações por forma a tornar a infraestrutura capaz de cumprir os requisitos estruturais mais restritivos e responder de acordo com as necessidades pretendidas.

Existe uma clara diferença entre os *data centres* identificados e os existentes em Portugal. Essa diferença consiste no seu planeamento que é feito de forma atempada tendo em conta inúmeros fatores. Tal planeamento permite que a estrutura dos edifícios utilizados seja previamente estudada e adaptada, se necessário, de forma a apresentar um índice de comportamento adequado para um *data centre*. Permite uma maior organização e facilidade na obtenção de informação sobre estes, sem receio de esconder nenhuma das características dos *data centres* uma vez que estas são maioritariamente positivas. Ao contrário da realidade Portuguesa onde muitas vezes os *data centres* são colocados em edifícios residenciais e pavilhões industriais sem qualquer alteração ou reforço estrutural. Numa última análise pode-se afirmar que em Portugal, tirando muito poucas exceções, o processo de implementação de um *data centre* é pouco exigente e transparente, com muitas incógnitas e muitos fatores, bastante relevantes, que são ignorados.

5

Caracterização e Dimensionamento de Sistemas de Chão Falso

5.1. INTRODUÇÃO

A grande maioria dos *data centres*, em Portugal e no mundo, utilizam um sistema de chão falso, designado por RAF (raised access floor). Aliás, é comum definir-se *data centre* como um espaço central de computação com um sistema de chão falso. Este tipo de estrutura auxiliar foi utilizada em massa em edifícios de *data centres* em todo o mundo sem qualquer tipo de alterações significativas nos últimos 40 anos [25].

A utilização desta estrutura auxiliar deve-se essencialmente à necessidade dos *data centres* possuírem um espaço que tivesse como função: solucionar os problemas de refrigeração através da criação de uma corrente de ar frio, albergar cabos de fornecimento de energia e de dados informáticos e ainda um espaço para a localização de tubagens adicionais (AVAC e ainda canalizações para refrigeração com água).

Atualmente, com o estudo e investigação de soluções mais sofisticadas para os *data centres*, verifica-se que esta estrutura auxiliar não é tão vantajosa como durante muitos anos o foi, quer do ponto de vista da sua utilidade técnica quer da sua capacidade estrutural, que será analisada posteriormente neste capítulo.

Como referido anteriormente, este tipo de sistema permaneceu inalterado durante 40 anos e, como tal, as necessidades que os *data centres* apresentam atualmente são diferentes das necessidades que estes edifícios tinham nessa época. Hoje em dia o ritmo de mudança dos *data centres* é muito mais elevado, sendo que a mudança dos equipamentos ocorre numa base bienal e a necessidade de aceder aos cabos de dados/energia é muito mais frequente. Assim sendo, compreende-se que os sistemas de chão falso não sejam já os mais adequados, uma vez que a previsão das cargas geradas pelos equipamentos que estes terão de suportar, são de difícil previsão. O chão falso é ainda um sistema pouco eficiente no caso de os cabos de fornecimento de energia/dados se encontrarem localizados no seu interior pois o acesso que é efetuado numa base praticamente diária é dificultado pela necessidade de remoção de painéis. Ainda assim os sistemas de chão falso são extremamente eficientes na resposta aos problemas de refrigeração através da criação de uma caixa-de-ar. Tendo em conta as inúmeras desvantagens decorrentes da não atualização dos sistemas de chão falso, verifica-se que em muitos dos *data centres* mais recentes este tipo de sistema já não é utilizado em detrimento da utilização de outras tecnologias [25].

Apesar de todas as vantagens e desvantagens no que toca à utilização de sistemas de chão falso, verifica-se que em Portugal este tipo de sistema foi implementado e existe em praticamente todas as estruturas de *data centres*, tal como foi apresentado na Figura 4.3. Assim, é importante que esta estrutura auxiliar seja analisada de forma detalhada.

Do ponto de vista estrutural este sistema funciona como uma segunda estrutura adicional de suporte aos equipamentos, logo o colapso desta estrutura será tão crítico como o colapso da estrutura do edifício em si em termos do dano causado aos equipamentos e consequentemente ao funcionamento do *data centre*.

Esta estrutura é, num segundo nível, responsável por suportar os equipamentos que muitas vezes se encontram fixos somente ao chão falso e não diretamente à estrutura do edifício. Assim sendo, é compreensível que o comportamento dos equipamentos do *data centre* seja gravemente afetado pelo comportamento do chão falso que os suporta. No caso da ocorrência de um evento sísmico, esta estrutura assume um grau de importância ainda mais elevado uma vez que, dependendo do tipo de sistema implementado, pode oferecer ou não uma maior estabilidade sísmica aos equipamentos.

Como tal é fulcral que se compreendam todos os componentes do sistema de chão falso, a forma como são implementados, as suas variantes e em última análise as consequências para os equipamentos, em termos de interrupção de serviços e danificação dos mesmos, de cada um destes sistemas.

5.1.1 COMPONENTES DOS SISTEMA DE CHÃO FALSO

Existem vários sistemas (RAF) de chão falso que podem ser implementados. No entanto, todos ou quase todos são constituídos por uma estrutura metálica que consiste em quatro componentes base como se pode observar na Figura 5.1 (onde à frente de cada componente é apresentado o número correspondente ao elemento descrito):

- O painel amovível (1);
- Subestrutura:
 - A cabeça ajustável do pedestal (4);
 - A base do pedestal (8);
 - As calhas de apoio (2).

Na figura 5.1 é possível identificar todos estes componentes e ainda outros elementos auxiliares como porcas, parafusos entre outros que servem para a ligação dos diferentes componentes entre si.

Os sistemas de chão falso mais comuns têm uma altura entre 0.45 e 0.60 m, podendo estes números variar consoante o caso. É de salientar que atualmente existem muitos destes sistemas que chegam a ter até um máximo de 1.20 m de altura. No que toca aos painéis do chão falso, estes apresentam uma forma quadrangular e têm na sua grande maioria dimensões entre 0.60 e 0.80 m, podendo no entanto ir até 1.20 m.

Os pedestais são normalmente constituídos por secções tubulares de aço enformado a frio e, no caso dos *data centres*, estes devem estar fixos à laje inferior, quer através de fixação mecânica quer através da utilização de resinas epoxy, sendo recomendável a utilização das fixações mecânicas, para poderem suportar com segurança o nível de carga a que estão sujeitos.

As calhas de apoio são aparafusadas ou fixas através de métodos de encaixe à cabeça do pedestal e têm as mesmas dimensões dos painéis amovíveis, isto é, entre 0.60 m e 0.80 m, mais comumente, podendo em certos casos atingir os 1.20 m.

Estes elementos são utilizados quer para aumentar a capacidade de suporte do próprio chão falso quer para fornecerem uma maior estabilidade lateral ao mesmo. Neste caso, os painéis do chão falso são colocados sobre as calhas de apoio e podem ser fixos com parafusos, por métodos de encaixe ou recorrendo somente à força gravítica.

Desta forma, a não utilização de calhas não é recomendável para áreas onde estejam instalados equipamentos de *data centre* essencialmente por duas razões; a primeira é que a não utilização de calhas diminui ainda mais a estabilidade e a capacidade de carga lateral desta estrutura que já por si apresenta fragilidades. A segunda razão é que os chãos falsos que não utilizam as calhas de apoio levam a que os painéis tenham necessariamente de ser aparafusados ou fixos através de sistemas de encaixe às cabeças de cada pedestal, pelo que o acesso ao espaço extra oferecido pelo chão falso, que neste tipo de edifícios é essencial, se torna mais difícil devido ao método de fixação dos painéis.

Estima-se que a maioria dos sistemas de chão falso imponha uma carga adicional à estrutura devido ao seu peso próprio de cerca de 0.5 kN/m^2 , onde está também incluído o peso próprio dos cabos elétricos. No entanto, para instalações mais avançadas e completas, este valor deve ser ajustado para valores superiores.

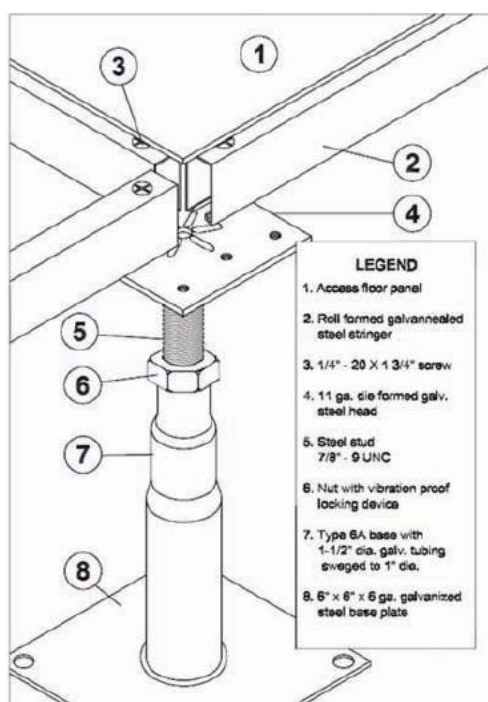


Fig.5.1. – Pormenor de um sistema de chão falso e dos seus componentes [21]

5.2. CAPACIDADES DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS DE UM SISTEMA DE CHÃO FALSO

Como identificado anteriormente, os sistemas de chão falso são constituídos por vários elementos com diferentes funções e, como tal, estão sujeitos a diferentes tipos de cargas sendo que a sua

principal função é suportar os equipamentos do *data centre*. Estes equipamentos sujeitam o chão falso a diferentes tipos de carga, aos quais este e cada um dos seus componentes tem de resistir. Estes casos de carga incluem a máxima carga concentrada, máxima carga uniformemente distribuída e máxima carga rolante admissíveis.

Para além destes casos de carga, que surgem devido aos equipamentos em si e devido à utilização tipo do edifício, é necessário considerar casos de cargas especiais, com principal enfoque para eventos sísmicos. Para este tipo de caso de carga a característica estrutural mais relevante neste tipo de sistemas é a estabilidade lateral.

Numa primeira análise é possível verificar que os pedestais conseguem resistir sem grande dificuldade aos carregamentos verticais mas apresentam uma resistência reduzida no que toca aos carregamentos laterais, essencialmente devido à sua esbelteza e modo de fixação. Desta forma, é previsível que na grande maioria dos casos os carregamentos laterais sejam os mais condicionantes, pelo que merecem uma atenção especial e uma análise dedicada. Sabe-se que as cargas laterais são função da altura do chão falso, do peso do equipamento suportado pelo mesmo e ainda dos critérios de dimensionamento sísmico quer do chão falso quer do edifício em si.

Os pedestais estão normalmente fixos à laje da estrutura por ancoragem com parafusos e/ou por resinas epoxy e como tal estes resistem às cargas laterais funcionando como uma consola, transferindo estas cargas em flexão para a laje. Isto quando se considera que a ligação funciona como um encastramento, assunto que é abordado com mais detalhe posteriormente neste mesmo capítulo.

Os contraventamentos são sistemas adicionais que podem ser colocados conforme a carga lateral que se prevê ser necessário resistir. Estes, na generalidade dos casos, consistem em elementos metálicos, com as mesmas características dos pedestais, dispostos em diagonal que resistem às cargas laterais apenas através da sua resistência axial. Na Figura 5.2 é possível observar um sistema de chão falso que utiliza contraventamentos (identificado com o algarismo 1).

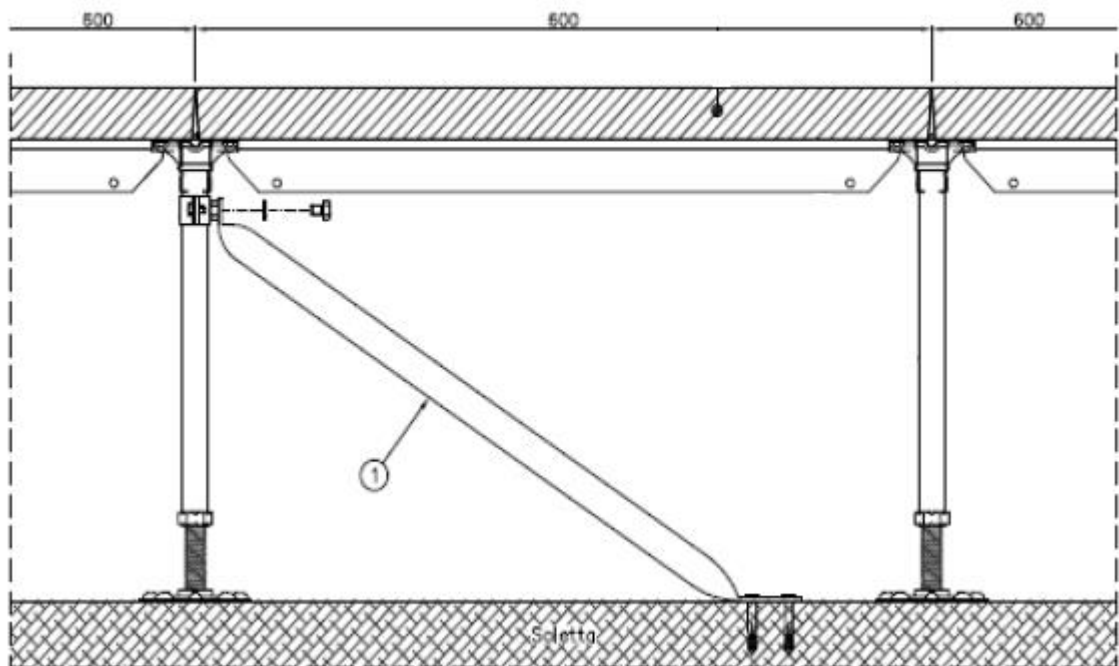


Fig.5.2. – Sistema de chão falso com contraventamentos [26]

Relativamente aos painéis do chão falso, estes apresentam as mesmas dimensões das calhas de apoio e são normalmente caracterizados e condicionados pela máxima carga concentrada. A sua resistência a este tipo de carga assume valores, nos casos mais comuns, entre 4.5 e 15.5 kN, podendo assumir valores mais elevados ou reduzidos. É sempre necessário atender à redução da sua resistência caso seja necessário proceder à perfuração dos mesmos (necessidade bastante comum em *data centres*). Para estes casos, a diminuição da resistência original chega a atingir os 50%. O valor da resistência de um painel intacto pode ser verificado no catálogo do fornecedor.

5.3. CAPACIDADE RESISTENTE DOS SISTEMAS DE CHÃO FALSO

Após a caracterização deste tipo de estruturas e da definição de valores gerais para as resistências de cada um dos seus componentes, é importante que sejam obtidos valores mais concretos e exatos para as mesmas.

Antes de tudo, é importante identificar os principais modos de rotura para que, de seguida, sejam obtidos os valores das resistências para cada um desses mesmos modos. Através de uma primeira análise e tendo em conta a descrição do sistema e dos seus componentes efetuada anteriormente, pode-se concluir que os principais modos de rotura são os seguintes:

- Resistência da secção transversal do pé/pedestal;
- Resistência da ligação entre a base do pedestal e a laje;
- Resistência da ligação entre o pedestal as calhas e os painéis amovíveis.

Para o estudo das capacidades resistentes dos chãos falsos considerar-se-á inicialmente a análise isolada de um único pé/pedestal que pode ser encontrado em utilização em *data centres* em Portugal. Este sujeito a uma carga concentrada em correspondência com a carga distribuída calculada no subcapítulo 3.1.2.1. com as seguintes características: pedestal com um diâmetro de 25 mm e espessura de 1.5 mm; altura de 0.45 m (450 mm); base (do pé/pedestal e da ligação entre pé-calhas-painéis) metálica com 100 mm de lado e espessura de 2.5 mm sendo todos estes componentes formados em aço S275; parafusos de ligação M16 de classe 4.6.

A classificação da secção transversal e das capacidades resistentes que se apresentam de seguida foram calculadas seguindo os procedimentos definidos nas normais nacionais e europeias, nomeadamente recorrendo ao Eurocódigo 3 [27].

5.3.1. SECÇÃO TRANSVERSAL

Para que possam ser efetuados os estudos das capacidades resistentes deste sistema de chão falso em específico é essencial que antes se tenha feito a avaliação e estudo individual da secção transversal dos seus elementos, nomeadamente o pedestal. Estudo esse que é efetuado de seguida.

A secção transversal dos pedestais em estudo apresenta as seguintes características:

- Área=1.11*10⁻⁴ m²;
- I_{zz}=7.68*10⁻⁹ m⁴;
- f_y=275 MPa;
- f_u=430 MPa;

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92;$
- $W_{pl} = 8.29 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3.$

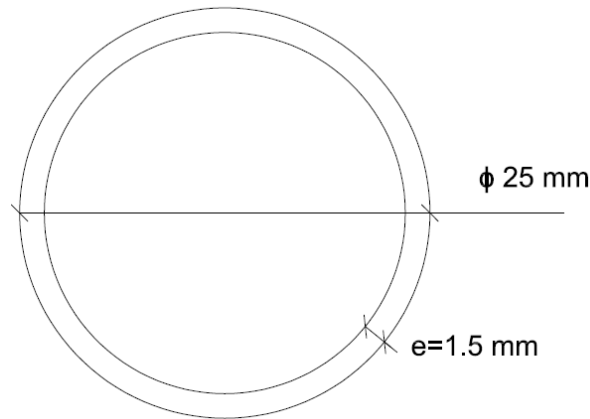


Fig.5.3. – Seção transversal dos pedestais em estudo

Classificação da Seção:

$$\left(\frac{d}{t} = \frac{25}{1.5} = 16.67\right) \leq (50 * \varepsilon^2 = 50 * 0.92^2 = 52.5) \rightarrow \text{Classe 1} \quad (5.1)$$

A seção transversal do pedestal é de classe 1 o que significa que a sua resistência máxima é alcançada em fase plástica.

Esforço Normal:

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = 1.1074 * 10^{-4} * 275 * 10^3 = 30.4 \text{ kN}; \quad (5.2)$$

Esforço Transverso:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{0.00011074 * 275 * 10^3}{\sqrt{3}} = 17.6 \text{ kN}; \quad (5.3)$$

Resistência à flexão:

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8.2944 * 10^{-7} * 275 * 10^3}{1.0} = 0.228 \text{ kN.m}; \quad (5.4)$$

5.3.2. LIGAÇÃO ENTRE BASE DO PEDESTAL E LAJE

Resistência Plástica da secção bruta:

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.0025 \cdot 0.1 \cdot 275 \cdot 10^3}{1.0} = 68.8 \text{ kN}; \quad (5.2)$$

Resistência última da secção útil:

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \cdot (0.1 - 2 \cdot 0.018) \cdot 0.0025 \cdot 430 \cdot 10^3}{1.25} = 49.5 \text{ kN}; \quad (5.5)$$

Resistência ao esforço transversal dos parafusos:

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot 157 \cdot 10^{-6}}{1.25} = 30.1 \text{ kN}; \quad (5.6)$$

Resistência ao esmagamento da chapa:

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 430 \cdot 10^3 \cdot 0.018 \cdot 0.0025}{1.25} = 38.7 \text{ kN}; \quad (5.7)$$

Para parafusos M16 vem que:

$$21.6 \text{ mm} < e1 < 150.0 \text{ mm}$$

$$21.6 \text{ mm} < e2 < 150.0 \text{ mm}$$

$$39.60 \text{ mm} < p1 < 35.00 \text{ mm}$$

$$54.00 \text{ mm} < p2 < 35.00 \text{ mm}$$

As condições de espaçamento entre parafusos, para esta aplicação em concreto, não são cumpridas devido à espessura da chapa de ligação ser superior ao máximo admissível. Assim sendo, é impossível obter um valor coerente do parâmetro α pelo que para este se adotou o valor unitário.

$$\alpha = \text{mín} \left(\frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0 \right) = 1.0 \quad (5.8)$$

Resistência ao corte de 1 parafuso: A resistência ao corte de um parafuso é o mínimo entre $(F_{v,rd}; F_{b,rd}) = 30.1 \text{ kN}$.

Resistência ao corte de 4 parafusos = $\text{mín}(4 \cdot F_{rd}; N_{u,rd}) = \text{mín}(4 \cdot 30.144; 49.536) = 49.5 \text{ kN}$.

Pode-se assim concluir que a resistência máxima da ligação entre a base do pedestal e a laje é de 49.536 kN.

5.3.3. LIGAÇÃO ENTRE A CHAPA DE TOPO DO PEDESTAL E AS CALHAS DE APOIO

A única diferença em relação à resistência calculada anteriormente é que neste caso os parafusos apresentam dois planos de corte, como tal vem:

$$F_{v,rd} = 2 * 30.144 = 60.3 \text{ kN};$$

$$F_{b,rd} = 2 * 38.7 = 77.4 \text{ kN};$$

$$F_{rd} = 77.4 \text{ kN};$$

Resistência ao corte de 4 parafusos= $\text{mín}(4 * F_{rd}; N_{u,rd}) = \text{mín}(4 * 60.288; 49.536) = 49.5 \text{ kN}$.

Apesar de as características das ligações serem diferentes verifica-se que a resistência condicionante no que toca à ligação em si é a resistência última da secção útil, com um valor de 49.5 KN.

5.4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE UM SISTEMA DE CHÃO FALSO

Concluída a caracterização e definição da resistência da secção transversal dos elementos mais importantes passa-se à análise de várias soluções de chão falso quer do ponto de vista estrutural do sistema em si quer do ponto de vista da ligação deste à laje. Mais concretamente, será avaliada a segurança a um evento sísmico dos seguintes sistemas:

- Pedestal isolado aparafusado à laje;
- Pedestal com contraventamentos aparafusado à laje;
- Variante do sistema anterior onde se altera a forma de ligação do pedestal à laje (através de colas epoxy).

Em primeiro lugar é necessário proceder à definição da ação sísmica máxima utilizando o conceito de espectro de cálculo definido no Eurocódigo 8 [3] sendo que para tal é essencial estabelecer determinados parâmetros tais como o coeficiente de importância da estrutura (*data centre*), a sua localização, o tipo de solo no qual esta se encontra localizada e ainda o coeficiente de comportamento do sistema de chão falso. Após a definição das forças sísmicas proceder-se-á à avaliação dos esforços que esta provoca nos diferentes tipos de sistema supracitados.

Assim sendo, admitiu-se o seguinte cenário hipotético: a estrutura considerada está localizada em Lisboa sob um solo do tipo A e tem uma classe de importância de IV grau (máximo grau de importância devido a ser um *data centre*). O pedestal considerado está situado no piso térreo do edifício em que a laje está em contacto direto com o terreno, ou seja, a estrutura do *data centre* não terá qualquer efeito de amplificação ou redução da ação sísmica pelo que a aceleração que o terreno sofre é a mesma que é transmitida ao chão falso e ao pedestal.

5.4.1. PEDESTAL ISOLADO APARAFUSADO À LAJE

Inicialmente considerou-se o seguinte sistema estrutural de um grau de liberdade, encastrado na base com uma extremidade livre tendo este uma massa concentrada com o valor de 0.32 toneladas que resulta da carga uniformemente distribuída a que o chão falso está sujeito (calculada em 3.1.2.1.) e do espaçamento entre pedestais. Para a obtenção deste valor considerou-se que a área de influência de cada pedestal é de 0.8 por 0.8 m², correspondente a um afastamento entre pedestais de 0.80 m em cada direção e uma carga uniforme de 4.93 kN/m², conforme calculado no Capítulo 3.

Esta forma simplificada de analisar o sistema de chão falso é uma aproximação relativamente fiável da realidade uma vez que o pedestal é o grande responsável pela capacidade resistente do chão falso quando utilizado de forma isolada, sendo que as calhas de apoio e os painéis amovíveis não oferecem contribuições significativas para a capacidade resistente. Tendo em conta que nesta análise individual se irá submeter um único pedestal a uma força sísmica máxima definida pelo EC8 os resultados obtidos vão oferecer, para este sistema em concreto, uma perspetiva mais conservativa no que toca à segurança do sistema.

Considerou-se de forma simplificada que o pedestal quando se encontra aparafusado à laje funciona como um encastramento perfeito tal como representado na Figura 5.4.

Sabe-se no entanto que esta não é uma aproximação muito próxima da realidade pelo que posteriormente proceder-se-á à análise de um modelo aperfeiçoado. Assim a rigidez do pedestal vem:

$$K = \frac{3*E*I}{l^3} = \frac{3*210*10^6*7.676*10^{-9}}{0.45^3} = 53.1 \text{ kN.m} \quad (5.9)$$

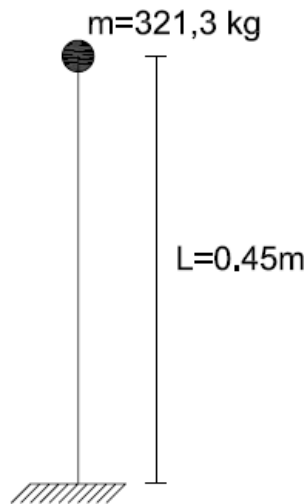


Fig.5.4. – Representação do sistema estrutural, pedestal isolado

O período da estrutura é então dado por:

$$T = \frac{2*\pi}{w}; \text{ em que } w = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{53.07}{0.3213}} = 12.85 \text{ rad/s} \quad (5.10)$$

$$T = \frac{2 * \Pi}{12.85} = 0.49 \text{ s}$$

Tendo-se obtido o período do sistema estrutural “pedestal” apresenta-se então o cálculo para obtenção da força sísmica quer devido à ação sísmica do tipo 1 quer do tipo 2. Para um terreno do tipo “A” o Eurocódigo 8 define os seguintes parâmetros para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2.

Tabela 5.1. Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta para um solo tipo A [3]

Ação Sísmica	A.S. 1	A.S. 2
S (parâmetro do terreno)	1,0	1,0
TB (s)	0,1	0,1
TC (s)	0,6	0,25
TD (s)	2,0	2,0

Ação sísmica tipo 1:

A ação sísmica tipo 1 é caracterizada por sismos inter-placas que normalmente ocorrem em locais afastados da localização da estrutura em estudo e costuma apresentar magnitudes superiores a 5,5 na escala de *Richter*. Para este tipo de ação sísmica o coeficiente de importância é de $\gamma_I=2,1$ e para a zona de Lisboa (zona sísmica: 1,3) a aceleração máxima de projeto de referência é $agr=1,5 \text{ m/s}^2$.

Para o pedestal em estudo verifica-se que este se encontra no ramo do espectro de aceleração constante, i.e., $TB < T < TC$ onde vem que a aceleração espectral de pico é dada pela seguinte fórmula:

$$S_d(T) = ag * S * \frac{2.5}{q}; \quad (2.3)$$

Onde:

$$ag = agr * \gamma_I = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ m/s}^2 \quad (5.11)$$

“O coeficiente de comportamento, q, é uma razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura” [3]. O EC8 define vários coeficientes de comportamento dependendo do sistema estrutural, o sistema em estudo pode ser classificado como um sistema de pêndulo invertido para o qual o coeficiente de comportamento assume o valor de 2.0 (ver quadro 6.2 EC8).

Assim, a aceleração de cálculo para a ação sísmica do tipo 1 é:

$$S_d(0.49) = 3.15 * 1.0 * \frac{2.5}{2.0} = 3.94 \text{ m/s}^2 \quad (2.3)$$

De onde se conclui que a força sísmica é de:

$$F = m * S_d(T) = 321.2 * 3.9375 = 1264.725 \text{ N} \cong 1.3 \text{ kN} \quad (5.12)$$

Ação sísmica tipo 2:

Este tipo de ação sísmica está associada a eventos sísmicos com intensidades inferiores a 5.5 na escala de *Richter* que são provocados por sismos intraplacas. Para a estrutura em questão, analisando a ação sísmica tipo 2 o EC8 define um coeficiente de importância de $\gamma_I=1,6$ e uma aceleração de projeto de referência de $a_{gr}=1,7 \text{ m/s}^2$.

Tendo em conta o pedestal em questão, verifica-se que este se encontra no tramo de velocidade constante, i.e. $TC < T < TD$ onde a aceleração de cálculo é dada por:

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta * a_g; \tag{2.4}$$

$$a_g = a_{gr} * \gamma_I = 1.7 * 1.6 = 2.72 \text{ m/s}^2 \tag{5.11}$$

Assim vem:

$$S_d(0.49) = 2.72 * 1.0 * \frac{2.5}{2.0} * \left[\frac{0.25}{0.4889} \right] \geq 0.2 * 2.72; \tag{2.4}$$

$$S_d(0.49) = 1.74 \text{ m/s}^2 \geq 0.54 \text{ m/s}^2$$

A força sísmica a que o pedestal fica sujeito no caso da ação sísmica do tipo 2 é de:

$$F = m * S_d(T) = 321.2 * 1.7386 = 558.44 \text{ N} = 0.56 \text{ kN}; \tag{5.12}$$

Avaliação dos esforços gerados:

Procedeu-se então à aplicação das forças sísmicas calculadas ao sistema de um grau de liberdade, analisando os esforços gerados e verificando a segurança do pedestal quando sujeito aos mesmos.

Para este caso, devido à sua previsível instabilidade, começou por se aplicar a força sísmica gerada pela ação sísmica do tipo 2 que é a menos condicionante. Os esforços obtidos são apresentados na Figura 5.5.

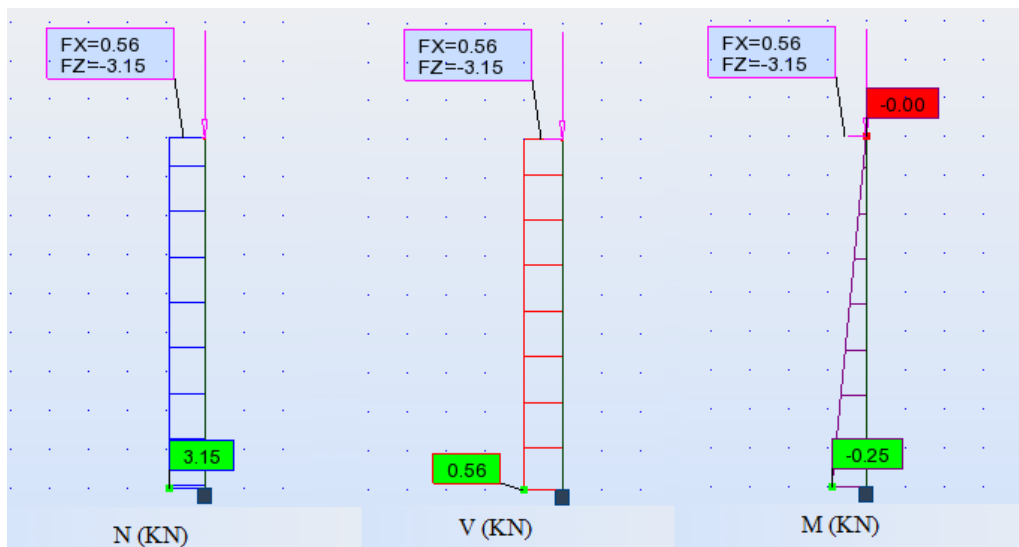


Fig.5.5. – Esforços gerados da aplicação da ação sísmica do tipo 2 e carga vertical ao pedestal isolado

Tendo em conta a capacidade resistente da secção transversal do pedestal e da ligação entre o pedestal e a base, sabe-se que a consideração isolada dos esforços normal e transversal não é condicionante uma vez que a resistência última do elemento e da ligação não é ultrapassada. No entanto, verifica-se que a resistência última à flexão do elemento é ultrapassada.

Apresenta-se de seguida a verificação da secção em flexão composta, sabendo-se à partida que o perfil circular não tem resistência suficiente pois, como mencionado anteriormente, a sua resistência à flexão é inferior aos esforços gerados

Para secções circulares tubulares de classe 1 ou 2 o EC3 define que na presença de um esforço normal o seu efeito deve ser tido em conta para o cálculo do momento flector resistente [27] e o seguinte critério deve ser satisfeito:

$$M_{ed} \leq M_{N,Rd} \quad (5.13)$$

Onde:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * (1 - n^{1.7}); \quad (5.14)$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.15)$$

Assim verifica-se que a condição acima indicada não é cumprida:

$$M_{ed} = 0.25 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 0.228 * \left(1 - \left(\frac{3.15}{30.45}\right)^{1.7}\right) = 0.223 \text{ kN.m}$$

$$M_{ed} \geq M_{N,Rd}$$

Concluída a análise de um pedestal isolado sujeito à força sísmica devida à ação sísmica de cálculo de tipo 2 definida no EC8, verifica-se que não é garantida a segurança, no caso de ocorrência de um evento sísmico, de um sistema de chão falso com características semelhantes ao estudado. Sendo expectável a rotura total desta subestrutura que apresenta um papel fundamental em edifícios de *data centres*.

5.4.2. PEDESTAL COM CONTRAVENTAMENTOS APARAFUSADO À LAJE

Verificada a falta de segurança para o caso de um pedestal isolado aparafusado à laje, é possível concluir que quando os pedestais são utilizados isoladamente estes não têm capacidade resistente para cargas laterais.

Assim, estuda-se agora uma outra solução, também com implementação em Portugal, que consiste exatamente no mesmo pedestal com a adição de contraventamentos. Após a análise cuidadosa de várias aplicações práticas em utilização em Portugal, procedeu-se a um refinamento do modelo em estudo, tendo-se concluído que os pedestais e os contraventamentos devido às suas características formam um sistema de ligações rotuladas, tal como representado na Figura 5.6.

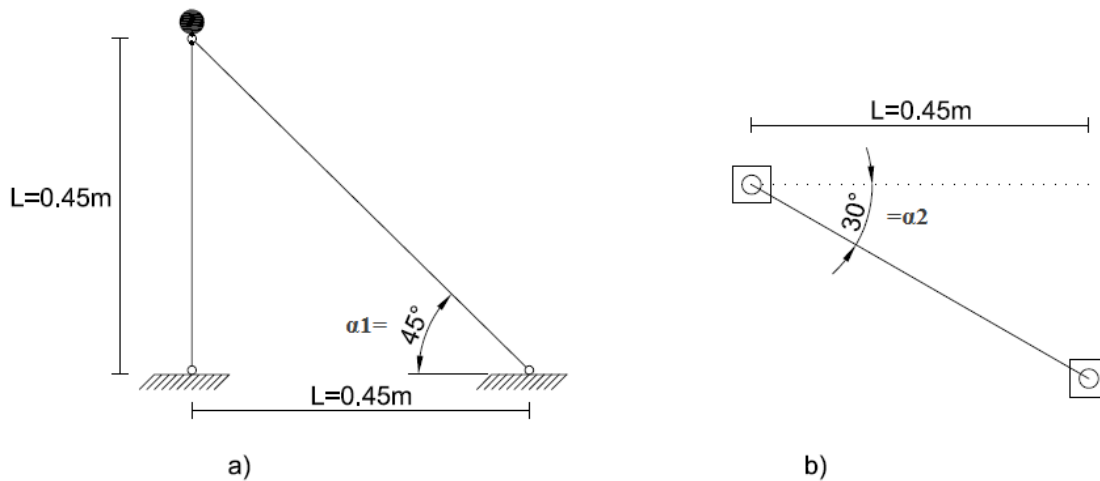


Fig.5.6. – Modelo do sistema estrutural em estudo, pedestal + contraventamento; a) vista no plano vertical; b) vista em planta

O contraventamento adicionado consiste, tal como o pedestal, num tubo de aço circular com 25mm de diâmetro mas tem uma espessura de 1.2 mm fazendo um ângulo “ α_1 ” de 45° com o plano vertical e um ângulo “ α_2 ” de 30° em planta, tal como ilustrado na Figura 5.6. O contraventamento apresenta um comprimento de 0.74 m, uma área de $8.97\text{E-}5\text{ m}^2$ e uma inércia $I_{zz}=6.37*10^{-9}\text{ m}^4$.

Também esta secção é de classe 1 e como tal a sua resistência ao esforço axial é:

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 8.97 \cdot 10^{-5} \cdot 275 \cdot 10^3 = 24.7\text{ kN}; \quad (5.2)$$

Os contraventamentos estão sempre fixos à laje, seja através de colagem seja através de ligações aparafusadas, para permitir que a sua capacidade relativamente às cargas laterais não seja ultrapassada pelo deslizamento da base.

Apresentam-se de seguida os valores para a resistência de uma ligação de contraventamentos aparafusados, sendo que a ligação apresenta as seguintes características (bastante semelhantes à ligação estudada no início deste capítulo):

- Dois parafusos M16 de classe 4.6, colocados segundo o mesmo alinhamento;
- Espessura de 2.5 mm da chapa de ligação;
- Chapa de base quadrada com 10 mm de lado;
- Aço S275.

5.4.2.1. Ligação entre a base do contraventamento e a laje

Resistência Plástica da secção bruta:

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.0025 \cdot 0.1 \cdot 275 \cdot 10^3}{1.0} = 68.8\text{ kN}; \quad (5.2)$$

Resistência última da secção útil:

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \cdot (0.1 - 0.018) \cdot 0.0025 \cdot 430 \cdot 10^3}{1.25} = 63.5 \text{ kN}; \quad (5.5)$$

Resistência ao esforço transverso dos parafusos:

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \cdot 400 \cdot 10^3 \cdot 157 \cdot 10^{-6}}{1.25} = 30.1 \text{ kN}; \quad (5.6)$$

Resistência ao esmagamento da chapa:

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 430 \cdot 10^3 \cdot 0.018 \cdot 0.0025}{1.25} = 38.7 \text{ kN}; \quad (5.7)$$

Resistência ao corte de 1 parafuso: A resistência ao corte de um parafuso é o mínimo entre $(F_{v,rd}; F_{b,rd}) = 30.1 \text{ kN}$.

Resistência ao corte de 2 parafusos = $\text{mín}(2 \cdot F_{rd}; N_{u,rd}) = \text{mín}(2 \cdot 30.144; 63.47) = 60.3 \text{ kN}$

Pode-se assim concluir que a resistência máxima da ligação entre a base do contraventamento e a laje é de 60.3 kN.

5.4.2.2. Análise Sísmica

A adição deste contraventamento e a consideração de um sistema estrutural rotulado traz alterações à rigidez da estrutura (cujos elementos ficam sujeitos somente a cargas axiais) e consequentemente ao seu período, conduzindo em última análise a alterações nas forças sísmicas. Para o sistema estrutural em estudo, no que toca à rigidez, apenas o contraventamento oferece contributo, assim vem que a rigidez de um pedestal contraventado é:

$$K = K_{\text{contraventamento}} = \frac{E \cdot A}{l} \cdot \cos \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 = \frac{210 \cdot 10^6 \cdot 8.97 \cdot 10^{-5}}{0.74} \cdot \cos(45) \cdot \cos(30) = 15588.2 \text{ kN.m} \quad (5.16)$$

Como a rigidez oferecida por um contraventamento é muito elevada verifica-se que não existe a necessidade de serem utilizados um grande número de contraventamentos quando comparado com o número de pedestais. Esta constatação é confirmada pela observação de sistemas reais em utilização. No entanto, não foi possível recolher informação exata sobre quais eram os critérios utilizados na disposição e no número de contraventamentos utilizados por cada pedestal.

Sabe-se no entanto que os contraventamentos são adicionados com uma disposição em X, como é possível observar na Figura 5.7 em que os contraventamentos estão assinalados pelo algarismo 1. Assim os contraventamentos são sempre adicionados, como se pode verificar na Figura 5.7, em grupos de 4 aos quais denominaremos, a partir de agora, “estrela de contraventamentos”. É de notar que os contraventamentos fazem um ângulo de 30° com a horizontal em planta bem como 45° com a horizontal em alçado, como já referido anteriormente.

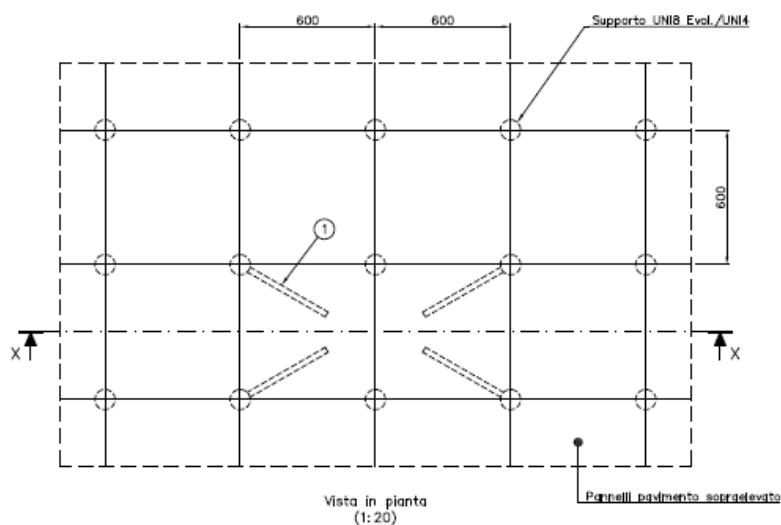


Fig.5.7. – Vista em planta de um sistema de chão falso com contraventamentos [26]

Verifica-se que, quando solicitados numa determinada direção, metade dos contraventamentos ficam submetidos a esforços de compressão e a outra metade fica sujeita a esforços de tração. Assim, podem ser adotadas duas abordagens de análise e dimensionamento conceptualmente diferentes. A primeira, designada por “*Tension/compression design*”, considera que ambos os contraventamentos comprimidos e tracionados contribuem para a rigidez e resistência do sistema. Na segunda abordagem, “*Tension only design*”, apenas os elementos tracionados são considerados na avaliação da rigidez e resistência do sistema, sendo que se procede à verificação à encurvadura para o primeiro caso e que no segundo caso procede-se apenas à verificação da capacidade última resistente ($N_{pl,rd}$) em tração.

Para perceber então qual o número de estrelas de contraventamentos que conduzem à segurança de um determinado chão falso, cujos elementos possuem as características já apresentadas. Suportando um carregamento vertical definido, na zona sísmica correspondente a Lisboa e num solo tipo “A”, começou por se considerar um número de contraventamentos arbitrário e, tendo em consideração o esforço axial a que cada um ficou submetido, procedeu-se à verificação da resistência destes elementos à encurvadura ou à compressão, dependendo da abordagem seguida, definindo-se posteriormente qual o número mínimo de estrelas que conduziam à segurança. Devido a este processo de cálculo ser iterativo e moroso foi programada uma folha de cálculo em Excel onde é feito variar o número de contraventamentos que seriam necessários considerar numa sala com 100 m^2 , com um total de 169 pedestais, cada um suportando uma massa de 0.321 toneladas (que corresponde a um carregamento uniforme de 4.93 kN/m^2 como definido no capítulo anterior), até que a encurvadura dos elementos ou a resistência à tração destes fosse verificada, dependendo da abordagem considerada.

Apresenta-se de seguida o cálculo detalhado da solução ótima do número de estrelas de contraventamentos para cada uma das abordagens acima definidas.

Tension Only Design (EC8):

Para o caso definido anteriormente, i.e., Lisboa e um terreno tipo “A”, o número de estrelas de contraventamento que conduzem à segurança para os dois tipos de ação sísmica para esta abordagem são de 8, perfazendo uma percentagem de aproximadamente 5 pedestais por contraventamento.

De seguida são apresentados os cálculos sequenciais, do período estrutural do chão falso, da aceleração espectral máxima a que este fica sujeito e posteriormente a verificação da segurança dos elementos à tração. Que conduziram ao número de 8 estrelas de contraventamento para o sistema apresentado e para uma sala com 100 m².

$$w = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 4 / 2 \cdot 15588.2}{169 \cdot 0.32}} = 67.9 \text{ rad/s} \quad (5.10)$$

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{w} = \frac{2 \cdot \pi}{67.91} = 0.093 \text{ s} \quad (5.10)$$

Para este período, a aceleração de cálculo para a ação sísmica do tipo 1 é dada por:

$$0 < T = 0.093 \text{ s} < T_B$$

$$S_d(T) = ag * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \quad (2.4)$$

$$S_d(0.093) = 3.15 * 1 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0.093}{0.1} * \left(\frac{2.5}{2} - \frac{2}{3} \right) \right];$$

$$S_d(0.107) = 3.80 \text{ m/s}^2$$

E a força sísmica vem:

$$F_{a.s.1} \cong 1.22 \text{ kN}$$

Tendo em conta que existem menos contraventamentos do que pedestais, verifica-se que a força horizontal que cada pedestal suporta é dada pela relação entre o número de pedestais e o número de contraventamentos.

$$F_{1 \text{ contraventamento}} = \frac{F_{a.s.1} * n^{\circ} \text{ pedestais}}{n^{\circ} \text{ contraventamentos tracionados}} = \frac{1.22 * 169}{16} \cong 12.9 \text{ kN}; \quad (5.17)$$

O esforço axial que vai para cada contraventamento depende do ângulo que este faz com a horizontal no plano vertical e em planta. Então vem:

Decomposição da força em planta:

$$F_{\text{axial planta}} = \frac{F_{1 \text{ contraventamento}}}{\cos 30} = \frac{12.9}{\cos 30} \cong 14.9 \text{ kN} \quad (5.18)$$

E decomposição no plano vertical:

$$F_{\text{axial}} = \frac{F_{\text{axial planta}}}{\cos 45} = \frac{14.9}{\cos 45} \cong 21.0 \text{ kN} \quad (5.19)$$

Verifica-se então que para este caso a segurança dos elementos tracionados é verificada:

$$N_{ed} = 21.0 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 24.7 \text{ kN};$$

Os restantes modos de rotura também são verificados para esta quantidade de estrelas de contraventamento.

Resistência da ligação ao corte (aparafusada) = 60.3 kN < $F_{1 \text{ contraventamento}}$ → OK!

Para a ação sísmica do tipo 2 temos:

$$0 < T = 0.093 \text{ s} < T_B$$

$$S_d(T) = ag * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \quad (2.4)$$

$$S_d(0.093) = 2.72 * 1.0 * \left[\frac{2}{3} + \frac{0.093}{0.1} * \left(\frac{2.5}{2.0} - \frac{2}{3} \right) \right];$$

$$S_d(0.093) = 3.28 \text{ m/s}^2$$

E a força sísmica vem:

$$F_{a.s.2} \cong 1.06 \text{ kN}$$

Assim a força a que cada contraventamento está sujeito é:

$$F_{1 \text{ contraventamento}} = \frac{F_{a.s.1} * n^{\circ} \text{pedestais}}{n^{\circ} \text{contraventamentos tracionados}} = \frac{1.06 * 169}{16} \cong 11.2 \text{ kN}; \quad (5.17)$$

Novamente, como o contraventamento está inclinado de 30° em planta e 45° em alçado a força axial a que este está sujeito é:

$$F_{\text{axial planta}} = \frac{F_{1 \text{ contraventamento}}}{\cos 30} = \frac{11.2}{\cos 30} \cong 12.9 \text{ kN}; \quad (5.18)$$

$$F_{\text{axial}} = \frac{F_{\text{axial planta}}}{\cos 45} = \frac{12.9}{\cos 45} \cong 18.3 \text{ kN}; \quad (5.19)$$

Tal como para a ação sísmica tipo 1, verifica-se a segurança do chão falso para os vários estados limites:

$$N_{ed} = 18.3 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 24.7 \text{ kN};$$

Resistência da ligação ao corte (aparafusada) = 60.3 kN < $F_{1 \text{ contraventamento}}$ → OK!

Tension/Compression Design:

Como referido anteriormente esta abordagem difere da "Tension only design" apenas na consideração adicional dos elementos de contraventamento comprimidos para a rigidez total do sistema e também na verificação dos elementos comprimidos à encurvadura. O número de contraventamentos otimizado que garante a solução para esta metodologia foi de 6 estrelas de contraventamentos, que

correspondem a aproximadamente 7 pedestais por contraventamento. Para este sistema foram obtidos os seguintes valores:

$$K_{total} = 374116.8 \text{ kN. m};$$

$$T = 0.076 \text{ s};$$

Tabela 5.2. Cálculo da ação sísmica de acordo com o EC8, seguindo a abordagem “Tension/Compression Design”

Ação Sísmica	Tipo 1	Tipo 2
Sd (0.076) (m/s ²)	3.49	3.01
Força sísmica (kN)	1.12	0.97
Força sísmica p/ cada contraventamento	7.9	6.8
Força axial contraventamento (kN)	12.9	11.1

Procedeu-se de seguida à verificação da resistência do elemento à encurvadura, segundo o Eurocódigo 3 [27].

O EC3 define que um elemento comprimido verifica a sua resistência à encurvadura se a seguinte condição for cumprida:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,rd}} \leq 1.0 \quad (5.20)$$

Onde N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial de compressão, definido anteriormente e $N_{b,rd}$ é o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido que, para secções transversais de classe 1, é dado por:

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{MI}}; \quad (5.21)$$

Em que χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante dado por:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0; \quad (5.22)$$

Em que:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{pl,rd}}} = \sqrt{\frac{8.97 \cdot 10^{-5} \cdot 275 \cdot 10^3}{24.67}} = 1.0 \quad (5.23)$$

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 * [1 + 0.49 * (1.0 - 0.2) + 1.0^2] = 1.196; \quad (5.24)$$

Onde α é o fator de imperfeição que para secções tubulares enformadas a frio tem o valor:

$$\alpha = 0.49$$

Então:

$$\chi = \frac{1}{1.196 + \sqrt{1.196^2 - 1.0^2}} = 0.54 \leq 1.0$$

Assim vem que o valor da resistência à encurvadura do contraventamento comprimido é:

$$N_{b,rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{MI}} = \frac{0.54 * 8.97 * 10^{-5} * 275 * 10^3}{1.0} = 13.3 \text{ kN};$$

Desta forma, e para o número de estrelas de contraventamento (6) definidas anteriormente, verifica-se a segurança no que toca à encurvadura do contraventamento. Apresentam-se de seguida as restantes verificações que também são cumpridas para esta solução.

Tabela 5.3. Verificações à encurvadura e ao corte da ligação de base

Ação Sísmica	A.S. 1	A.S. 2
Encurvadura ($N_{ed} \leq N_{b,rd}$)	$12.9 \leq 13.32 \rightarrow \text{OK!}$	$11.1 \leq 13.3 \rightarrow \text{OK!}$
Corte da ligação ($F_{1 \text{ contraventamento}} \leq 60.3 \text{ kN}$)	$7.9 \leq 60.3 \rightarrow \text{OK!}$	$6.8 \leq 60.3 \rightarrow \text{OK!}$

Assim, conclui-se que a utilização de contraventamentos contribui significativamente para a estabilidade do chão falso quando sujeito a cargas horizontais e que não é necessária a colocação de grande número de contraventamentos relativamente aos pedestais utilizados. No sistema utilizado conclui-se que é necessária a utilização de um contraventamento para cada 5 pedestais para a abordagem “*tension only design*” e de um contraventamento para cada 7 pedestais para a abordagem “*Tension/compression design*”.

Por análise dos valores verifica-se que as duas abordagens apresentam resultados muito semelhantes. Sendo que, a primeira metodologia conduz a valores de segurança mais conservativos do que a segunda. A afirmação anterior é comprovada de seguida pelo coeficiente de segurança de cada uma das abordagens anteriores, para a ação sísmica do tipo 1 (que é a mais condicionante para o dimensionamento).

Tension Only Design: $F. s. = \frac{24.7}{21.0} = 1.18;$

Tension/Compression Design: $F. s. = \frac{13.32}{12.90} = 1.03;$

É também importante referir que os valores obtidos para o número de estrelas de contraventamentos são extremamente próximos para qualquer uma das duas abordagens, sendo que na grande maioria dos casos a adoção de uma ou outra abordagem não conduzem a diferenças significativas nos resultados.

5.4.3. PEDESTAL COM CONTRAVENTAMENTOS COLADOS À LAJE

Neste tipo de solução os esforços e as capacidades resistentes podem ser considerados iguais aos obtidos na segunda tipologia estrutural de chão falso apresentada anteriormente (pedestal com contraventamento aparafusados à laje), caso as forças de atrito sejam capazes de impedir o deslizamento da estrutura. Desta forma, é extremamente relevante perceber quando é que tal deslizamento ocorre.

As forças de atrito podem ser de dois tipos, estática e cinética. A força de atrito estático é mobilizada enquanto o sistema está em repouso e apresenta um valor máximo superior ao valor máximo da força de atrito cinética que só é mobilizada quando o sistema passa a estar em movimento.

$$F_{ae}^{m\acute{a}x} = \mu_e * N \quad (5.24)$$

Onde:

- $F_{ac,máx}$ representa a força de atrito estático máxima;
- μ_e representa o coeficiente de atrito estático;
- N representa a força normal que está a ser aplicada entre as duas superfícies que estão em contacto entre si.

Assim sendo, conclui-se que no caso de a força sísmica aplicada a cada conjunto pedestal e contraventamento for inferior à máxima força de atrito estático não ocorre deslizamento. Nesse caso a colagem dos contraventamentos à laje apresenta características em tudo semelhantes às analisadas nos dois casos anteriores. Isto é, pode-se admitir novamente como aproximação que o pedestal e os contraventamentos (por não se deslocarem da sua posição original) estão fixos na base. No caso de a força de atrito estática ser ultrapassada e o sistema entrar em deslizamento considera-se a rotura global do sistema.

A força de atrito estático é definida em função do coeficiente de atrito estático, μ_e , que depende do tipo de materiais que estão em contacto, e é também função da carga vertical que é transmitida entre os dois materiais. Considerar-se-á o caso, utilizado em Portugal, que consiste na colagem dos pedestais à laje através de colas epoxy, que serão consideradas por aproximação como uma ligação entre borracha e cimento seco. No caso de os pedestais estarem somente pousados na laje é necessário que os contraventamentos estejam aparafusados à laje para garantirem resistência lateral, sendo que para este caso voltamos à situação anterior onde a resistência da ligação não é ultrapassada para nenhum dos dois tipos de ação sísmica. Conclui-se então que a solução em que os contraventamentos e os pedestais estão pousados na laje não pode ser utilizada para garantir a segurança relativamente a carregamentos laterais. Ou seja, tal como mencionado anteriormente, os contraventamentos estão sempre fixos à laje para que possam exercer a sua função que é resistir às cargas laterais.

Tabela 5.4. Coeficiente de atrito estático

Materiais	μ_e -Coeficiente de atrito estático
Borracha/Cimento seco	1.0

Como o chão falso em estudo é um sistema rotulado, caracterizado anteriormente, os pedestais não têm capacidade resistente para cargas laterais. Assim os contraventamentos são os únicos responsáveis pela resistência lateral pelo que a força normal que estes aplicam na laje tem o mesmo valor da força lateral a que estão sujeitos.

Assim, a força de atrito estático máxima é função da força lateral ou força sísmica que cada contraventamento suporta, multiplicada pelo respetivo coeficiente de atrito estático. Pode então concluir-se que, no caso de o coeficiente de atrito estático ser igual ou superior à unidade, a força de atrito estático máxima é sempre superior ou igual à força sísmica ou força lateral aplicada ao chão falso. Assim sendo, o sistema fica imóvel e os esforços e as verificações de segurança são idênticos aos do sistema de pedestal e contraventamentos aparafusados à laje estudados anteriormente. Por outro lado, no caso de o coeficiente de atrito estático ser inferior à unidade, ocorre o deslizamento do contraventamento conduzindo ao colapso do chão falso.

Pode-se concluir que a situação em que pedestais e contraventamentos estão colados à laje oferece segurança a eventos sísmicos sendo no entanto preferível a utilização de uma solução que recorra

a fixação mecânica pois esta apresenta uma maior resistência e consequentemente oferece maior segurança.

5.5. COMPARAÇÃO ENTRE DIFERENTES LOCALIZAÇÕES DE DATA CENTRES

No capítulo anterior foi efetuado um levantamento dos *data centres* existentes em Portugal verificando-se que estes se encontram situados em localidades com perigosidades sísmicas bastante distintas. Assim, foram analisadas essas diferentes localidades, considerando-se sempre que se está perante um solo do tipo “A”. Considerando o zonamento sísmico de cada uma destas localidades apresenta-se o número de estrelas de contraventamento que conduz à segurança da solução. Como referido anteriormente, a metodologia “*tension only design*” conduz a resultados mais conservativos pelo que, para o estudo das diferentes localidades, optou-se pela utilização desta metodologia em detrimento da “*tension/compression design*”.

Tabela 5.5. Nº de estrelas de contraventamento para as diferentes localidades que possuem *data centres*

Localidade	Zona sísmica		Força sísmica para um contraventamento (kN)		Nº de estrelas de contraventamento que conduzem à segurança para uma área de RAF
	A.s.1	A.s.2	A.s.1	A.s.2	
Covilhã	1.6	2.4	6.24	14.93	4
Lisboa	1.3	2.3	12.91	11.15	8
Porto	1.6	2.5	8.32	14.48	3
Leiria	1.5	2.4	10.69	14.93	4
Évora	1.4	2.4	14.25	11.95	5

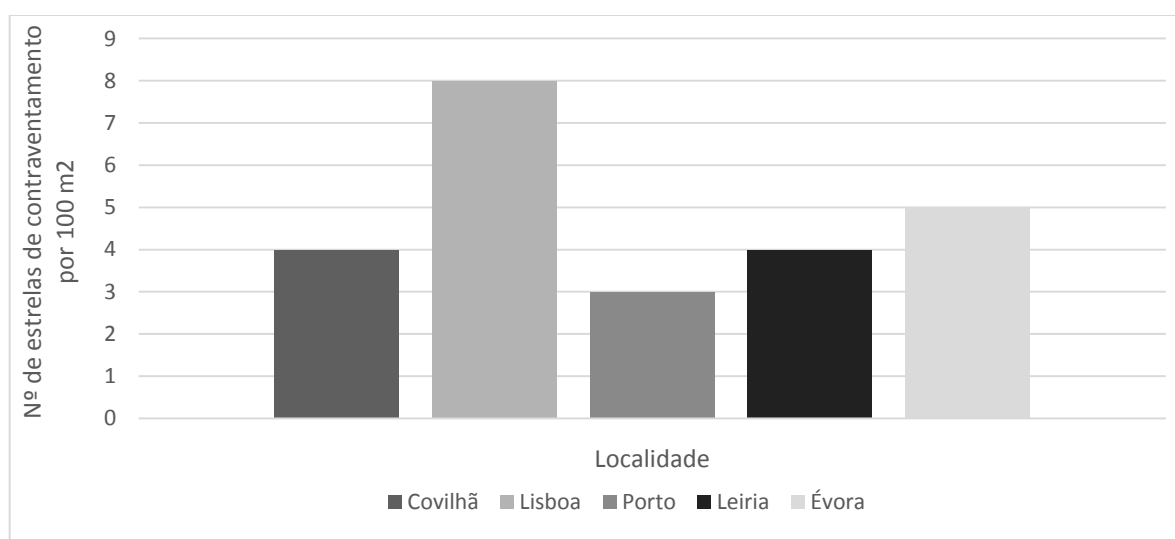


Fig.5.8. – Número de estrelas de contraventamento por localidade

As regiões da Maia, de Ermesinde e Matosinhos, que também possuem *data centres*, têm o mesmo zonamento sísmico que o Porto e ainda as regiões de Carnaxide e Barreiro, que possuem *data centres*, têm o mesmo zonamento sísmico que Lisboa.

Por análise da Figura 5.8 conclui-se que a zona de Lisboa é a mais condicionante, caso que foi apresentado em detalhe anteriormente. É interessante também perceber qual a influência do tipo de terreno e da zona sísmica no dimensionamento de um sistema de chão falso para um edifício de *data centre*. Foram então obtidos os valores, em números de estrelas de contraventamentos segundo a abordagem “tension only design”, para cada zona sísmica e para cada tipo de terreno, bem como a aceleração espectral a que estes são capazes de resistir e a força sísmica a que cada contraventamento está sujeito. Esses valores são apresentados nas Tabelas 5.6. e 5.7.

Tabela 5.6. Nº de estrelas de contraventamento para cada tipo de terreno para cada zona sísmica devido à ação sísmica do tipo 1

Zona sísmica	Tipo de terreno	Sd(m/s ²)	Força sísmica em cada contraventamento (kN)	Nº de estrelas de contraventamento por 100 m ²
1.1	A	5.92	14.62	11
	B	7.62	14.78	14
	C	8.81	14.95	16
	D	10.59	14.38	20
	E	9.71	14.64	18
1.2	A	4.94	14.91	9
	B	6.28	14.22	12
	C	7.23	14.02	14
	D	8.81	14.95	16
	E	8.03	14.53	15
1.3	A	3.80	12.91	8
	B	5.00	15.09	9
	C	5.68	14.03	11
	D	6.87	14.35	13
	E	6.28	14.22	12
1.4	A	2.63	14.25	5
	B	3.53	13.69	7
	C	4.06	13.77	8
	D	4.94	14.91	9
			4.45	13.42

1.5	A	1.58	14.25	3
	B	2.13	14.43	4
	C	2.52	13.68	5
	D	3.15	14.25	6
	E	2.84	12.83	6
1.6	A	0.92	12.47	2
	B	1.24	11.23	3
	C	1.47	13.30	3
	D	1.84	12.47	4
	E	1.65	14.97	3

Tabela 5.7. Nº de estrelas de contraventamento para cada tipo de terreno para cada zona sísmica devido à ação sísmica do tipo 2

Zona sísmica	Tipo de terreno	Sd(m/s ²)	Força sísmica em cada contraventamento (kN)	Nº de estrelas de contraventamento por 100 m ²
2.1	A	4.71	14.20	9
	B	6.09	15.03	11
	C	6.98	14.58	13
	D	8.39	14.24	16
	E	7.74	15.02	14
2.2	A	3.86	13.11	8
	B	4.97	13.49	10
	C	5.77	14.25	11
	D	6.98	14.58	13
	E	6.38	14.44	12
2.3	A	3.39	13.13	7
	B	4.43	15.05	8
	C	5.01	13.59	10
	D	6.03	13.64	12
	E	5.52	13.63	11

2.4	A	2.20	14.93	4
	B	2.97	13.44	6
	C	3.51	13.60	7
	D	4.25	14.43	8
	E	3.83	12.98	8
2.5	A	1.60	14.48	3
	B	2.16	14.66	4
	C	2.56	13.90	5
	D	3.20	14.48	6
	E	2.88	13.03	6

As tabelas acima apresentadas podem servir de guia para o dimensionamento do número de contraventamentos a utilizar em sistemas de chão falso, no entanto não devem ser utilizadas sem o cálculo de soluções para sistemas específicos diferentes do que foi aqui estudado/apresentado.

5.6. MÉTODO EXPEDITO DE DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE SISTEMAS DE CHÃO FALSO

Para utilizadores que desconheçam, ou tenham dificuldade na identificação das zonas sísmicas, apresentam-se nas figuras 5.9 a 5.11 os mapas com a indicação do número de estrelas de contraventamento a utilizar dependendo do concelho que se pretende analisar/avaliar. No caso de existirem dúvidas quanto ao número exato de estrelas de contraventamento que conduzem à segurança devem ser consultadas as tabelas anteriores e/ou utilizar a ferramenta de cálculo expedito apresentada a seguir.

No âmbito desta dissertação foi também desenvolvida uma ferramenta de cálculo para determinação do número de contraventamentos tendo em conta as propriedades do chão falso, dos equipamentos que este tem de suportar e ainda da localização do edifício. É de referir que esta ferramenta de cálculo utiliza a metodologia de cálculo “*tension only design*”. Na figura 5.12 é possível visualizar essa mesma ferramenta sendo que esta é disponibilizada conjuntamente com este trabalho.

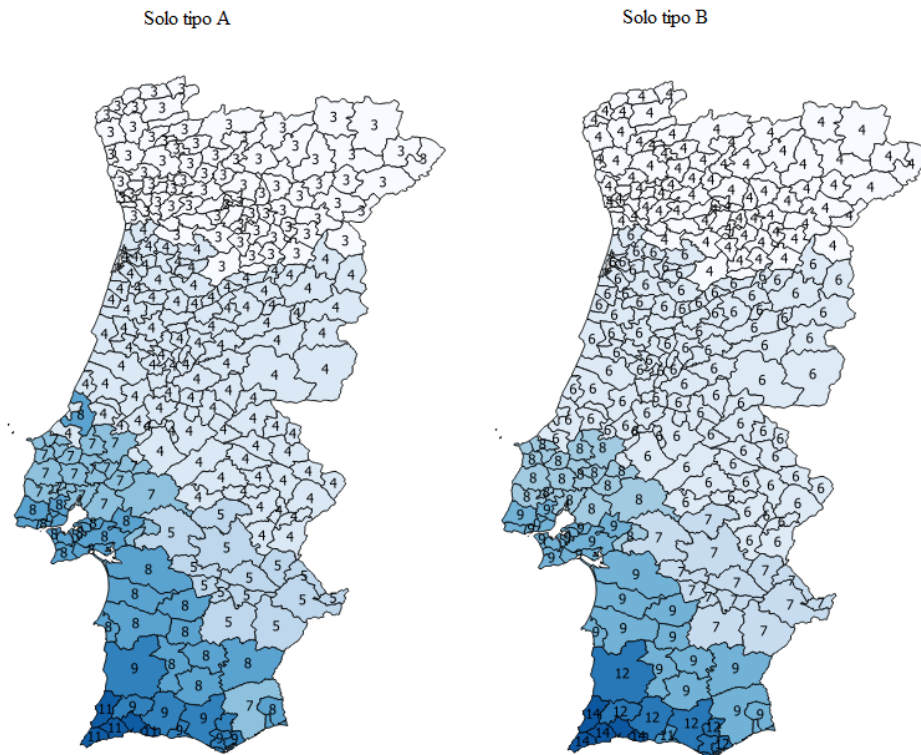


Fig.5.9. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal continental para solos do tipo A e B

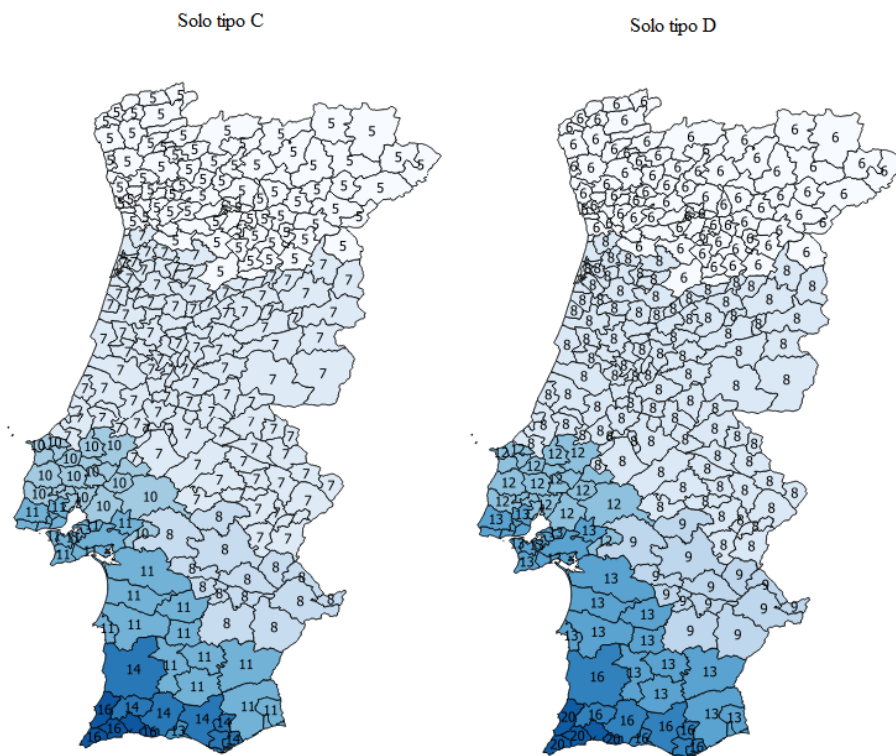


Fig.5.10. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal continental para solos do tipo C e D

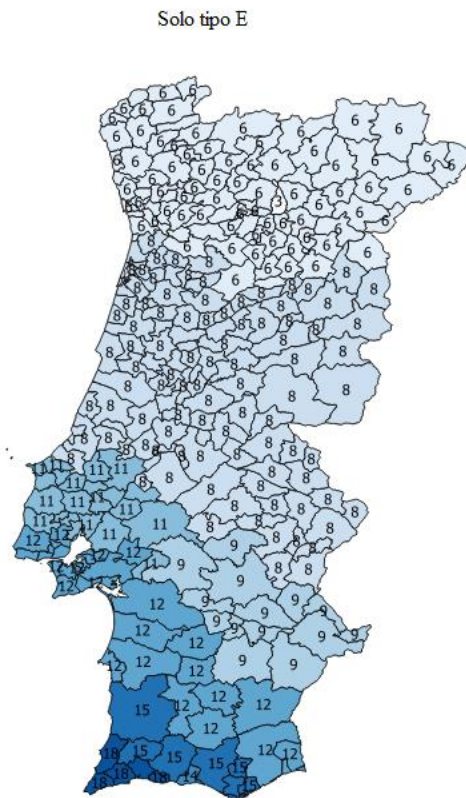


Fig.5.11. – Número de estrelas de contraventamento por concelho de Portugal continental para solos do tipo E

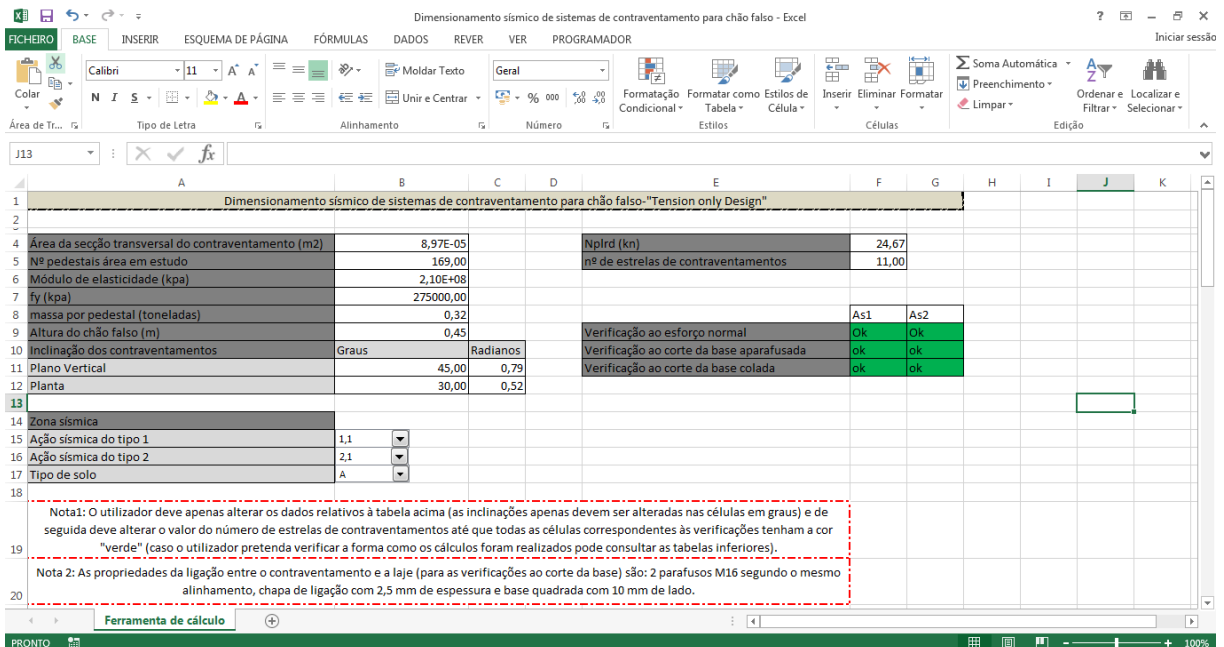


Fig.5.12. – Ferramenta para o dimensionamento sísmico expedito de contraventamentos para sistemas de chão falso

5.7. RECOMENDAÇÕES PARA BOM DESEMPENHO SÍSMICO DOS SISTEMAS DE CHÃO FALSO

Após o estudo de diversas soluções de chão falso e da identificação das principais características, vantagens e desvantagens de cada uma apresentam-se de seguida algumas regras e disposições orientadoras que devem ser implementadas uma vez que tornam os sistemas de chão falso menos frágeis e, por isso, mais seguros no caso da ocorrência de eventos sísmicos e também oferecem uma outra robustez no que toca à sua utilização regular.

- A base dos pedestais e contraventamentos deve ser fixa à laje, preferencialmente através de parafusos (fixação mecânica). Isto porque as forças laterais não devem ser transferidas através de fricção, o que acontece se forem utilizadas resinas/epoxy como forma de fixar os pedestais e se o pedestal se encontrar apenas pousado na laje;
- Evitar sistemas que não utilizem calhas;
- As calhas devem ser dimensionadas para resistirem a cargas axiais e devem estar fixas aos pedestais;
- Devem ser utilizados contraventamentos para diminuir a deformada dos elementos e aumentar a resistência às cargas laterais;
- Todos os painéis com equipamento que esteja diretamente ligado a este e que possa transmitir tensões tangenciais devem ser aparafusados à cabeça dos pedestais [21].

5.8. ANCORAGEM E LIGAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

Em *data centres* é bastante comum a utilização de mecanismos de fixação dos equipamentos diretamente à laje ou ao chão falso em si. Estes mecanismos são implementados com o objetivo de impedir que os equipamentos tombem, diminuindo o risco para a vida dos utilizadores do edifício e o dano do equipamento em si.

A maioria destes mecanismos são aplicados na base dos equipamentos e são de três tipos [28]:

- Método de ligação rígida do equipamento ao sistema de suporte;
- Ligação flexível do equipamento ao sistema de suporte;
- Isolamento do equipamento na base.

De seguida apresenta-se uma explicação dos conceitos de ligação acima mencionados e soluções concretas para cada um dos mesmos.

5.8.1. MÉTODO DE LIGAÇÃO RÍGIDA DO EQUIPAMENTO AO SISTEMA DE SUPORTE

Este método de ancoragem recebe a designação de rígido uma vez que a sua utilização tem como objetivo “solidarizar” o equipamento com a estrutura de suporte, isto é, a resposta que a estrutura de suporte tem perante uma determinada carga horizontal é a mesma que a do equipamento. Este é o método mais utilizado por ser, de todos, o que apresenta menores custos e uma maior facilidade na sua aplicação. Existem portanto inúmeras soluções sendo que de seguida são apresentadas algumas delas [21, 28].

Parafusos de ancoragem verticais: Consistem numa ligação básica do equipamento à laje ou ao chão falso através de parafusos.



Fig.5.13. – Fixação dos equipamentos através de parafusos verticais [21]

Parafusos de esticamento: Consiste na ligação do equipamento à laje através de parafusos que resistem apenas a esforços tração e cujo “estado de tensão” inicial pode ser ajustado.



Fig.5.14. – Fixação através de parafusos de esticamento [21]

Estrutura de topo: este tipo de solução é pouco comum e a sua utilização resume-se apenas a casos em que é impossível fixar os equipamentos à laje. Esta solução, que usualmente é rígida, pode conter “amortecedores” por forma a diminuir a intensidades das ações transmitidas para os equipamentos.



Fig.5.15. – Fixação dos equipamentos através de uma estrutura auxiliar [21]

Este tipo de soluções “rígidas” são na grande maioria das vezes desnecessárias, como se demonstra posteriormente. Podendo ser prejudiciais para os equipamentos em si uma vez que existe uma tendência para que, no caso de eventos sísmicos, se produza choque e ressonância. Este fenômeno são bastante prejudiciais para os servidores, principalmente quando se combina este tipo de ligação com sistemas de chão falso que apresentam uma estabilidade lateral muito baixa [28].

Desta forma, este tipo de sistemas são fortemente desaconselhados, já que podem amplificar o efeito da ação sísmica e os danos aos equipamentos. Na realidade, a sua utilização não é essencial para a segurança dos equipamentos e dos utilizadores dos edifícios. De seguida, é apresentado um cálculo simples onde se demonstra que a não utilização de qualquer sistema de ligação e/ou fixação não é condicionante no que toca a efeitos de deslize e toppling dos equipamentos.

5.8.1.1. Derrube

Considerou-se um armário de servidor com um peso próprio de 14.25 kN, em utilização em vários *data centres*, com as seguintes dimensões: 1.3 m de profundidade por 0.8 m de largura por 2.5 m de altura. Para um equipamento genérico, sem qualquer tipo de fixação verifica-se que o efeito de derrubamento ocorre se a seguinte condição for cumprida:

$$F_{sísmica} * \frac{h}{2} \geq P * \frac{b}{2}; \quad (5.25)$$

Onde *b* corresponde à profundidade do equipamento. Na direção longitudinal os servidores estão colocados lado a lado e normalmente são conectados entre si por parafusos pelo que o derrube dos mesmos nunca deverá ocorrer nessa direção.

Para o servidor em questão e para que ocorra derrube na direção transversal vem:

$$F_{sísmica} \geq \frac{14.25 * \frac{1.3}{2}}{\frac{2.5}{2}};$$

$$F_{sísmica} \geq 7.41 \text{ KN};$$

E sabe-se:

$$F_{sísmica} = m * S_d; \quad (5.12)$$

Então a aceleração, sentida na base do equipamento, que provoca o derrube do mesmo é:

$$S_d = \frac{F_{sísmica}}{m} = \frac{7410}{\frac{14250}{9.81}} = 5.1 \text{ m/s}^2;$$

5.8.1.2. Deslizamento

Relativamente ao escorregamento a força sísmica que o provoca é:

$$F_{sísmica} = F_{ae \text{ máx}} = \mu_e * P = 0.74 * 14.25 = 10.5 \text{ KN};$$

Considerou-se um coeficiente de atrito estático de $\mu_e=0.74$ que corresponde ao contacto de aço com aço, isto porque se verifica que praticamente a totalidade os painéis amovíveis são metálicos.

A aceleração sísmica que provoca o deslizamento é então:

$$S_d = \frac{10500}{\frac{14250}{9.81}} = 7.2 \text{ m/s}^2;$$

Ora, para os valores da aceleração que provocam o derrube ($S_d = 5.1 \text{ m/s}^2$) e deslizamento ($S_d = 7.2 \text{ m/s}^2$), é possível verificar que o colapso da grande maioria dos sistemas de chão falso já ocorreu (ver Tabelas 5.6 e 5.7 onde estão indicados os valores máximos da aceleração de cálculo em cada zona sísmica que cada chão falso suporta). Assim, comprova-se que a utilização de métodos de fixação “rígidos” que não atenuam os efeitos das ações transmitidas aos equipamentos não devem ser utilizados. Uma vez que não são necessários para prevenir os efeitos de derrube nem de deslizamento podendo ter um efeito adverso para os equipamentos. Através deste cálculo simples é também possível validar a consideração tomada, na análise sísmica dos sistemas de chão falso, acima desenvolvida, que consiste na assunção de que a massa e o chão falso se moviam como um só. Caso ocorressem efeitos de derrubamento ou deslizamento para níveis de aceleração que não provocassem o colapso do chão falso esse pressuposto não seria válido.

5.8.2. LIGAÇÃO FLEXÍVEL DO EQUIPAMENTO AO SISTEMA DE SUPORTE

Este tipo de fixação difere da referida no ponto anterior apenas na medida em que os métodos de fixação rígidos são utilizados com a adição de molas e amortecedores por forma a reduzir o impacto da resposta da estrutura nos equipamentos. Assim existem soluções com parafusos em que é adicionada uma mola (Belleville washer) e existem também soluções de topo em que são adicionados amortecedores/molas à estrutura secundária (como referido anteriormente) [28].

5.8.3. ISOLAMENTO DO EQUIPAMENTO NA BASE

Este tipo de solução não é um método de fixação em si uma vez que na prática os equipamentos não estão fixos. A utilização de isolamento de base, à semelhança dos sistemas antissísmicos que são utilizados para edifícios, tem como objetivo isolar os equipamentos do resto da estrutura para que a resposta estrutural não tenha qualquer impacto nos equipamentos. Impedindo assim que estes sofram derrube e dano.

Conclui-se então que os sistemas de fixação apenas devem ser utilizados se trouxerem benefícios para os equipamentos. Isto é, devem ser utilizados sistemas de ligação flexível do equipamento ao sistema de suporte e isoladores de base em detrimento das ligações rígidas que podem até contribuir negativamente para a danificação dos equipamentos.



Fig.5.16. – Equipamentos de *data centre* colocados sob isoladores de base [21]

5.9. DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITE

Nos capítulos anteriores procedeu-se à recolha e organização da informação relativamente às estruturas de *data centres*, às suas características e requisitos estruturais adicionais. Neste preciso capítulo, foi também estudado o comportamento sísmico de um sistema de chão falso tendo-se identificado várias condicionantes relativamente ao desempenho estrutural do edifício e ao desempenho dos sistemas auxiliares e componentes que existam no seu interior, mais concretamente do chão falso, e ainda relativamente aos equipamentos na forma como estão organizados e dispostos geometricamente.

Seguidamente, e como forma de preparação do capítulo seguinte, apresentam-se os estados limites que representam os requisitos e exigências que têm necessariamente de ser cumpridos para que o desempenho sísmico do *data centre* na sua totalidade possa ser classificado positivamente. Estes são apresentados discretamente sob a forma de gráficos, estando sempre acompanhados de explicação sobre a forma como foram obtidos e como devem ser utilizados. As representações gráficas destes estados limites podem ser utilizadas e consultadas para um sistema qualquer desde que devidamente ajustadas conforme explicitado para cada um dos estados limites.

5.9.1. ESTADOS LIMITE ESTRUTURAIS

No Capítulo 3 foram identificadas as características estruturais da generalidade dos *data centres* tendo sido obtidos valores que limitam o desempenho da estrutura para que esta possa apresentar uma boa resposta mesmo em situações e casos de carga excecionais. Estes valores limitativos diferem dos existentes e definidos em normas europeias e nacionais para estruturas mais comuns e regulares devido ao nível de importância dos *data centres* sendo que são também uma forma de salvaguardar os serviços prestados por estas infraestruturas e assim proteger os equipamentos e componentes que representam um elevado valor económico.

Assim, identificaram-se essencialmente os seguintes requisitos/recomendações para diferentes parâmetros que a estrutura deve cumprir em estado limite de serviço, que estão em concordância com os identificados no Capítulo 3:

- Assentamentos uniformes e diferenciais devem ser menores do que: 12.7 mm [21];
- A deformada máxima horizontal e vertical não deve ultrapassar o menor dos seguintes valores: $(L/360)$ ou 12.7 mm [21];
- Deve ser garantido que a estrutura apresente elevada ductilidade;
- A estrutura deve ser capaz de suportar acelerações horizontais até 1g [19].

No que toca aos requisitos estruturais em estado limite de colapso consideram-se como mais relevantes os seguintes:

- Os deslocamentos relativos máximos entre pisos não devem ultrapassar 3.3% da altura do piso [20];
- Os deslocamentos relativos residuais máximos não devem ultrapassar 1%, também como critério de conforto de utilização [w6];

5.9.2. ESTADOS LIMITE NÃO-ESTRUTURAIIS

O cumprimento das regras e orientações definidas anteriormente, não obstante a sua importância, não é suficiente para garantir o bom funcionamento de um *data centre*. Como referido, para além de componentes não estruturais que estejam acoplados à estrutura, é necessário considerar as estruturas secundárias que estão instaladas no interior do *data centre*, onde assume uma importância fulcral o chão falso, e ainda a disposição dos equipamentos e suas características geométricas. Foram identificados os seguintes estados limites para cada um dos seguintes sistemas:

- Componentes não estruturais:
 - As acelerações máximas não devem ultrapassar 1.6g para impedir que elementos não estruturais como revestimentos sejam totalmente destruídos [20];
 - A resposta estrutural não deve conduzir a que os equipamentos sintam acelerações superiores a 0.4g [23].
- Chão falso:
 - Verificação à encurvadura dos elementos comprimidos (contraventamentos);
 - Verificação ao corte da ligação entre chão falso e laje.
- Equipamentos:
 - Verificação da condição de não ocorrência de derrube (*toppling*);
 - Verificação da não ocorrência de deslizamento.

5.9.2.1. Verificação à encurvadura dos elementos comprimidos (contraventamentos) e ao corte da ligação laje-chão falso

Nos subcapítulos anteriores foi efetuado o estudo sísmico de uma sala com 100 m² de um *data centre*, com um chão falso sujeito a uma carga $q=4.9$ kN/m², cujo objetivo passou por determinar para esse sistema em concreto qual o número de “estrelas de contraventamento” que asseguravam a segurança e a condição de não colapso do chão falso. No seguimento deste estudo procurou-se desenvolver uma ferramenta generalista para o dimensionamento expedito do número de “estrelas de contraventamento”, Figura 5.17, em função da massa do sistema e da aceleração imposta. As únicas condicionantes, para a utilização deste método expedito de dimensionamento, são as de se utilizarem perfis transversais com as mesmas características dos perfis estudados anteriormente, ou seja, os perfis são de aço S275 com

um diâmetro de 25 mm, uma espessura de 1.5mm para os pedestais e 1.2 mm para os contraventamentos e que os contraventamentos fazem um ângulo de 45° no plano vertical e 30° em planta com a horizontal.

Para a obtenção do número de contraventamentos foi novamente utilizada a abordagem “*Tension only design*” onde a resistência dos elementos ao esforço normal é:

$$N_{pl,rd} = 30.45 \text{ KN}$$

O valor para o qual ocorre a rotura da ligação aparafusada, cujo cálculo foi também apresentado anteriormente é:

$$F_{corte} = 60.3 \text{ KN}$$

Nesta mesma figura não estão representadas as ligações aparafusadas nem as ligações coladas uma vez que tendo em conta o referido no subcapítulo 5.4. e das Tabelas 5.6. e 5.7. e ainda da criação da ferramenta de dimensionamento sísmico de sistemas de chão falso se verificou que o modo de rotura condicionante era sempre a verificação à plastificação dos elementos.

A Figura 5.17 apresenta, de forma gráfica, o número de “estrelas de contraventamento” que é necessário instalar por 100 m², de área, para sistemas com diferentes massas em cada pedestal (m= {0.2;0.4;0.6;0.8} toneladas), para resistir à aceleração definida regulamentarmente como $a_g \cdot S$, onde a_g depende da zona sísmica e do coeficiente de importância da estrutura e S depende do tipo de terreno.

Foi incluído nesse mesmo gráfico um coeficiente que representa a quantidade de “estrelas de contraventamento” por metro quadrado sendo este de mais fácil utilização para divisões com dimensões mais variadas. Este coeficiente, bem como o número de estrelas de contraventamento a utilizar por 100 m² de área, foram obtidos para vários valores de massa, sendo que estes valores de massa correspondem a cargas uniformemente distribuídas de 2.95 kN/m² até ao máximo de 12 kN/m², que são os valores que se prevê como limites mínimo e máximo em edifícios de *data centre*.

Para valores de massa por pedestal diferentes dos apresentados no gráfico deve ser feita uma interpolação entre curvas, sendo sempre necessário proceder a um arredondamento superior para que a segurança possa estar sempre garantida. Para estas situações de valores de massa por pedestal diferentes dos representados aconselha-se a utilização da ferramenta de dimensionamento sísmico do sistema de chão falso apresentado no subcapítulo 5.7.

O gráfico da Figura 5.17 pode ser utilizado para o dimensionamento de sistemas de chão falso ou pode ser utilizado para a verificação da segurança de sistemas já em utilização. Neste último caso o gráfico pode ser interpretado da seguinte forma: se o sistema se situar num local superior à linha que se pode traçar pelo alinhamento dos pontos (que corresponde à verificação à plastificação dos elementos) então o sistema está em segurança, se este estiver num ponto em cima desses mesmos pontos então este está no limite da segurança e por último caso o sistema em análise se encontre nalgum ponto abaixo dessa mesma linha considera-se que este não apresenta segurança à ação sísmica regulamentar de projeto.

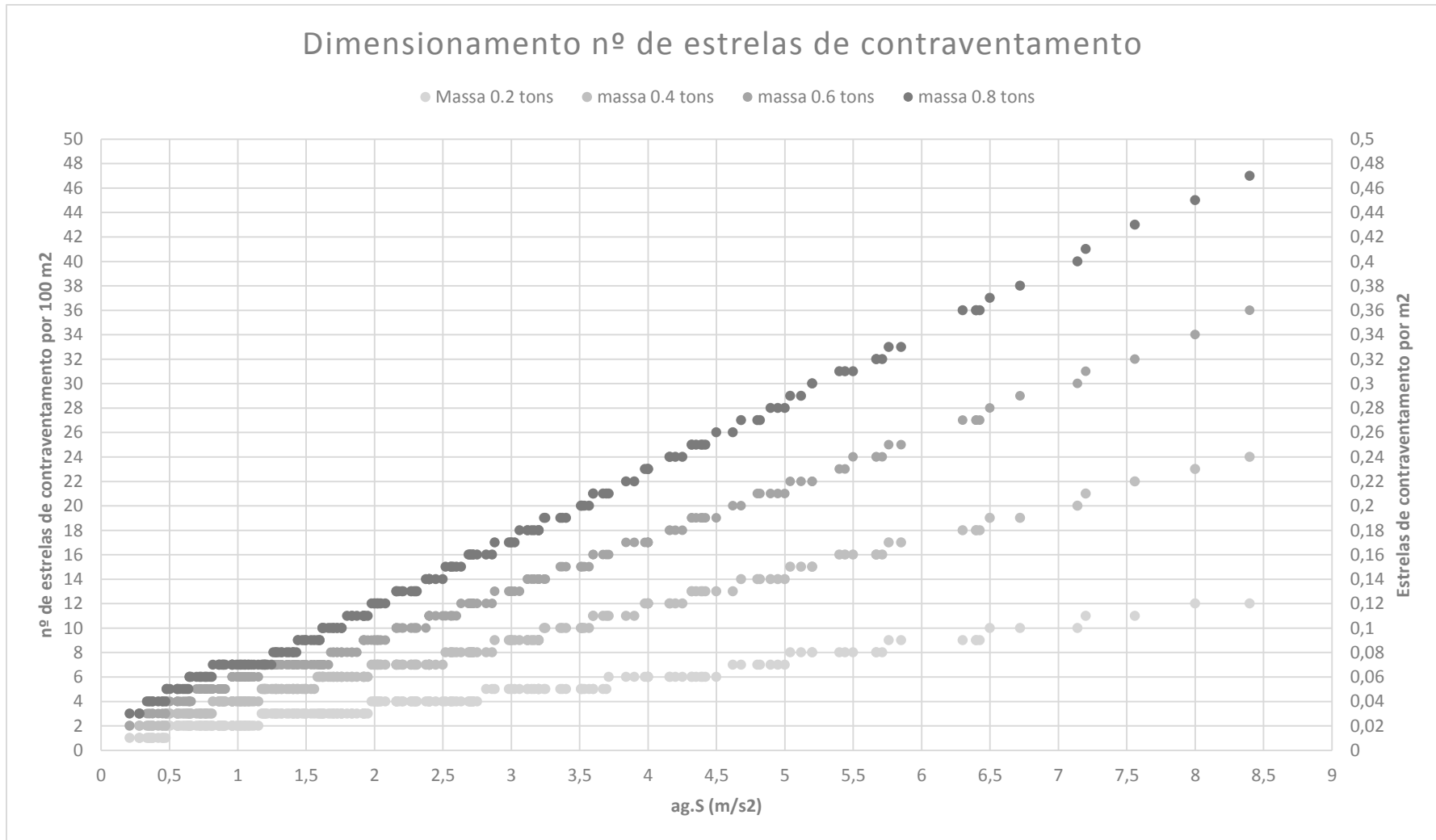


Fig.5.17. – Quantidade de estrelas de contraventamento, Y, necessárias para resistir a uma aceleração de projeto definida por $ag \cdot S$, X

5.9.2.2. Verificação da não ocorrência de derrube e deslizamento dos equipamentos

Foram identificados dois modos de rotura principais: o derrube, que está associado à geometria e localização da massa nos equipamentos; e o deslizamento, que se deve essencialmente às características dos materiais da ligação à base.

De seguida explicitam-se as condições que levam, respetivamente, à ocorrência do derrube e do deslizamento dos equipamentos, tomando como referência um equipamento constituído por um armário de servidor. No entanto estas verificações são igualmente válidas para qualquer tipo de equipamento que esteja instalado no *data centre*:

A força sísmica necessária para provocar o derrube, tal como demonstrado anteriormente é:

$$F_{sis} \geq \frac{P*b}{yg}; \quad (6.1)$$

Onde P representa o peso do armário, yg representa a posição do centro de gravidade do armário do servidor e b representa a dimensão da base do servidor segundo a qual se prevê a ocorrência do derrube. Dado que a aceleração sísmica corresponde à razão entre a força sísmica e a massa do equipamento, obtém-se:

$$S_d = \frac{F_{sism}}{m} = \frac{\frac{P*b}{2*yg}}{\frac{P}{g}} = \frac{g*b}{2*yg}; \quad (6.2)$$

A aceleração a partir da qual ocorre derrubamento do equipamento é:

$$S_d \geq \frac{g*b}{2*yg}; \quad (6.3)$$

Conclui-se deste modo que a única variável que afeta este efeito é o rácio entre a dimensão da base do equipamento e a localização do centro de gravidade. Assim, o gráfico da Figura 5.18 pode ser utilizado para verificar a segurança e também dimensionar os equipamentos e as suas dimensões geométricas para garantir a segurança na ocorrência de fenómenos sísmicos. A zona do gráfico que representa uma situação de segurança relativamente ao derrube corresponde à região dos pontos que estão na região inferior à linha representada.

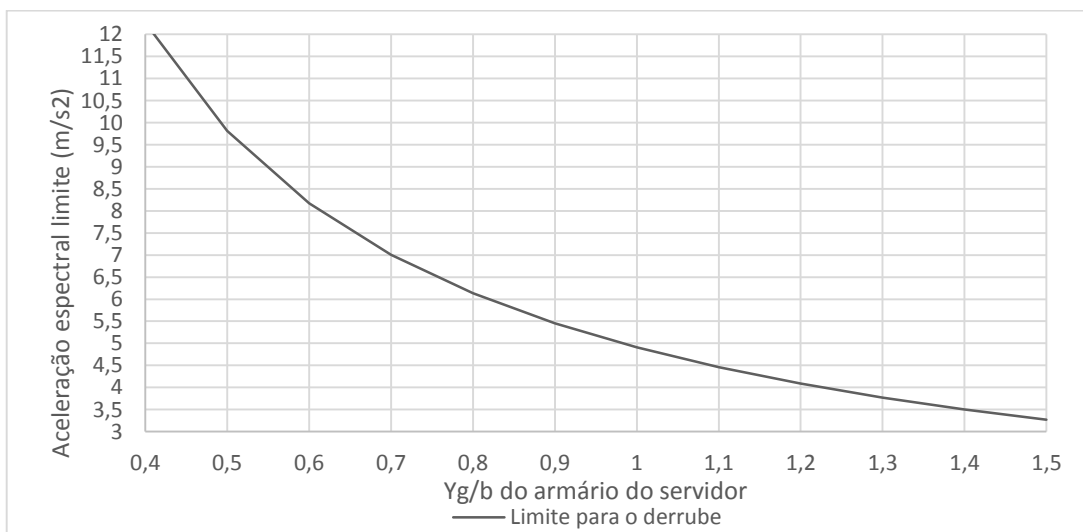


Fig.5.18. – Relação entre aceleração espectral limite e a relação Yg/b do armário do equipamento para que não ocorra derrube

No que se refere à ocorrência de deslizamento, sabe-se que a força sísmica deve cumprir a seguinte condição:

$$F_{sism} = \mu_e * P; \quad (5.24)$$

$$S_d = \frac{\mu_e * P}{g} = \mu_e * g; \quad (6.4)$$

Novamente poderá ser utilizado o gráfico da Figura 5.19 como forma de verificação da segurança dos equipamentos ao deslizamento, sendo que neste caso esta condição é apenas função coeficiente de atrito estático. É de notar que, normalmente, o contacto entre a base dos equipamentos e o chão falso é efetuado através de borracha (dos pés do equipamentos) e aço dos painéis do chão falso. Para esta representação gráfica a segurança encontra-se para baixo da linha representada enquanto que as situações acima da linha representada revelam insegurança do sistema relativamente a eventos sísmicos.

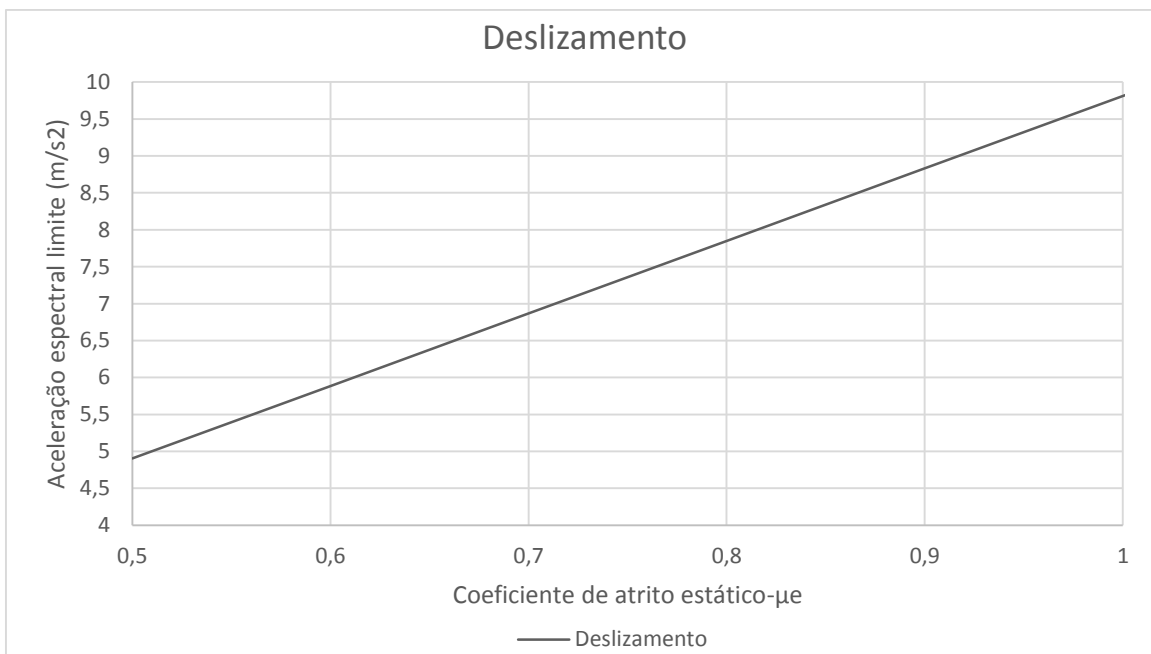


Fig.5.19. – Relação entre a aceleração espectral limite e o coeficiente de atrito estático para que não ocorra deslizamento do equipamento

No caso de se verificar o não cumprimento de uma destas condições, deslizamento e/ou derrube dos equipamentos deverá utilizar-se uma das técnicas de fixação de equipamentos apresentadas no subcapítulo 5.8.

5.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foi efetuado um estudo sequencial de um sistema de chão falso específico. Inicialmente com o objetivo de definir as suas capacidades resistentes e de dimensionar o número de contraventamentos para a ação sísmica de projeto. Feito esse mesmo dimensionamento sísmico foram

estudados os efeitos de derrube e deslizamento, que dependem do comportamento do sistema de chão falso, com o objetivo de estabelecer valores limite em termos de acelerações.

Posteriormente, e como forma de preparar/introduzir o capítulo seguinte, foram definidos os estados limite para cada um dos principais modos de rotura. Estes estados limite (exceto o referente ao número de estrelas de contraventamento) podem ser utilizados para um qualquer sistema genérico.

6

**ANÁLISE SÍSMICA E AVALIAÇÃO
RISCO SÍSMICO****6.1. ANÁLISES DA RESPOSTA SÍSMICA**

Para a análise sísmica de uma estrutura tipo de um edifício de *data centre* foi utilizado o programa *OpenSees*, *Open System for Earthquake Engineering Simulation* que é uma ferramenta informática de livre acesso que permite ao utilizador simular a resposta de sistemas de estruturas sujeitas a ações dinâmicas [w23]. Para o caso em estudo foram efetuadas análises não lineares dinâmicas para as quais os elementos apresentam não linearidade geométrica e material que se traduz na variação das suas propriedades quer em termos de geometria quer em termos de resistência à medida que o carregamento a que estão sujeitos vai aumentando.

Aa análises dinâmicas são reconhecidas como a forma mais avançada de avaliação numérica do comportamento sísmico das estruturas. Estas permitem, sucintamente, avaliar a evolução no tempo de um qualquer parâmetro de resposta (deslocamentos, acelerações, etc.) e em qualquer ponto da estrutura. Estes valores podem ser obtidos de forma numérica através de métodos de integração, cujos algoritmos se encontram implementados no programa de análise utilizado (*OpenSees*).

Sabe-se que, em função das características dos sismos a solicitação horizontal imposta às estruturas poderá conduzir a deformações elevadas e que, em estruturas com alguma ductilidade, a capacidade de resposta estrutural existe para além do regime elástico dos materiais. Outro dos fatores para a realização de análises não lineares prende-se com o facto de que, devido à consideração do comportamento não linear dos materiais, a estrutura apresenta elevados deslocamentos, o que pode levar ao aparecimento de efeitos de segunda ordem [29]. Assim, o comportamento não linear material e geométrico da estrutura foi considerado nas análises sísmicas de um edifício de *data centre*.

Estas análises são transversais ao dimensionamento e análise da estrutura, sendo que, para este trabalho estas foram utilizadas para avaliar a capacidade resistente e o comportamento da estrutura quando sujeita a um determinado sinal sísmico e sequencialmente analisar se e quais dos estados limites definidos foram ultrapassados para a obtenção da curva de fragilidade do *data centre* [29].

6.2. POSSÍVEIS TIPOS DE MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Analisados e descritos os vários modos de rotura que condicionam a ocorrência ou não de dano é importante que seja estudada uma estrutura tipo de um *data centre* sujeita a estas condicionantes para que assim se perceba qual o grau de risco associado, determinando a função de fragilidade do *data centre*, para esta estrutura e consequentemente avaliar o dano instalado associado a cada nível de intensidade sísmica.

6.2.1. VERIFICAÇÃO DE EXISTÊNCIA DE INTERAÇÃO ENTRE O MODELO ESTRUTURAL E O CHÃO FALSO

A análise de um modelo estrutural de um *data centre* assume uma importância fulcral uma vez que o comportamento da estrutura tem uma grande influência nas acelerações que são sentidas pelos equipamentos e estruturas auxiliares que estão no seu interior. No Capítulo 5 foi analisado e dimensionado um chão falso sujeito à ação sísmica, situado no piso térreo de um edifício, ou seja, sem que ocorram quaisquer efeitos de amplificação sísmica por parte da estrutura, situação que ocorre quando o chão falso e os equipamentos se situam em pisos superiores. Como a maioria dos *data centres* em Portugal tem mais do que um piso, é essencial perceber quais as implicações em termos de acelerações, sentidas em cada um dos pisos. Para que posteriormente possa ser feita uma avaliação do risco e dos danos previsíveis.

Antes da definição do modelo final é importante perceber se o sistema de chão falso influencia a resposta sísmica da estrutura e se é necessário incluir a modelação deste tipo de sistema no modelo final. Para estudar a existência ou não dessa interação foram estudados dois modelos simplificados:

6.2.1.1. Modelo sem sistema de chão falso

Assim e tendo em conta as características e o tipo de cargas identificadas para edifícios de *data centres* no Capítulo 3 considerar-se-á o seguinte modelo estrutural:

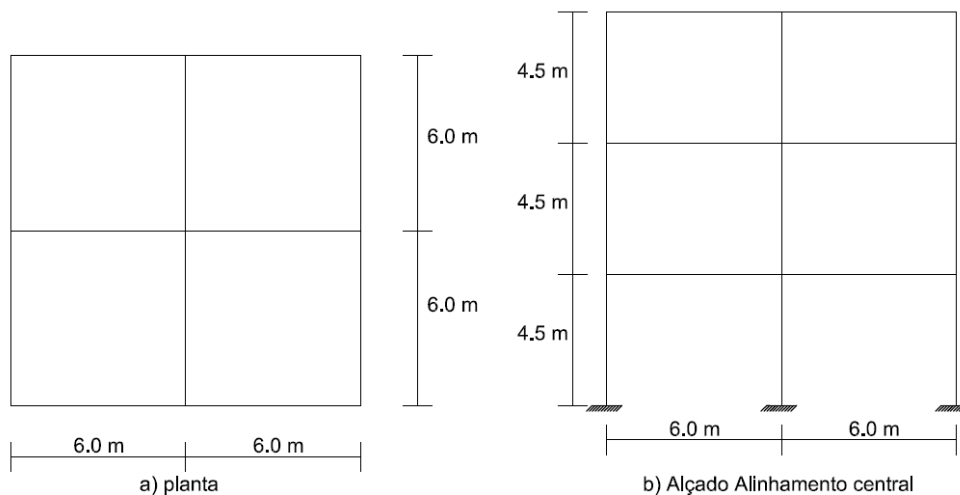


Fig.6.1. – Planta (a) e alçado (b) do modelo estrutural, para avaliação dos efeitos de interação, sem modelação do sistema de chão falso

A estrutura representada na Figura 6.1 é de betão armado, apresenta um pé direito de maiores dimensões do que as estruturas correntes por esta ser uma característica marcante deste tipo de edifícios e foi dimensionada segundo os requisitos do EC2. Optou-se por uma estrutura bastante regular quer em planta quer em altura para garantir que a geometria dos elementos estruturais não introduz efeitos que possam condicionar o mau desempenho sísmico global da estrutura.

Para as análises sísmicas que serão apresentadas posteriormente considerou-se apenas um modelo 2D de um dos alinhamentos centrais definidos na figura 6.1 a). Para este alinhamento central, definido na figura 6.1 b) os elementos estruturais apresentam as seguintes características em termos de secções transversais sendo que são todos constituídos por betão C25/30. É de referir que não foram considerados efeitos de não linearidade na modelação destas duas estruturas e como tal não existe uma degradação das capacidades resistentes com o tempo, no entanto considera-se que uma análise linear é suficiente para a avaliação da existência de interação:

- As vigas são iguais para todos os pisos: $0.3 \times 0.75 \text{ m}^2$;
- Os pilares centrais: $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$;
- Os pilares das laterais: $0.2 \times 0.2 \text{ m}^2$;

Ainda para este modelo foram colocadas as cargas nos elementos (vigas) e as massas em cada nó correspondentes a uma carga uniformemente distribuída de 4.92 kN/m^2 tal como calculado no subcapítulo 3.1.2.1. Assim para a rigidez e massa da estrutura foi obtido o seguinte período fundamental $T_1=0.73 \text{ s}$.

6.2.1.2. Modelo com sistema de chão falso

Tal como referido anteriormente, foi utilizado um outro modelo onde se inclui a modelação do chão falso em cada piso, para que se possa perceber qual a influência desta estrutura secundária na resposta da estrutura.

Considerou-se um sistema de chão falso cujas características geométricas são semelhantes às do sistema estudado no capítulo anterior e as características estruturais são concordantes com as de um chão falso que oferece segurança sísmica na zona de Lisboa (precisamente como foi indicado detalhadamente no capítulo 5).

Para a área de influência de cada viga do pórtico central o chão falso apresenta as seguintes características:

- 61 pedestais cada um suportando uma massa de 0.32 toneladas;
- 3 “estrelas de contraventamento” que conduzem a uma rigidez $K=93529 \text{ kN.m}$.

Os 61 pedestais e as 3 “estrelas de contraventamento” foram modeladas considerando um único sistema equivalente com as mesmas rigidez e massa, de modo a representarem adequadamente o chão falso na sua totalidade.

Este segundo modelo, mais refinado, apresenta o seguinte aspeto em termos de geometria, sendo que os elementos estruturais (vigas e colunas) têm as mesmas dimensões das do modelo simplificado:

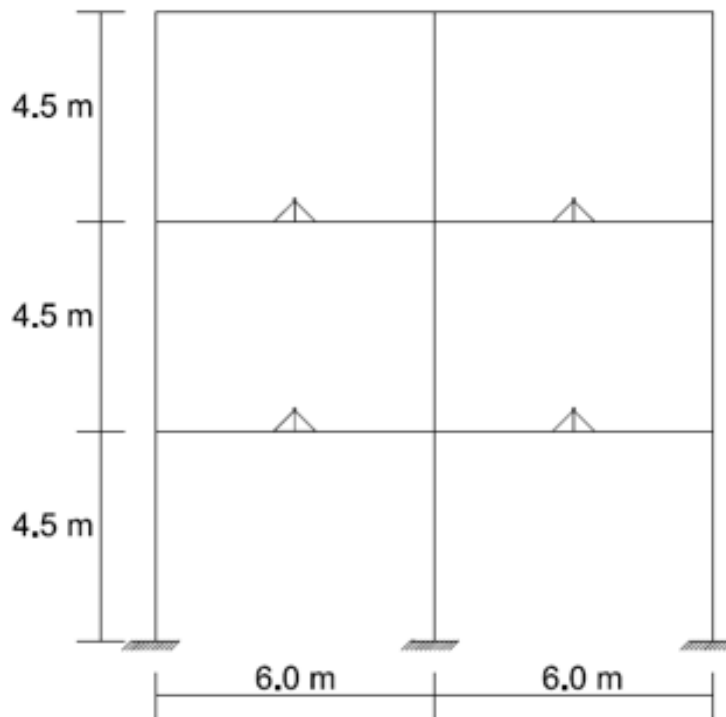


Fig.6.2. – Alçado do alinhamento central do modelo estrutural, para avaliação dos efeitos de interação, com modelação do sistema de chão falso

Para este modelo foi também feita a aplicação das massas correspondentes a uma carga distribuída de 4.92 kN/m^2 , sendo que estas foram aplicadas não nos nós da estrutura em si, mas sim no cimo de cada um dos “sistemas de chão falso equivalentes” considerados. O que leva a que esta estrutura tenha um período fundamental de $T_1=0.73\text{s}$.

6.2.2. COMPARAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIIS

É importante perceber qual dos dois modelos estudados representa a realidade de forma mais fiel e exata para que os resultados obtidos, que são já construídos sob vários fundamentos teóricos, possam ter o maior rigor possível. Assim, foram comparados os históricos de deslocamentos por piso de cada um dos modelos sujeitos ao mesmo sinal sísmico e avaliou-se a diferença de resultados. Concluindo-se posteriormente se existe ou não interação entre o chão falso e a estrutura e, conseqüentemente, se é possível utilizar o modelo simplificado, sem a inclusão de um sistema de chão falso, ou se é necessário utilizar um modelo mais sofisticado onde se inclui este sistema.

Para estas análises não foi utilizado nenhum sinal sísmico em específico que tentasse traduzir a realidade sísmica de uma localidade específica nem da estrutura utilizada, mas sim um sinal que permitisse apenas uma comparação efetiva do histórico de deslocamentos por piso. O Acelerograma utilizado é visível na Figura 6.3.

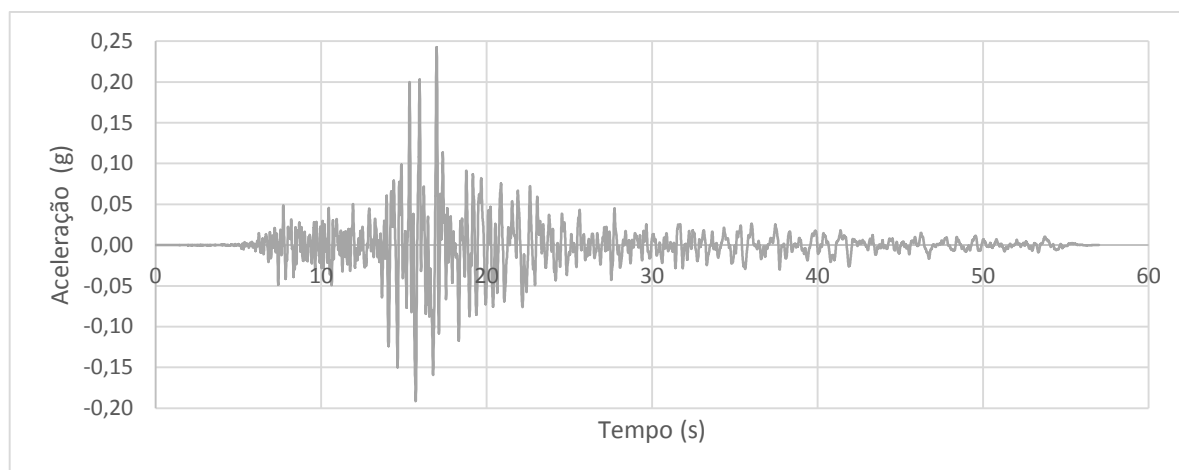


Fig.6.3. – Acelerograma utilizado para a avaliação da interação entre a estrutura e o chão falso

6.2.2.1. Histórico de deslocamentos

Tabela 6.1. Comparação de deslocamentos absolutos

Piso		Modelo com Sistema de chão falso	Modelo sem sistema de chão falso	Variação percentual
1	Máximo Deslocamento Positivo (cm)	2.14	2.16	0.98 %
	Máximo Deslocamento Negativo (cm)	-2.31	-2.32	0.44 %
2	Máximo Deslocamento Positivo (cm)	3.72	3.73	0.19 %
	Máximo Deslocamento Negativo (cm)	-3.89	-3.91	0.44 %
3	Máximo Deslocamento Positivo (cm)	3.87	3.88	0.13%
	Máximo Deslocamento Negativo (cm)	-4.02	-4.04	0.50 %

6.2.2.2. Drift entre pisos

Apresentam-se também os valores máximos do drift para cada uma das direções (valor negativo do eixo dos YY e valor positivo do eixo dos XX).

Tabela 6.2. Comparação de deslocamentos relativos

Drift (cm)	Modelo com sistema de chão falso		Modelo sem sistema de chão falso		Variação Percentual	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
Piso 1 e Piso 2	1.64	-1.65	1.63	-1.64	0.77 %	0.60 %
Piso 2 e Piso 3	0.14	-0.15	0.14	0.15	1.34 %	1.17 %

6.2.3. CONCLUSÃO QUANTO AO MODELO A ADOTAR

Interpretando os dados das Tabelas 6.1 e 6.2 pode-se desde já concluir que o nível de interação do sistema de chão falso com a resposta estrutural do edifício pode ser desprezada. As diferenças em termos de deslocamentos são praticamente inexistentes, quer quando comparados em cada intervalo de tempo quer quando se comparam os valores máximos obtidos, em termos totais e em termos de deslocamentos relativos (drift).

Apresenta-se de seguida a representação dos deslocamentos para o primeiro piso, pois é o que apresenta as maiores variações ao nível dos deslocamentos máximos, permitindo assim descrever graficamente a evolução dos deslocamentos ao longo do tempo de ambos os modelos. Analisando o gráfico da Figura 6.4 verifica-se que existe uma clara sobreposição da resposta de um e outro modelo contribuindo para a conclusão de que ambos os modelos apresentam respostas estruturais idênticas para o sismo considerado. Como tal, é possível recorrer a um modelo estrutural simplificado onde não é necessário incluir a modelação do chão falso sem que os resultados finais sejam afetados.

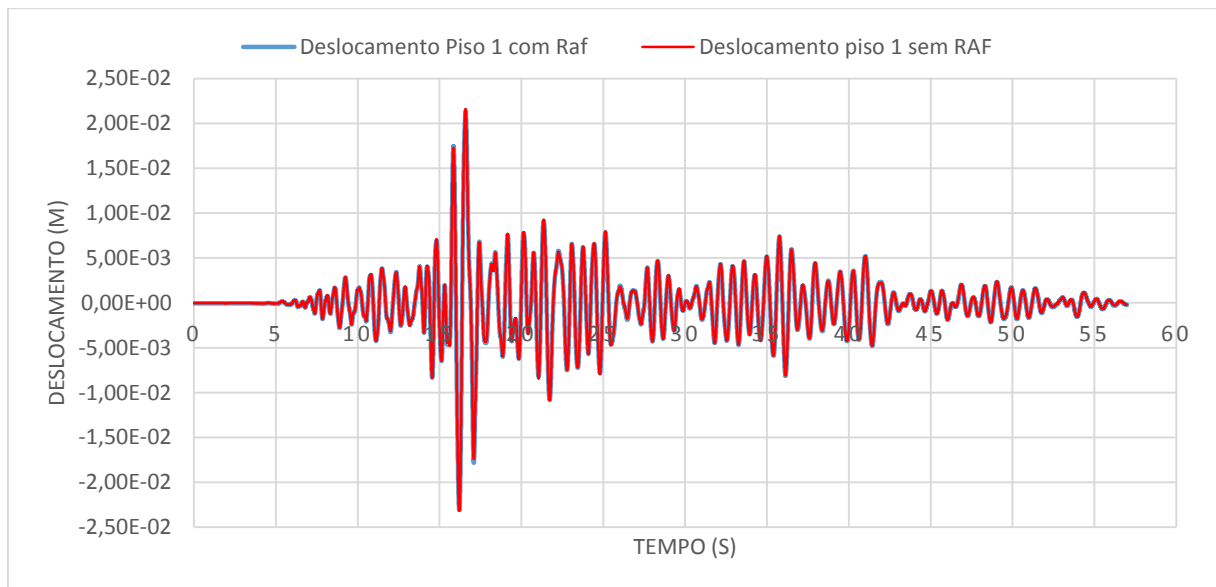


Fig.6.4. – Histórico de deslocamentos para o primeiro piso de um e outro modelo

6.2.4. MODELO ESTRUTURAL UTILIZADO PARA A DETERMINAÇÃO DA FRAGILIDADE DE UM DATA CENTRE

Para a determinação da função de fragilidade do *data centre* é necessário proceder à análise sísmica de uma estrutura que represente o *data centre*, e avaliar o desempenho estrutural segundo diferentes estados limite, para cada nível de intensidade da ação sísmica. Esta abordagem permitirá obter a probabilidade de excedência de cada um dos critérios de desempenho em função de uma medida de intensidade da ação sísmica. Para tal é necessário um conhecimento total da estrutura em análise para que possa ser efetuada uma modelação adequada.

A estrutura utilizada representa com bastante proximidade a realidade dos *data centres* em Portugal. Isto é, esta estrutura foi dimensionada para valores de carga inferiores aos que um *data centre* impõe e para a realização das análises com a inclusão do *data centre* não foi introduzida qualquer alteração com vista ao reforço estrutural do edifício original.

O edifício considerado, (Figura 6.5), apresenta uma estrutura porticada metálica, constituída por perfis metálicos em aço S275, tendo sido dimensionada apenas para cargas verticais. Esta consideração, que foge um pouco à regra dos *data centres* em Portugal, não é de grande relevância uma vez que se prevê que os estados limite condicionantes são os que influenciam diretamente os equipamentos e não os estados limite estruturais.

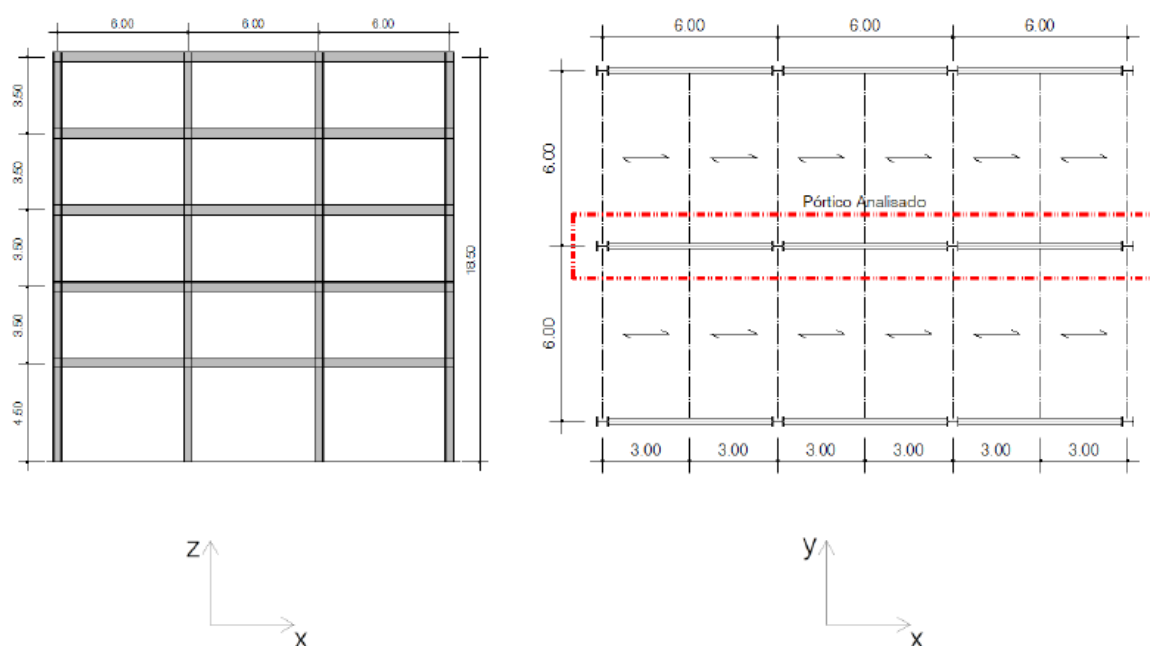


Fig.6.5. – Alçado e planta da estrutura em análise [30]

Esta estrutura de cinco pisos é destinada a habitação, sendo constituída por três pórticos afastados entre si de seis metros. A ligação entre os pórticos é efetuada em cada piso através de vigas secundárias. Desta forma, as cargas verticais são transmitidas sob a forma de cargas concentradas aos pórticos através das vigas secundárias. A resistência sísmica é assegurada na direção do eixo dos XX pelos pórticos e na direção do eixo dos YY por um sistema de contraventamentos [30]. Para o estudo da fragilidade desta estrutura considerar-se-á somente o pórtico central, indicado na Figura 6.5.

6.2.4.1. Comparação entre os carregamentos de dimensionamento e do *data centre*

Tal como referido, as cargas utilizadas para o dimensionamento correspondem às solicitações para um edifício de habitação e diferem das cargas a que o edifício fica sujeito quando transformado num *data centre*.

As cargas verticais utilizadas para o dimensionamento e para a realização das análises com a inclusão do *data centre* podem ser consultadas na Tabela 6.3. Nota-se uma variação acentuada da sobrecarga que é significativamente distinta quando se utiliza a combinação de ações em ELU prevista no Eurocódigo 0 [31], ver equação (6.5.), e que inclui a consideração do coeficiente parcial ψ_2 , para a combinação quase-permanente de ações, que para zonas habitacionais apresenta o valor de 0.3 para os pisos correntes e para *data centres* o valor de 0.8 (o Eurocódigo não define nenhuma utilização tipo *data centre* pelo que se considerou um *data centre* como uma zona de armazenamento uma vez que as sobrecargas têm um carácter permanente). Para a cobertura o mesmo coeficiente é tomado igual a zero.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,1} * Q_{k,i} \quad (6.5)$$

Tabela 6.3. Comparação das cargas verticais [50]

Tipo de Carga	Descrição	Valor dimensionamento (kN/m ²)	Valor <i>Data centre</i> (kN/m ²)
G _k	Cobertura	4.75	4.75
	Piso Tipo	5.75	5.75
Q _k	Cobertura	1.0	1.0
	Piso Tipo	2.0	5.0

A aplicação das massas de *data centre* conduz a uma alteração significativa no período estrutural, que originalmente era de 1.61 segundos e que com o *data centre* passa a ser de 1.90 segundos.

6.3. ANÁLISE SÍSMICA

6.3.1. DEFINIÇÃO E ESCOLHA DOS SINAIS SÍSMICOS UTILIZADOS PARA A REALIZAÇÃO DAS ANÁLISES

Para a definição da função de fragilidade do *data centre* é necessária a utilização de sinais sísmicos representativos da sismicidade da região em que se encontra a estrutura, assim como a utilização de uma medida de intensidade correlacionada com a resposta estrutural, que neste caso foi utilizada a aceleração espectral para o período fundamental (T_1).

Na seleção dos sismos foi utilizada uma metodologia robusta que, contrariamente à proposta do Eurocódigo 8, que sugere que o grupo de sinais seja selecionado e escalado para minimizar os desvios para um espectro uniforme, assegura que o grupo de sismos represente a distribuição “real” de diversas medidas de intensidade da ação consicionadas à aceleração espectral para o período T_1 . Esta metodologia adoptada designa-se de *General Conditional Intensity Measure* (GCIM) tendo sido proposta por Bradley [32].

Utilizou-se na seleção um catálogo de sismos reais, composto pelas bases de dados Europeias (ESMD) e Americanas (PEER), sendo que existiu uma pré-seleção de modo a ter em consideração as propriedades geológicas e tectónicas do local em análise (Lisboa), restringindo-se o intervalo de magnitudes e distâncias e o ambiente tectónico, assim como as propriedades da estrutura, mais concretamente o seu período fundamental [33].

Esta abordagem assume que para uma determinada ação sísmica, isto é dada uma magnitude sísmica, a distância entre a origem do sismo e o local em estudo e ainda as propriedades geotécnicas do local, qualquer vetor arbitrário de medida de intensidade sísmica (IM) apresenta uma distribuição compatível com a distribuição real, tal como a apresentada na Figura 6.6 [32].

Os sinais sísmicos são selecionados, de forma condicional para cada nível de intensidade. Isto é, deve-se garantir que $S_a(T_1)$ assume mesmo valor do nível de intensidade considerado, por exemplo 0.1g. A utilização de um conjunto de acelerogramas é importante para incluir no processo de análise a variabilidade que existe associada às várias propriedades dos sinais. Contudo, o número de sinais necessários para que seja possível estabelecer distribuições estáveis da resposta estrutural não está é um assunto ainda em aberto na comunidade científica, sendo que a utilização de um número de 60 sinais sísmicos para cada nível de intensidade é considerado como um valor para o qual se obtêm distribuições robustas da resposta estrutural [33].

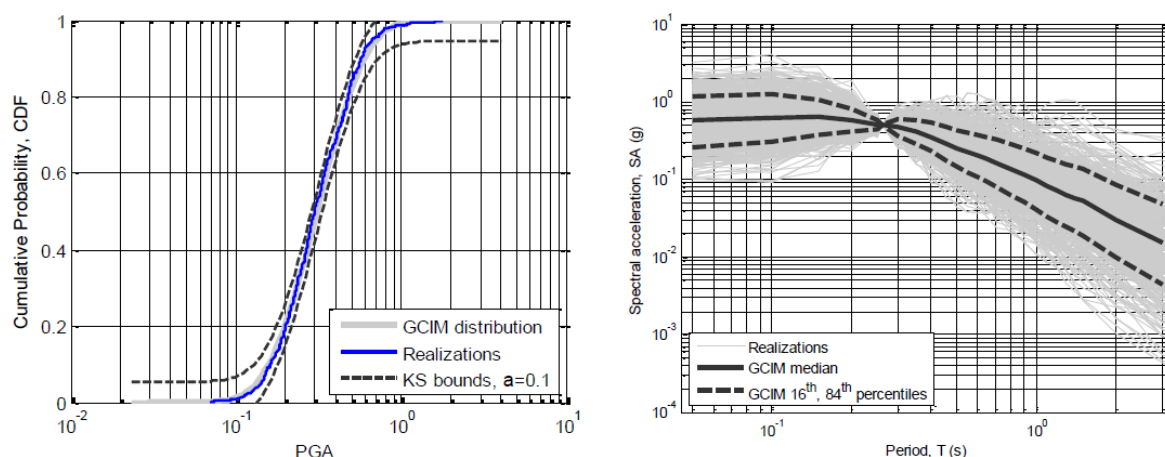


Fig.6.6. – Distribuição probabilística e sinais selecionados para $S_a(T_1)=0.5g$. [33]

Para as análises sísmicas do edifício de *data centre* em consideração, selecionou-se um número de vinte sinais sísmicos para cada nível de intensidade da ação, seguindo-se a metodologia GCIM. Consideraram-se somente vinte sinais sísmicos para cada nível de intensidade por uma questão de morosidade na realização das análises sísmicas., o que pode ser considerado um número reduzido. Para tal foram utilizados os sismos que apresentam um melhor ajuste à distribuição teórica e ao espectro de resposta. A utilização de um maior número de sismos contribuiria para uma caracterização da sismicidade com um menor nível de dispersão. Os níveis de intensidade sísmica considerados foram os seguintes: [0.05; 0.1; 0.2; 0.3; 0.4; 0.6; 0.8; 1.0; 1.4; 1.8; 2.0]g.

6.3.2. ESTADOS LIMITE CONSIDERADOS

A análise sísmica da estrutura, tal como referido anteriormente, tem como objetivo último a determinação da curva de fragilidade do *data centre* e o risco sísmico associado. Para tal é necessário proceder à avaliação do seu desempenho para diferentes níveis de intensidade, verificando para cada um destes níveis a validade de cada um dos estados limite de dano considerados. Para o *data centre* em estudo os estados limites, em concordância com os identificados em 6.1.1 são os seguintes:

- Estruturais:
 - Drift máximo entre pisos deve ser inferior a (0.4; 0.67; 1.33; 3.3)% para os estados de dano ligeiro, moderado, extenso e colapso [22];*
 - Drift residual $\leq 1\%$ [23];
 - Estrutura deve suportar acelerações até 1g [21];
 - As deformadas verticais não devem ser superiores a L/360 [21].
- Componentes: A aceleração máxima por piso deve ser inferior a (0.2; 0.4; 0.8; 1.6)[g] para os estados limites de dano ligeiro, moderado, extenso e colapso [22].*
- Equipamentos:
 - Acelerações máximas do piso inferiores a 7.2 m/s² para impedir o deslizamento e 5.1 m/s² para impedir o derrube;
 - Acelerações máximas por piso inferiores a 0.4g.
- Chão falso:
 - A aceleração espectral no chão falso deve ser inferior a 3.80 m/s².

*Estes limites foram definidos para uma estrutura porticada metálica com dimensionamento sísmico pouco exigente de altura intermédia.

6.3.3. CONSEQUÊNCIAS ESTRUTURAIS DA ALTERAÇÃO DE UTILIZAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO DE DATA CENTRE

Como referido anteriormente, as cargas que um *data centre* envolve são elevadas quando comparadas com as cargas de dimensionamento do mesmo edifício de utilização residencial. Da realização das análises dinâmicas com a aplicação dos sinais sísmicos definidos anteriormente verificou-se que, devido à magnitude dos valores das cargas, a partir de um determinado nível de intensidade ocorre a formação de rótulas plásticas nas vigas, o que conduz a que se verifiquem deformadas cujos valores ultrapassam largamente todas as normas e recomendações Europeias e Nacionais.

Para uma intensidade de $S_a(T_1)=0.4g$ no final da análise dinâmica a deformada a meio vão de uma viga de extremidade do primeiro piso foi de 0.324 m o que corresponde a uma flecha de L/18.5 que ultrapassa largamente o valor limite recomendado pelo Eurocódigo 2 de L/250. Nas Figuras 6.7 a 6.9 é apresentada a evolução dos deslocamentos a meio vão e dos momentos flectores em cada uma das extremidades dessa mesma viga. É de referir que para intensidades sísmicas maiores se verifica o colapso total da estrutura.

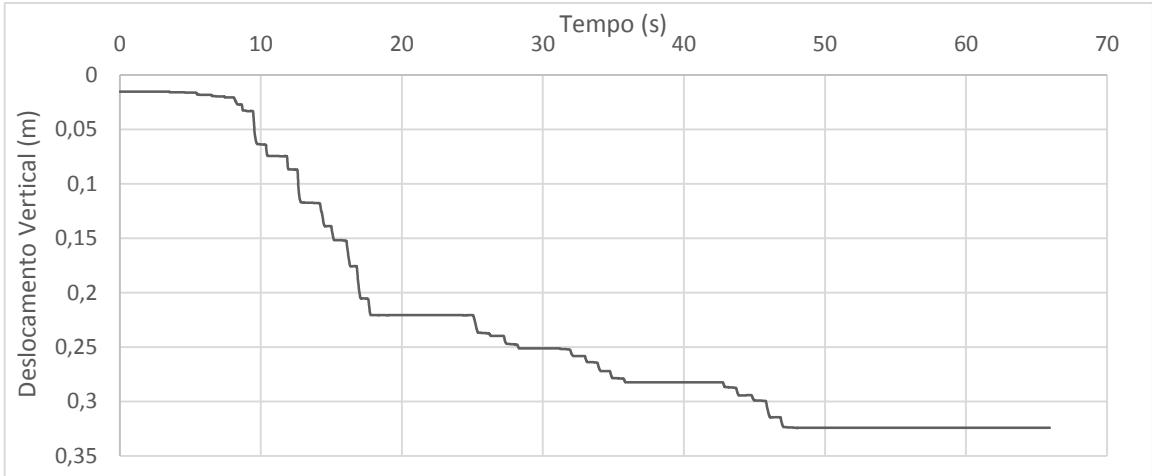


Fig.6.7. – Evolução dos deslocamentos a meio vão para uma intensidade $S_a(T_1)=0.4g$

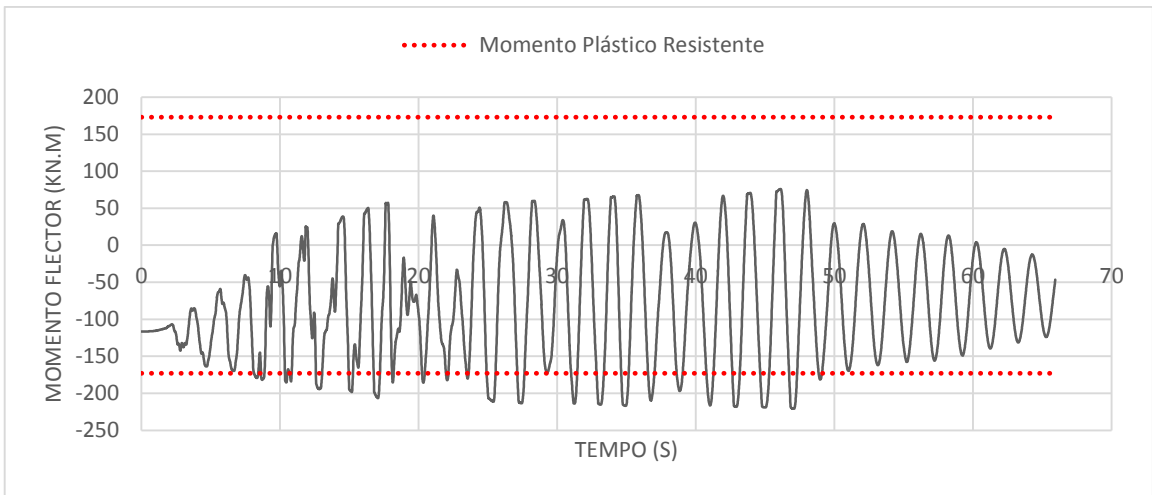


Fig.6.8. – Evolução do momento flector na extremidade esquerda da viga

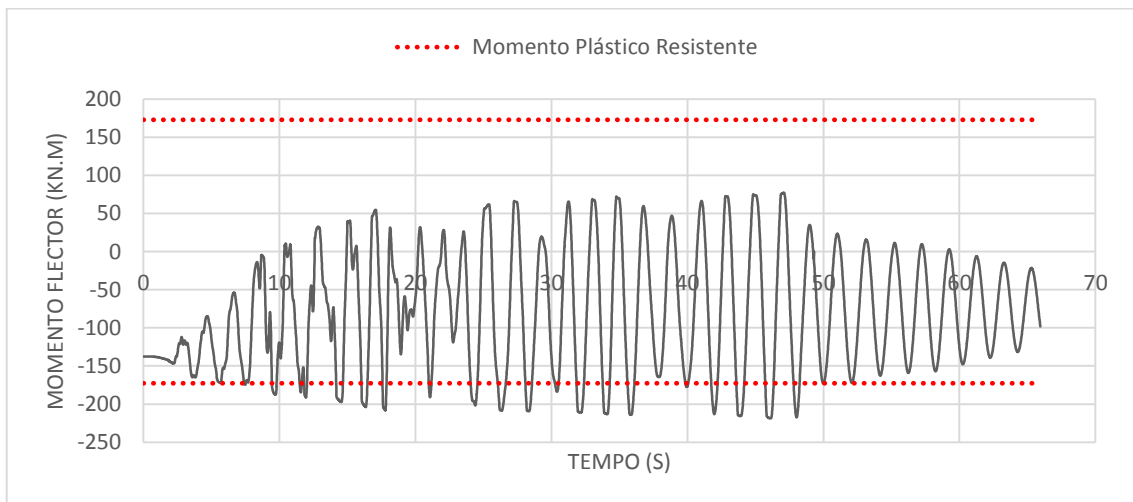


Fig.6.9. – Evolução do momento flector na extremidade direita da viga

Por análise das figuras anteriores é possível confirmar o que foi afirmado anteriormente, ou seja, mesmo para baixas intensidades, cerca de 0.4g, a estrutura vê a sua resistência plástica ser atingida conduzindo a grandes deformadas e que ultrapassam qualquer valor limite admissível. Por análise da Figura 6.7 é possível observar que existem aumentos significativos dos deslocamentos, entre os dez e os dezoito segundos e ainda entre os vinte e cinco e os quarenta e cinco segundos, o que comparando com os momentos nas extremidades das Figuras 6.8 e 6.9 sugere a formação de rótulas plásticas. Pode-se então concluir que a colocação de uma ocupação de *data centre* num edifício sem qualquer reforço estrutural causa sérios danos estruturais e consequentemente nos equipamentos no caso de casos de carga especiais, tais como ações sísmicas.

6.3.4. LIMITES ADMISSÍVEIS PARA O RISCO SÍSMICO

Tal como referido no Capítulo 2 o risco sísmico pode ser expresso através de uma probabilidade ou através do valor de perda económica, humana ou social. É possível interpretar o risco sísmico sob dois pontos de vista distintos, o da segurança para o qual só são relevantes as características da estrutura e o dos danos admissíveis, que dependem não só das características estruturais mas também do custo da própria estrutura e do seu conteúdo.

Como tal, é importante estabelecer limites para as perdas admissíveis para cada estado limite em consideração, quer ao nível do risco sísmico quer ao nível do rácio de custo de reparação face ao custo de construir de novo [34].

Relativamente à limitação para o risco sísmico, existem vários autores que propõem valores limite admissíveis, para diferentes estados limite sendo que classificam o limite do risco sísmico segundo um parâmetro “ β ”. Tal parâmetro pode ser calculado pela equação 6.5 onde Φ representa a função de distribuição acumulada normal (Gauss) e p_f representa a probabilidade de falha para um determinado período de referência, que para este caso é considerado ser de um ano [34].

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \tag{6.5}$$

É importante referir que quanto maior o valor de “ β ” menor é a probabilidade de rotura, podendo este parâmetro ser definido para estruturas já existentes ou novas.

Na Tabela 6.4 é possível observar os valores limite propostos por Sykora e Holický [35], onde β_1 corresponde a um custo relativo da medida de segurança elevado, β_2 corresponde a um custo relativo da medida de segurança normal e β_3 corresponde a um custo relativo da medida de segurança baixo. Foram utilizados os valores propostos por estes autores por se verificar que foram utilizados para um caso de estudo mais recente que apresentou resultados plausíveis [34]. No entanto, devido à complexa definição de risco sísmico, estes valores limite podem apresentar uma gama de valores elevada, dependendo, como já mencionado, dos autores consultados.

Tabela 6.4. Limites admissíveis para o risco propostos por Sykora e Holický [35]

Estados Limite de dano	1	2	3
β	3.1	3.7	4.1
Risco	9.68×10^{-4}	1.08×10^{-4}	2.07×10^{-5}

6.4. PROCESSAMENTO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Realizadas as análises recorrendo aos sinais sísmicos definidos como descrito em 6.3.1, foram controlados todos os parâmetros, em termos de deslocamentos e acelerações, necessários para a verificação dos estados limite definidos em 6.3. Os estados limite relativos ao sistema de chão falso foram considerados como estados limite de colapso, exceto os estados limites relativos à sensibilidade dos equipamentos que não provocam a destruição dos equipamentos. Para estes não foram considerados estados limite intermédios por não serem relevantes. Relativamente aos estados limite estruturais, estes foram divididos em estados limite de colapso, caso atinjam o valor máximo definido em 6.3 e em estados de dano ligeiro, moderado e extenso, sendo assim possível obter as funções de fragilidade para cada um dos estados limite para os vários critérios em análise.

A obtenção das funções de fragilidade é possível, como referido, através do controlo do cumprimento ou não de cada estado limite e para cada nível de intensidade. Assim, é possível obter-se a probabilidade de excedência para vários níveis de intensidade aos quais é ajustada uma função lognormal.

As funções de fragilidade podem ser avaliadas através do ajuste da curva aos pontos obtidos e através da verticalidade da função. Ou seja, quanto mais próximas estiverem as curvas dos pontos de probabilidade obtidos através do controlo das análises, mais precisa é a caracterização da fragilidade para aquele estado limite. Para obter funções de fragilidade que apresentem um melhor ajuste aos pontos devem ser efetuadas análises sísmicas e controlados os parâmetros para um maior número de intensidades diferentes possível. Relativamente à verticalidade da função, verifica-se que quanto mais “alongada” ou “deitada” for a função, maior é a dispersão dos resultados. Por contraste, quando mais “vertical” for a função menor será a variabilidade do estado limite.

É ainda possível caracterizar as curvas de fragilidade pela mediana e desvio padrão, que se obtêm pelo ajuste da distribuição aos pontos. A mediana da curva de fragilidade corresponde ao nível de intensidade sísmica associado a uma probabilidade de excedência de 50%.

6.4.1. FUNÇÕES DE FRAGILIDADE

Como referido anteriormente foram obtidas as funções de fragilidade para cada um dos estados limites referidos que estão definidos, em conformidade com os estados limite acima apresentados, da seguinte forma:

- ISD Hazus: representa o estado limite de drift máximo entre pisos [20];
- ISD Residual: representa o estado limite de drift residual máximo [w6];
- PFA Hazus: estado limite de aceleração máxima para o colapso de componentes da estrutura [20];
- PFA deslz: estado limite relativo ao deslizamento dos equipamentos;
- PFA derrb: estado limite relativo ao derrube dos equipamentos;
- PFA sensbX: estado limite relativo à sensibilidade dos equipamentos à aceleração na direção X;
- PFA sensbY: estado limite relativo à sensibilidade dos equipamentos à aceleração na direção Y;
- S_a RAF: estado limite relativo ao colapso estrutural do sistema de chão falso.

Para a definição e determinação dos pontos de probabilidade relativos ao último estado limite apresentado (S_a RAF) foi necessário ter em conta o período estrutural do sistema de chão falso utilizado. Ou seja, para a definição da fragilidade do chão falso, é necessário obter o histórico de acelerações para o piso pretendido para cada uma das intensidades e sismos considerados, sendo que, posteriormente é obtido o espectro de acelerações. A partir deste espectro de acelerações, do piso em questão, é retirado o valor da aceleração espectral do chão falso, que neste caso $S_a(T=0.093s)$. Este é o valor da aceleração que, posteriormente, é comparado com o definido como estado limite de colapso e que dá origem aos pontos de probabilidade de cada curva de fragilidade do sistema de chão falso.

Foram obtidas as funções de fragilidade para cada um destes critérios individualmente para cada piso da estrutura e obtida a envolvente de fragilidade para cada um dos estados limite. Nas Figuras 6.10 a 6.14 é possível observar as funções de fragilidade para os estados limite de colapso sensíveis a acelerações (componentes não estruturais), não sendo apresentadas as funções de fragilidade para os outros estados limite de não colapso (apenas para os critérios de sensibilidade dos equipamentos). Da análise destas mesmas figuras é possível concluir que não existem grandes alterações relativamente ao estado limite condicionante de piso para piso, nem relativamente às posições das curvas de fragilidade dos diferentes estados limite. O estado limite, de entre todos os representados, condicionante para os pisos 1 a 4 é o referente à sensibilidade dos equipamentos às acelerações verticais, sendo que no quinto e último piso o estado limite condicionante é o referente à sensibilidade dos equipamentos mas desta vez às acelerações horizontais. No entanto, como nenhum destes dois estados limite representa o colapso, logo não sendo tão relevantes uma vez que a avaliação de risco aqui efetuada só tem em conta o estado limite de colapso, conclui-se que a curva que condiciona a fragilidade da estrutura é a correspondente ao derrube dos equipamentos. Para uma boa parte das curvas verifica-se que existe um bom ajuste aos pontos, embora numa análise preliminar tenha sido registada uma menor qualidade no ajuste e como tal verificou-se ser necessário aumentar o número de níveis de intensidade sísmica para as intensidades mais baixas (0.05 e 0.3g). No entanto, é de referir que para as curvas de fragilidade relativas aos critérios de deslizamento “PFA deslz”, e das acelerações máximas para componentes não estruturais “PFA Hazus”, estas não apresentam o melhor ajuste aos pontos de probabilidade obtidos. Assim, conclui-se que a realização de análises para mais níveis de intensidades poderia conduzir a resultados mais exatos.

No que toca à dispersão de resultados, também por análise das Figuras 6.10 a 6.14, é possível concluir que, praticamente todos os critérios mantêm o mesmo nível de dispersão de piso para piso. O único critério que foge a esta tendência é o das acelerações relativas à sensibilidade dos equipamentos “PFA sensbX” que vê a sua dispersão aumentar significativamente com a altura do piso considerado.

De todos os critérios representados o que apresenta maior dispersão de resultados é o da aceleração máxima relativa ao chão falso “ S_a RAF” e ainda próximo deste, ao nível da dispersão, está o critério de acelerações relativas aos componentes não estruturais “PFA Hazus” que apresenta uma dispersão maior do que todos os outros critérios que têm dispersões muito semelhantes entre si.

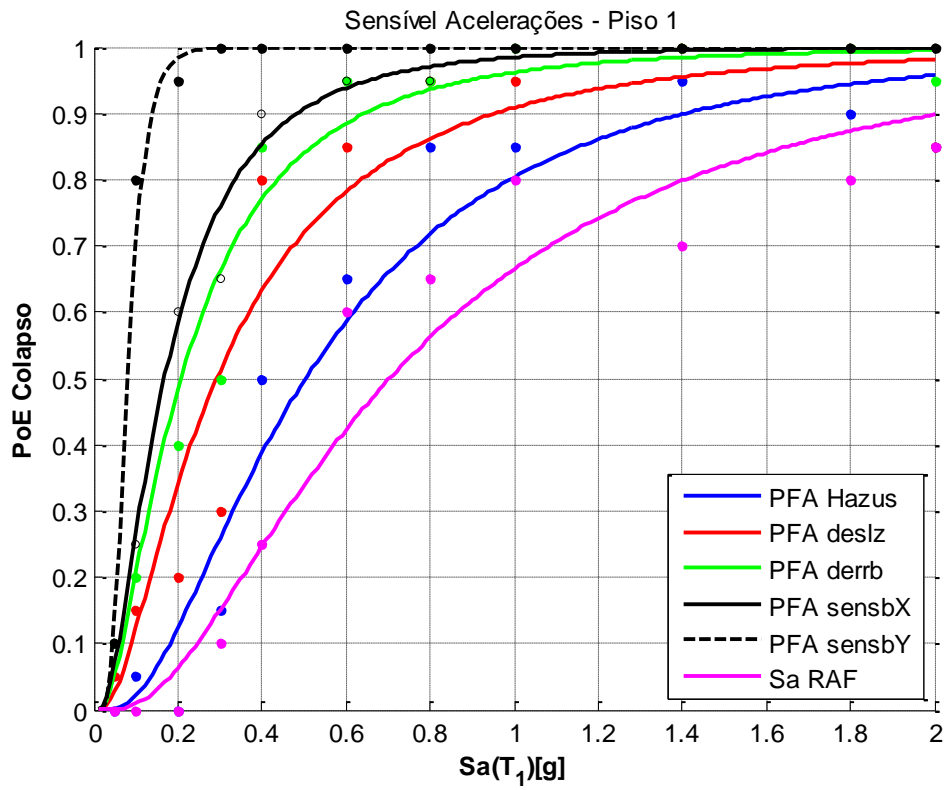


Fig.6.10. – Estados Limites de colapso sensíveis a acelerações para o piso 1

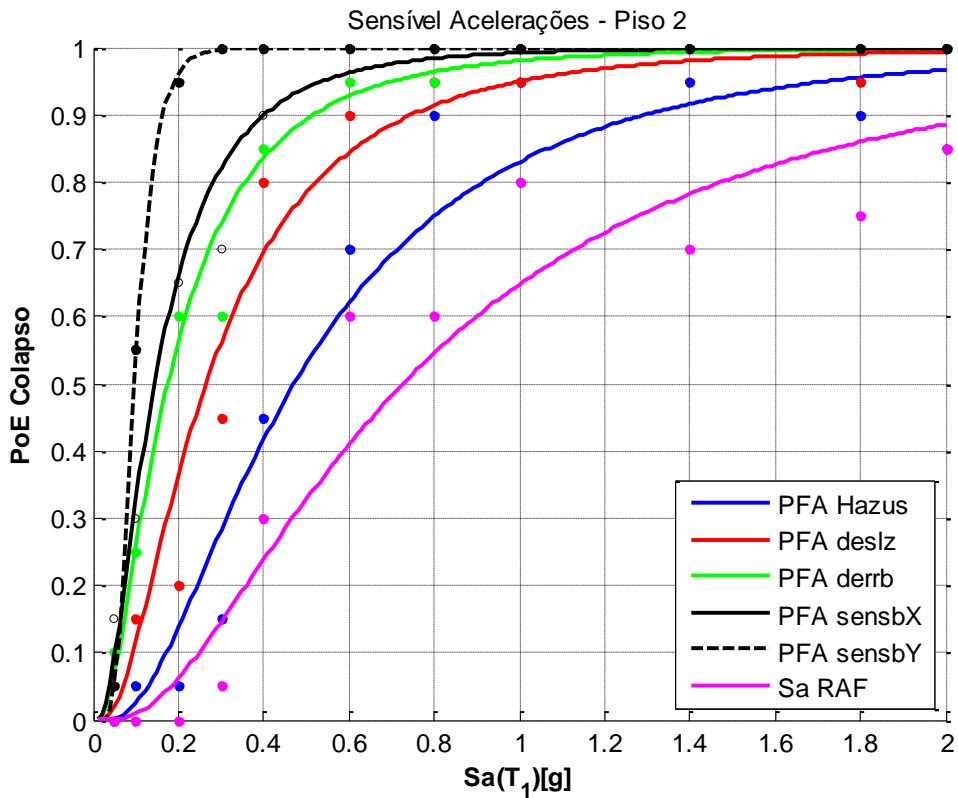


Fig.6.11. – Estados Limites de colapso sensíveis a acelerações para o piso 2

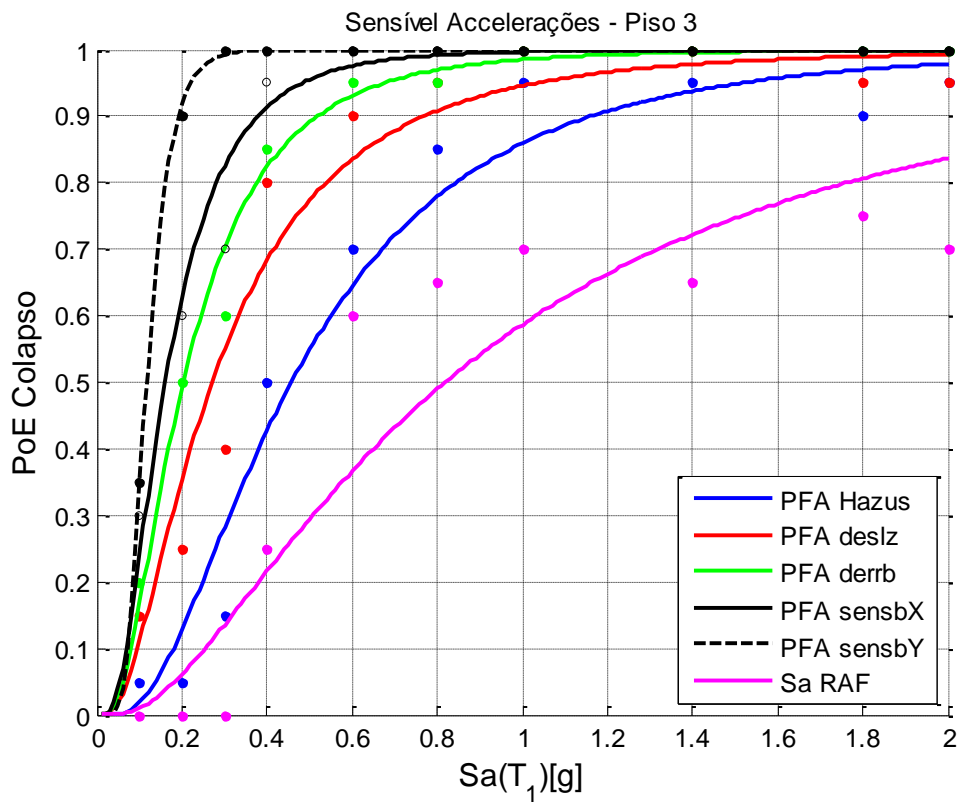


Fig.6.12. – Estados Limites de colapso sensíveis a acelerações para o piso 3

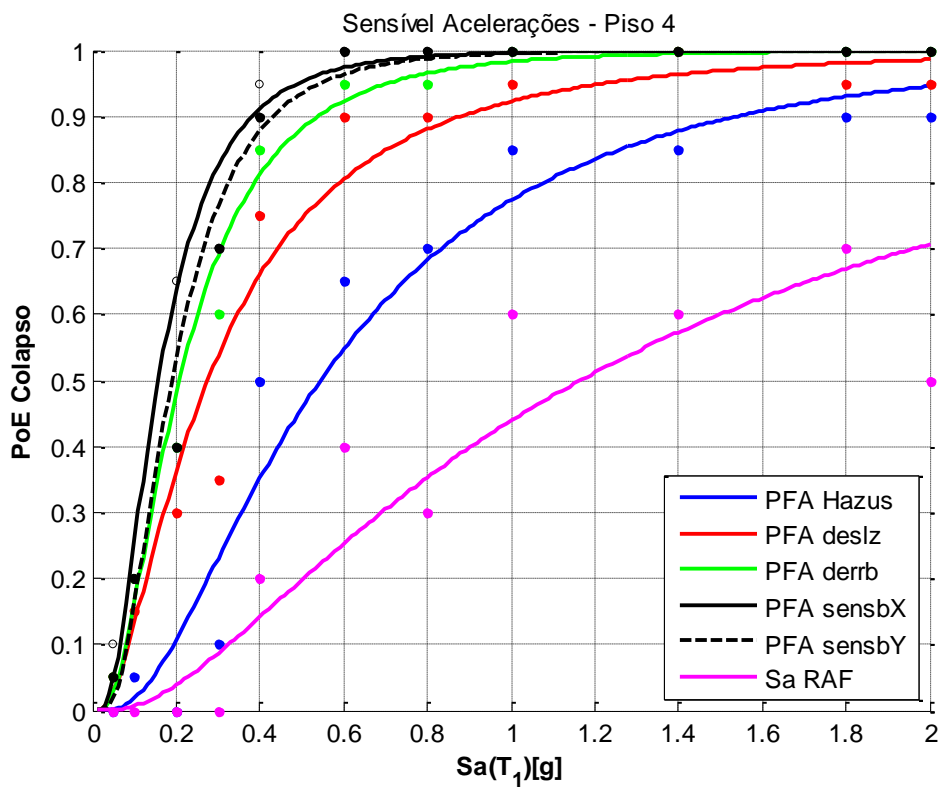


Fig.6.13. – Estados Limites de colapso sensíveis a acelerações para o piso 4

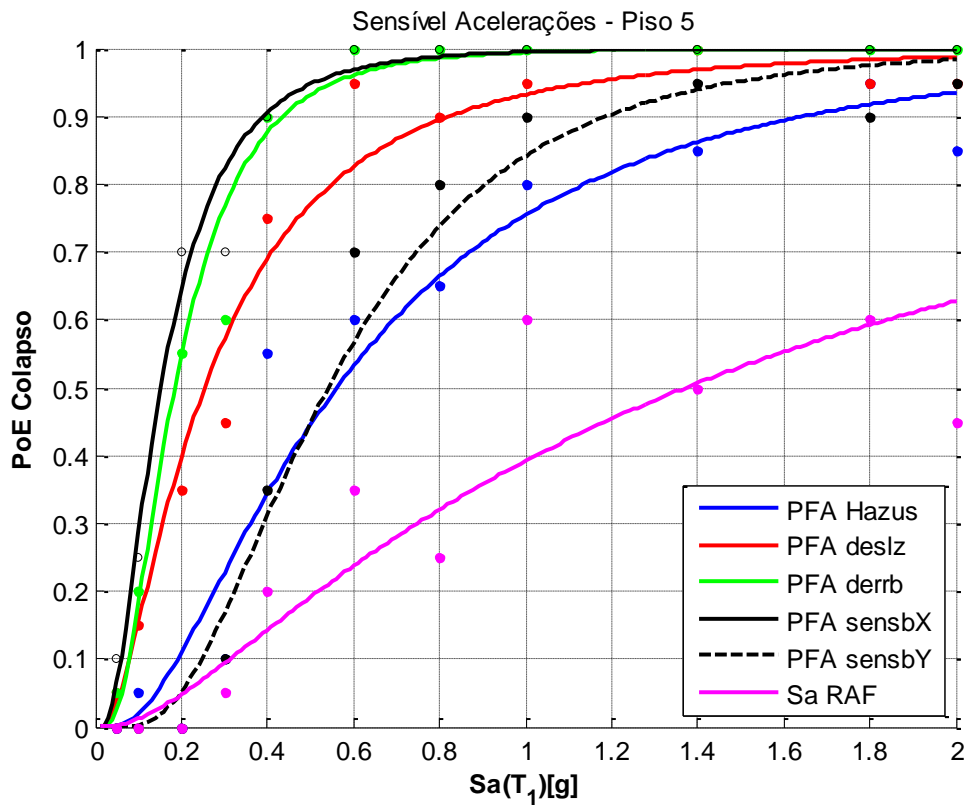


Fig.6.14. – Estados Limites de colapso sensíveis a acelerações para o piso 5

De seguida apresentam-se as funções de fragilidade para cada um dos critérios individualmente para cada um dos pisos para que se possa observar a variação dos estados limite com o piso e comentar a respetiva dispersão de resultados. São também representados os estados limite que são condicionados pelo drift máximo entre pisos e o drift residual máximo entre pisos que não foram incluídos nas figuras anteriores, mas que podem, por sua vez, ser condicionantes para a fragilidade da estrutura.

Da análise das Figuras 6.15 e 6.16 verifica-se que o critério do drift máximo entre pisos e o critério do drift residual máximo são mais relevantes para os pisos inferiores do que superiores. É de referir também que, para os pisos inferiores a dispersão dos resultados é pequena, aumentando consideravelmente à medida que são analisados os pisos superiores.

As Figuras 6.17 e 6.18 representam as curvas de fragilidade dos estados limites de derrube e deslizamento, respetivamente, nas quais é possível observar que, para estes estados limite não existe uma variação significativa da fragilidade de piso para piso. Isto é, a fragilidade mantém-se praticamente constante para qualquer piso considerado. Estes estados limite são também caracterizados por uma pequena dispersão de resultados para qualquer um dos pisos.

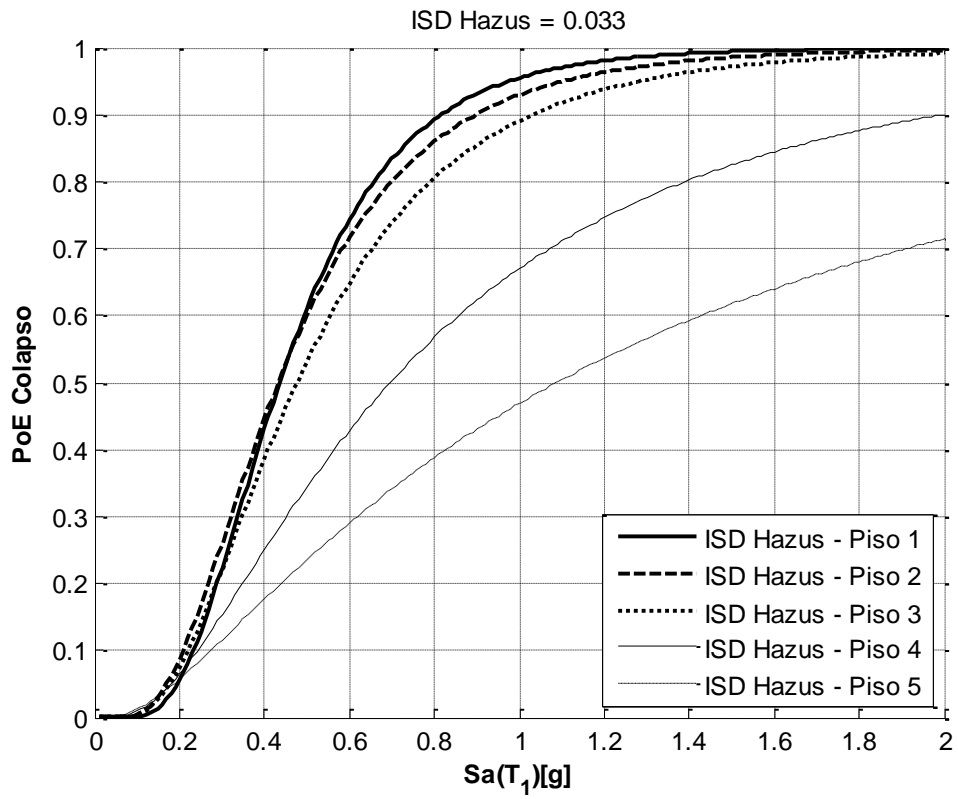


Fig.6.15. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite Drift máximo entre pisos $\leq 3.3\%$

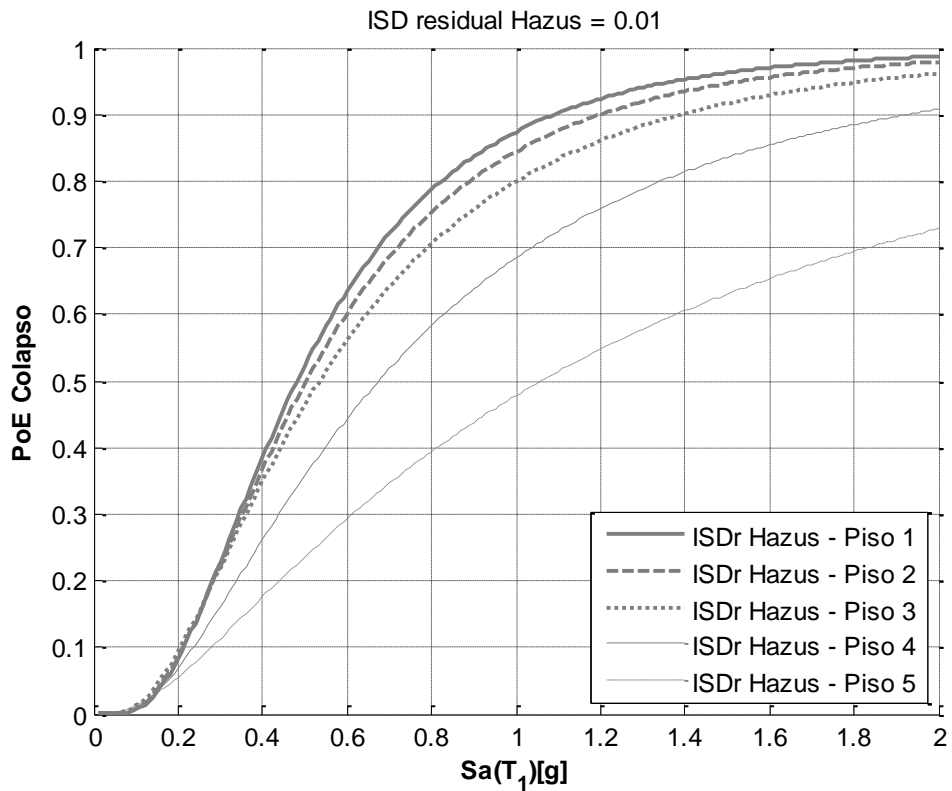


Fig.6.16. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite Drift residual máximo entre pisos $\leq 1.0\%$

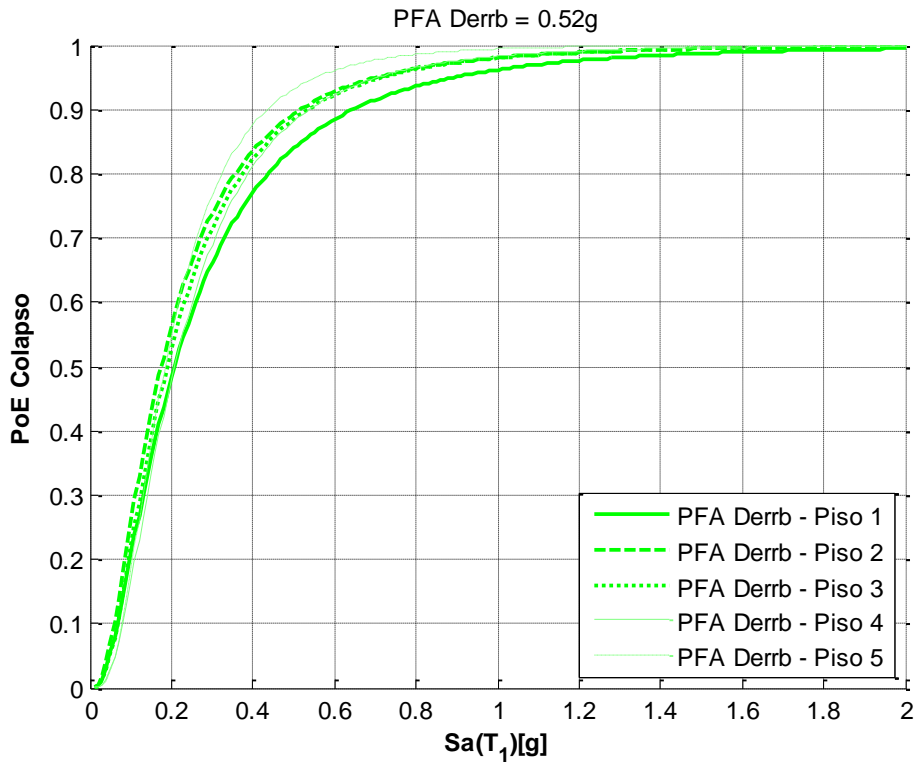


Fig.6.17. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de derrube dos equipamentos

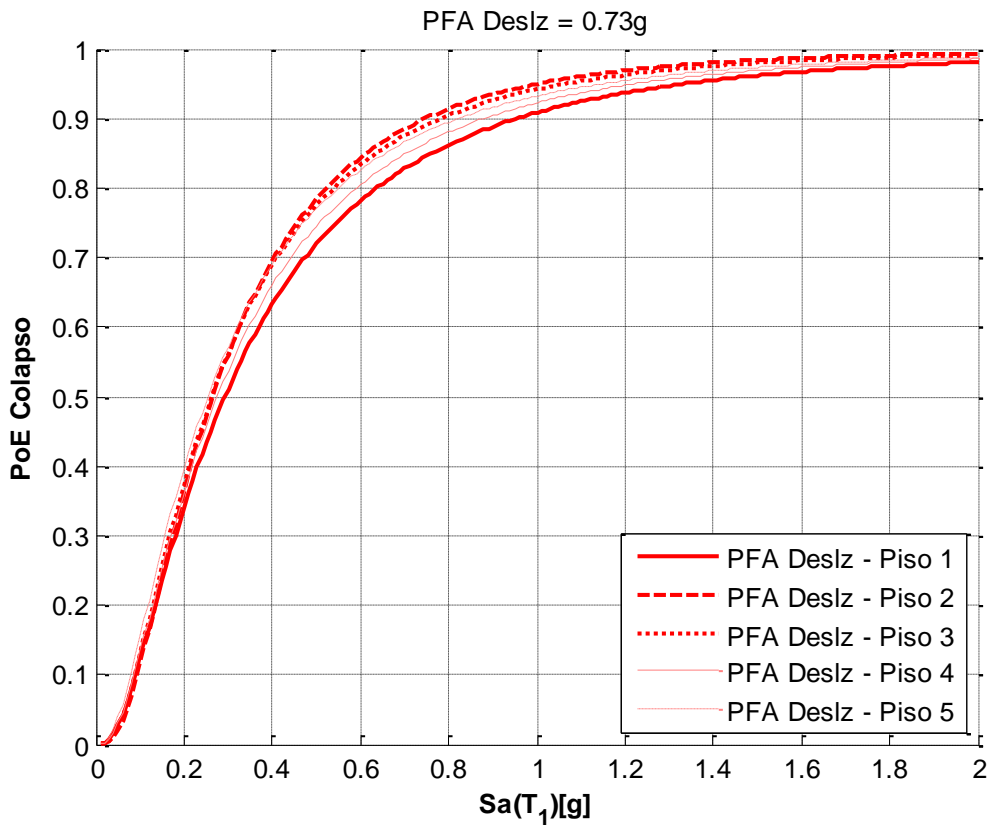


Fig.6.18. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de deslizamento dos equipamentos

À semelhança das curvas de fragilidade relativas ao derrube e deslizamento dos equipamentos, também as funções de fragilidade da Figura 6.19, relativas ao estado limite de aceleração máxima do piso para componentes não estruturais, não apresentam uma variação considerável de piso para piso apresentando uma fragilidade praticamente constante para qualquer um dos pisos. Este estado limite continua a apresentar uma dispersão de resultados pequena e constante para todos os pisos.

Na Figura 6.20 estão representadas as curvas de fragilidade para o estado limite do chão falso. De todas as curvas relativas aos outros estados limites estas são as que apresentam uma maior dispersão de resultados, não sendo claro qual o nível de aceleração que provoca a rotura. A dispersão dos resultados aumenta à medida que são analisados pisos superiores. Este estado limite é mais condicionante para pisos inferiores do que superiores uma vez que a fragilidade diminui com o aumento do número do piso considerado.

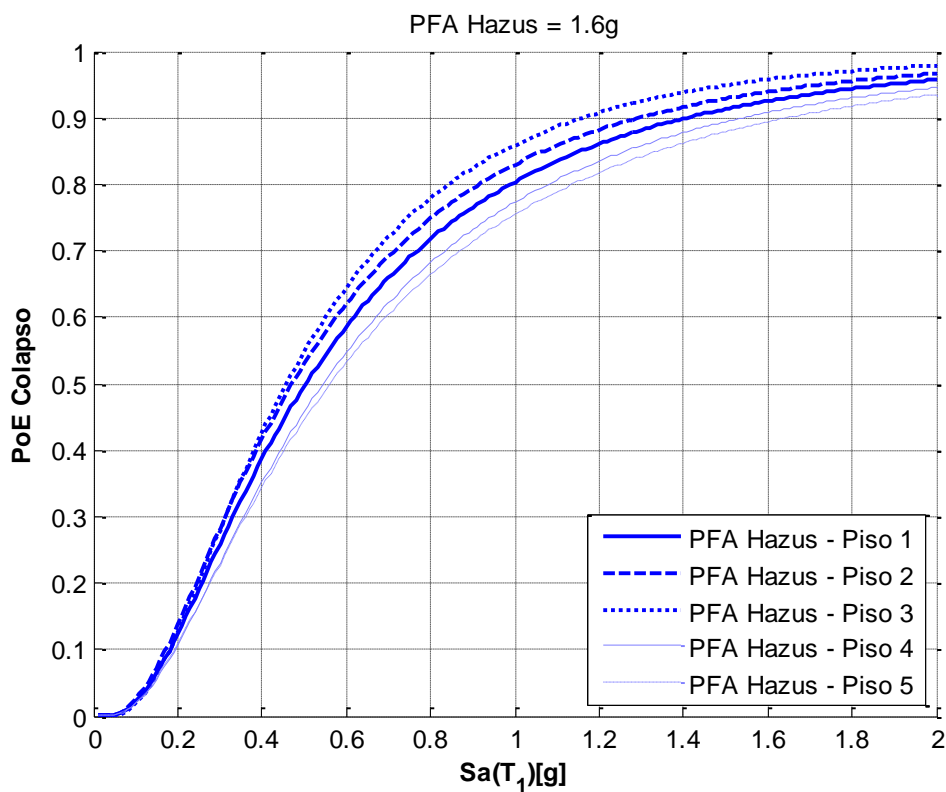


Fig.6.19. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de aceleração máxima no piso para componentes não estruturais

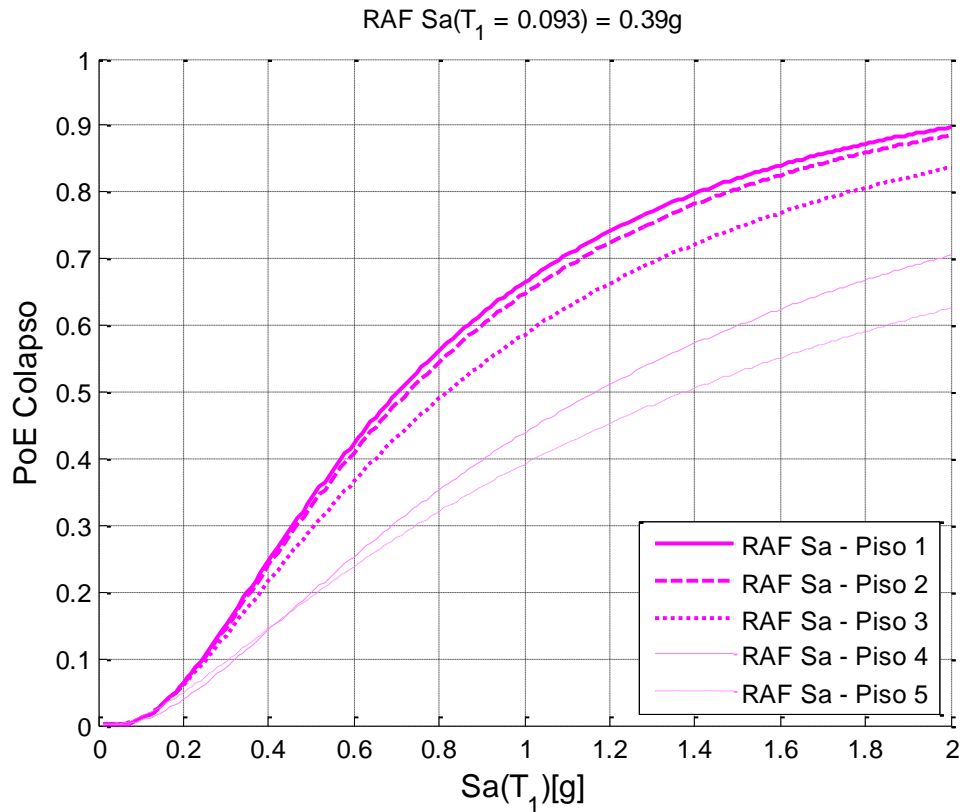


Fig.6.20. – Funções de fragilidade de colapso para o estado limite de colapso de aceleração espectral máxima por piso para o sistema de chão falso

O sistema de chão falso é de extrema importância sendo que vários autores propõem diferentes valores para as curvas de fragilidade. Na Tabela 6.5 é possível comparar os diferentes valores propostos por vários autores com os obtidos para o caso de estudo aqui apresentado.

Tabela 6.5. Comparação da Fragilidade dos RAF

		Mediana (g)	Desvio Padrão
Análise Obtida		0.69	0.84
ATC-58 [36]	RAF - No seismic Design	0.50	0.60
	RAF - Limited Seismic Design	0.70	0.60
	RAF – Basic Seismic Design	1.50	0.5
	RAF – Full Seismic Design	3.00	0.50
Keith Porter [37]	RAF	1.30	0.50

Por análise da tabela anterior verifica-se que os valores propostos para os sistemas de chão falso variam bastante, em parte devido ao período do sistema estrutural. O sistema analisado foi dimensionado para a ação sísmica de cálculo do EC8, não sendo claros quais os parâmetros de dimensionamento dos outros sistemas de chão falso apresentados. Assume-se que os sistemas de chão falso, que foram alvo de um dimensionamento sísmico, utilizem também “estrelas de contraventamento” não estando definido nos documentos consultados quais as características das mesmas. No entanto,

verifica-se uma variação significativa dos valores da mediana que assume valores de 0.5g até um máximo de 3g. Comparando os valores propostos com os obtidos da análise realizada pode-se afirmar que o sistema mais próximo, em termos de resistência, ao utilizado e considerado é proposto pela norma ATC-58 e está designado por “RAF – Limited Seismic Design”.

Na Figura 6.21 estão representadas as curvas de fragilidade para o estado limite de sensibilidade dos equipamentos para as acelerações segundo a direção horizontal, as quais apresentam resultados bastante precisos e pouco variáveis de piso para piso. É no entanto possível observar que, para os pisos superiores, existe uma maior fragilidade do que para os pisos inferiores. Na Figura 6.22 está representado o mesmo estado limite mas para as acelerações na direção vertical. Para este verifica-se que existe uma maior dispersão de resultados, principalmente quando se consideram os pisos superiores, este critério é mais condicionante para os pisos inferiores.

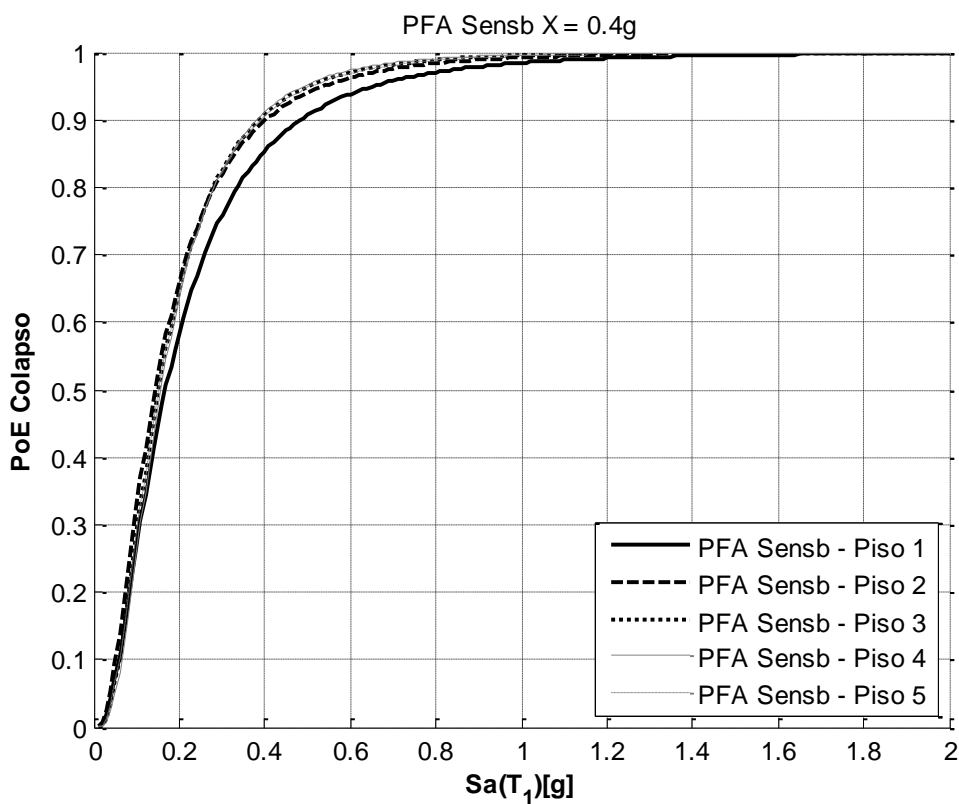


Fig.6.21. – Funções de fragilidade para o estado limite de aceleração máxima, na direção horizontal, por piso relativo à sensibilidade dos equipamentos

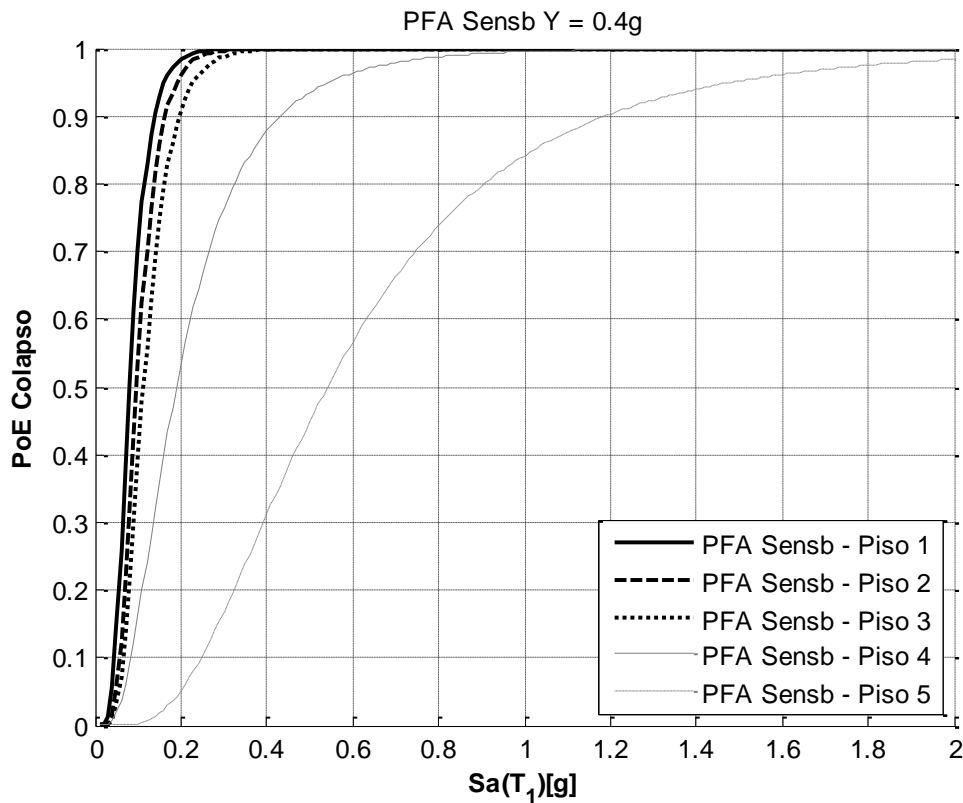


Fig.6.22. – Funções de fragilidade para o estado limite de aceleração máxima, na direção vertical, por piso relativo à sensibilidade dos equipamentos

6.4.1.1. Envolvente de Fragilidade

Após o estudo individual de cada um dos estados limite de colapso para todos os pisos da estrutura é possível definir a envolvente. A envolvente, de cada um dos critérios analisados, não é relativa a nenhum piso em específico mas sim à totalidade da estrutura. Exemplificando, para o caso do valor de pico de aceleração por piso (PFA- *Peak floor acceleration*), verifica-se, para qualquer piso, se para determinado nível de intensidade sísmica foi ou não ultrapassado o estado limite de colapso, sendo tomado o mesmo procedimento para todos os outros critérios.

Na Figura 6.23 é apresentada a envolvente de fragilidade para cada um dos critérios estruturais de colapso. As curvas apresentadas até aqui representavam a fragilidade por piso da estrutura. No entanto, a fragilidade da totalidade da estrutura é caracterizada na Figura 6.23 pela envolvente máxima de cada um dos critérios para qualquer piso considerado. Ou seja, esta não é influenciada por nenhum piso individualmente mas sim por todos simultaneamente.

Para a definição da envolvente das funções de fragilidade foi também incluída a fragilidade da estrutura original, indicada pela legenda como “GB original”. Isto é, para o caso da utilização como edifício residencial, para que seja possível comparar o aumento da fragilidade antes e após a instalação de um *data centre*.

A curva de fragilidade de colapso envolvente vem confirmar o referido relativamente às Figuras 6.10 a 6.14. Ou seja, para a estrutura que inclui o *data centre* o critério condicionante para a fragilidade é o de derrube dos equipamentos. Na Figura 6.23 é possível comparar a fragilidade da estrutura sem o

data centre “GB original” com a fragilidade do data centre, sendo que se verifica um aumento, previsível, bastante significativo da fragilidade. Com o valor mediano a descer de 0.9g, para a estrutura original, para 0.2g, para o mesmo edifício, mas com o data centre.

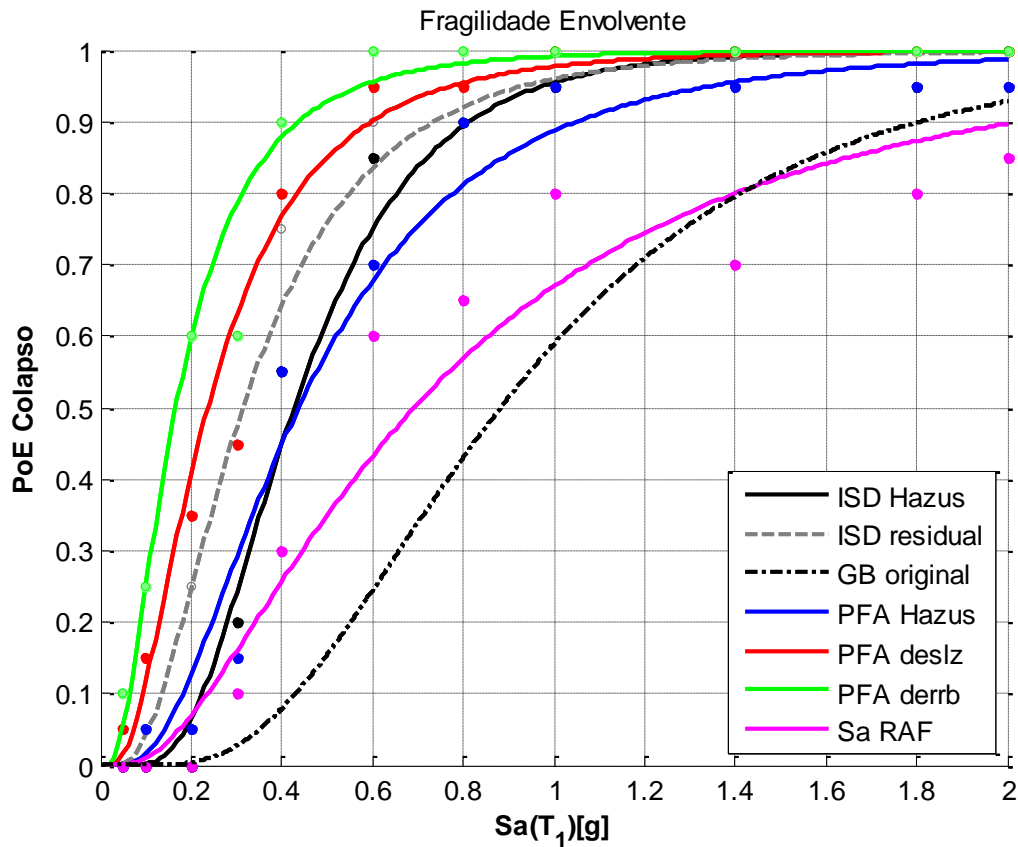


Fig.6.23. – Curvas de fragilidade da estrutura para todos os estados limite de colapso

Na Tabela 6.6, são apresentados os valores da mediana e do desvio padrão para cada um dos critérios estruturais apresentados anteriormente. De acordo com a divisão efetuada os estados limite “ISD”, “ISDr” e “PFA Hazus” são relativos à estrutura e aos seus componentes acessórios; os estados limite “PFA deslz”, “PFA derrb”, “PFA sensb X” e “PFA sensb Y” são relativos aos servidores e o estado limite “Sa RAF” diz respeito ao sistema de chão falso.

A fragilidade relacionada com a estrutura não pode ser comparada diretamente com valores de outros autores uma vez que depende diretamente das características da estrutura analisada e ainda do tipo de cargas a que esta é sujeita.

No que toca aos valores obtidos para os servidores, e portanto, tendo em conta os estados limites apontados como mais relevantes para estes, verifica-se que os valores máximos obtidos para cada um dos critérios é bastante inferior ao proposto por outros autores. A norma Americana ATC-58 propôs para equipamentos tecnológicos uma distribuição com 0.80 de mediana e 0.50 de dispersão [36] e Keith Porter propôs para o mesmo tipo de equipamentos uma distribuição com 0.90 de mediana e 0.50 de dispersão [37].

Os valores obtidos para a análise realizada (considerando os valores máximos e mínimos de todos os critério relativos aos servidores), cuja mediana varia entre 0.15 e 0.55, e a dispersão ronda sempre o valor de 0.70, são bastante inferiores às propostas pelos autores já referidos. As diferenças, significativas, no valor da mediana prevê-se que sejam consequência da consideração, na análise efetuada, de critérios bastante restritivos. Tais como a sensibilidade dos equipamentos e ainda a consideração da possibilidade de derrube e de deslizamento dos mesmos sem que estes se encontrem fixos. Esta é apenas uma previsão das causas de tal diferença uma vez que não são conhecidos os detalhes do estudo efetuado pelos autores supracitados relativamente aos servidores. A dispersão apresenta também um valor maior do que o proposto por outros autores no entanto não é uma diferença significativa.

Tabela 6.6. Fragilidade para cada estado limite, para a envolvente e para cada piso

Estado Limite	Envolvente		Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5	
	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β
ISD	0,43	0,50	0,44	0,49	0,43	0,57	0,48	0,60	0,70	0,82	1,09	1,08
ISDr	0,31	0,66	0,48	0,64	0,50	0,68	0,53	0,75	0,67	0,82	1,06	1,04
PFA Hazus	0,44	0,68	0,50	0,80	0,47	0,79	0,46	0,73	0,55	0,81	0,56	0,84
PFA deslz	0,24	0,72	0,29	0,92	0,26	0,81	0,26	0,85	0,28	0,91	0,25	0,92
PFA derrb	0,17	0,75	0,21	0,89	0,17	0,85	0,19	0,81	0,21	0,74	0,18	0,67
PFA sensb X	-----	-----	0,17	0,83	0,14	0,80	0,15	0,73	0,16	0,69	0,15	0,73
PFA sensb Y	-----	-----	0,08	0,43	0,10	0,41	0,11	0,43	0,19	0,64	0,54	0,61
RAF	0,69	0,84	0,70	0,82	0,73	0,84	0,82	0,91	1,17	1,00	1,37	1,16

No que toca ao sistema de chão falso, este já foi comentado anteriormente relativamente à sua distribuição. No entanto, é de referir que, por análise quer da curva de fragilidade envolvente quer das curvas de fragilidade por piso já apresentadas, se verifica que o sistema de chão falso nunca é condicionante para as mesmas.

Esta constatação, aliada ao facto de que o sistema de chão falso foi dimensionado para um piso térreo da estrutura (sem amplificação por parte da estrutura dos efeitos dinâmicos), pode levar a que, erroneamente, se considere o sistema de chão falso como não sendo crítico para a fragilidade.

A razão pela qual, para o caso em estudo, o chão falso não condicionou a fragilidade do edifício, prende-se com as características estruturais do mesmo. Ou seja, o cálculo do sistema de chão falso utilizado para este caso de estudo foi efetuado para um piso térreo de uma estrutura qualquer ou seja para uma aceleração de projeto "S", assinalada na Figura 6.24, que em nada é influenciada pelas características de massa e rigidez da estrutura. No entanto, quando este sistema é colocado em pisos superiores de uma estrutura, a resposta da mesma influencia o chão falso em si. Situação idêntica à do caso de estudo, onde está presente o sistema de chão falso em todos os pisos.

Assim sendo, poderia concluir-se que, como o dimensionamento do sistema de chão falso foi efetuado para um piso térreo, quando colocado em pisos superiores a rotura deste sistema estrutural seria dada como certa. Sabe-se no entanto que não é isso que sucede. Ou seja, como referido anteriormente as acelerações sentidas em toda a estrutura são afetadas pela rigidez e massa da mesma. Assim, se a estrutura do edifício apresentar um período fundamental que seja superior a T_2 (assinalado na Figura 6.24) o sistema de chão falso dimensionado para o piso térreo continuará a estar corretamente dimensionado para os pisos superiores. Por sua vez se o período fundamental da estrutura estiver entre

T_1 e T_2 , zona a sombreado da Figura 6.24 (estruturas mais rígidas) prevê-se o colapso do sistema de chão falso.

Para o caso de estudo o sistema de chão falso não era condicionante para a fragilidade pois o período fundamental da estrutura analisada era bastante elevado e como tal conduzia a níveis de acelerações inferiores à de dimensionamento do chão falso.

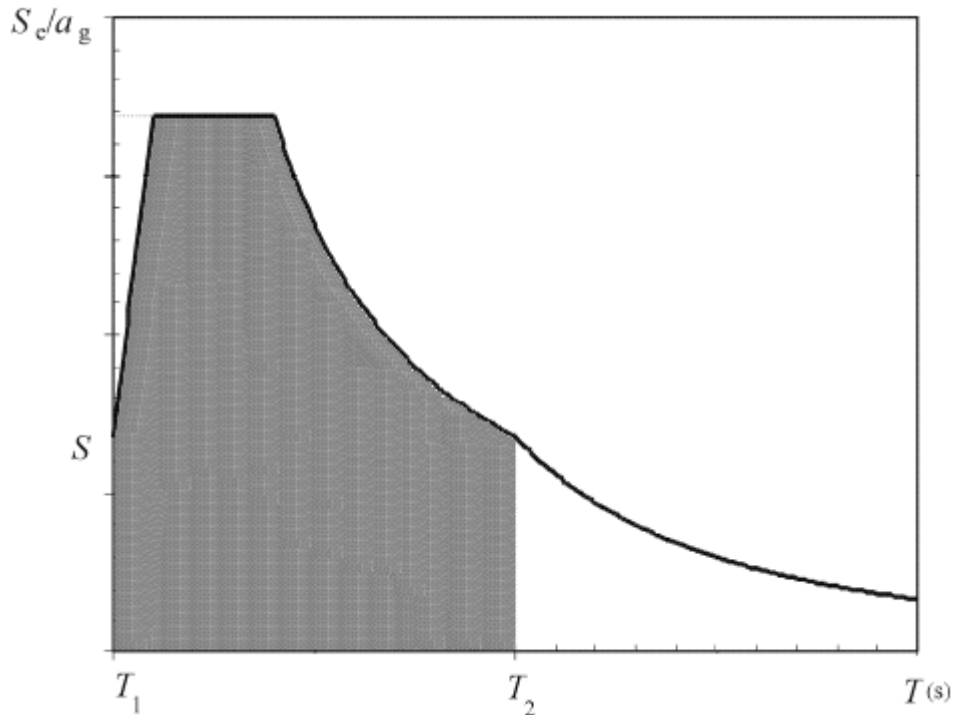


Fig.6.24. – Espectro de resposta elástico, onde a zona a sombreado representa o colapso do chão falso

6.4.2. PROBABILIDADE ANUAL DE COLAPSO

Para a obtenção das curvas de probabilidade de colapso anual conjuga-se a informação fornecida pela envolvente das funções de fragilidade com a função de perigosidade sísmica (“hazard”). Ou seja conjuga-se a probabilidade de que para um determinado nível de intensidade seja atingido um certo estado limite (função de fragilidade) com a probabilidade de que esse nível de intensidade ocorra (função de perigosidade sísmica) no local onde a estrutura está a ser analisada, como indicado pela equação 6.6. Repetindo este processo para todos os níveis de intensidade de interesse obtém-se a probabilidade de colapso anual.

$$\lambda_c = \int P(C|IM) * \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right| . dIM \quad (6.6)$$

A função de perigosidade sísmica para o local em que a estrutura está localizada, Lisboa, está representada na Figura 6.25 numa escala logarítmica. A conjugação desta função com as funções de fragilidade envolventes dão origem às curvas de probabilidade de colapso representadas na Figura 6.26.

Na Figura 6.26 foi novamente incluída a estrutura original, verificando-se que a probabilidade de colapso é bastante inferior a qualquer um dos critérios considerados para a estrutura com o *data centre*.

As curvas de probabilidade anual de colapso são representadas nos dois eixos por probabilidades, o eixo dos XX representa a probabilidade de que um nível de intensidade seja maior ou igual ao valor representado; por sua vez o eixo dos YY representa a probabilidade de que perante aquele valor de intensidade seja atingido o estado limite de colapso em consideração.

Novamente, em concordância com a informação definida pelas curvas de fragilidade envolvente, é possível concluir que o estado limite de colapso mais condicionante e mais provável de ocorrer é o correspondente ao derrube dos equipamentos.

A probabilidade anual de colapso é informação relevante. No entanto, a maioria das estruturas são construídas para um período de vida útil de pelo menos cinquenta anos. Assim são apresentados na Tabela 6.7 os valores para a probabilidade anual de excedência, obtida pelo integral das curvas de probabilidade anual de colapso; e ainda para os cinquenta anos de vida útil. É de referir que os valores da Tabela 6.7 correspondem a taxas de ocorrência sendo que para um ano essa taxa assume o mesmo valor da probabilidade.

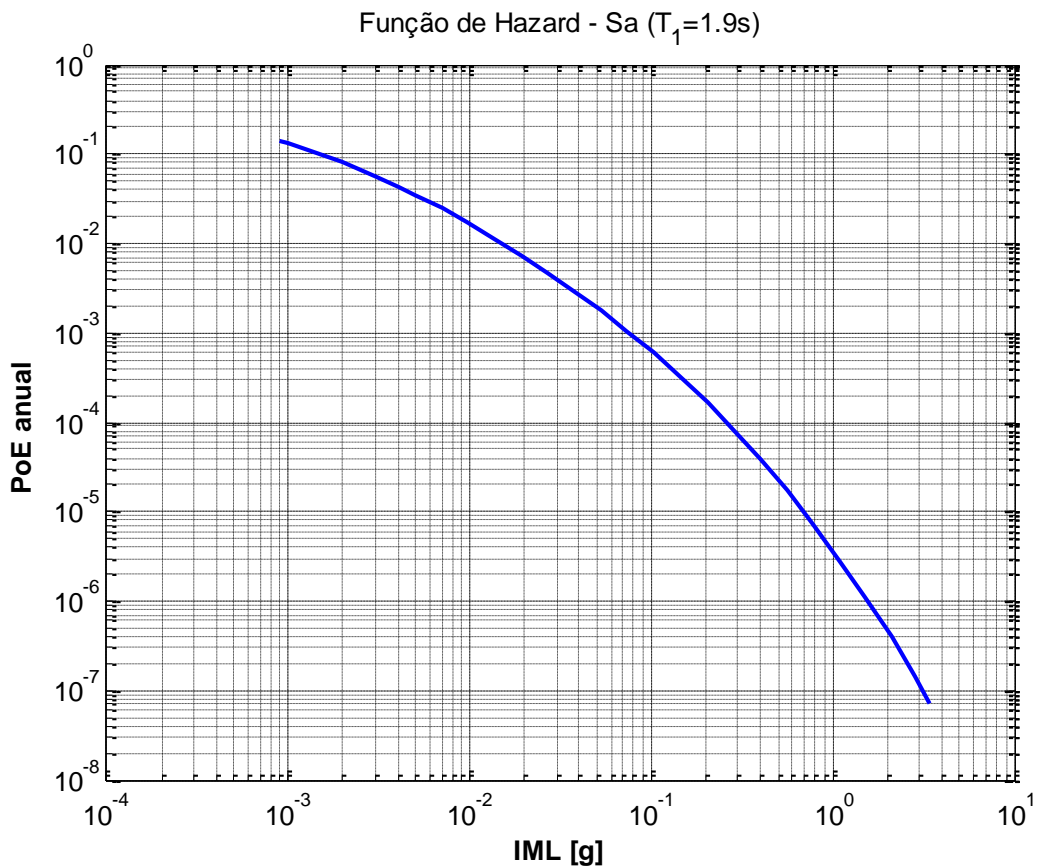


Fig.6.25. – Curva de perigosidade sísmica utilizada para a localidade de Lisboa

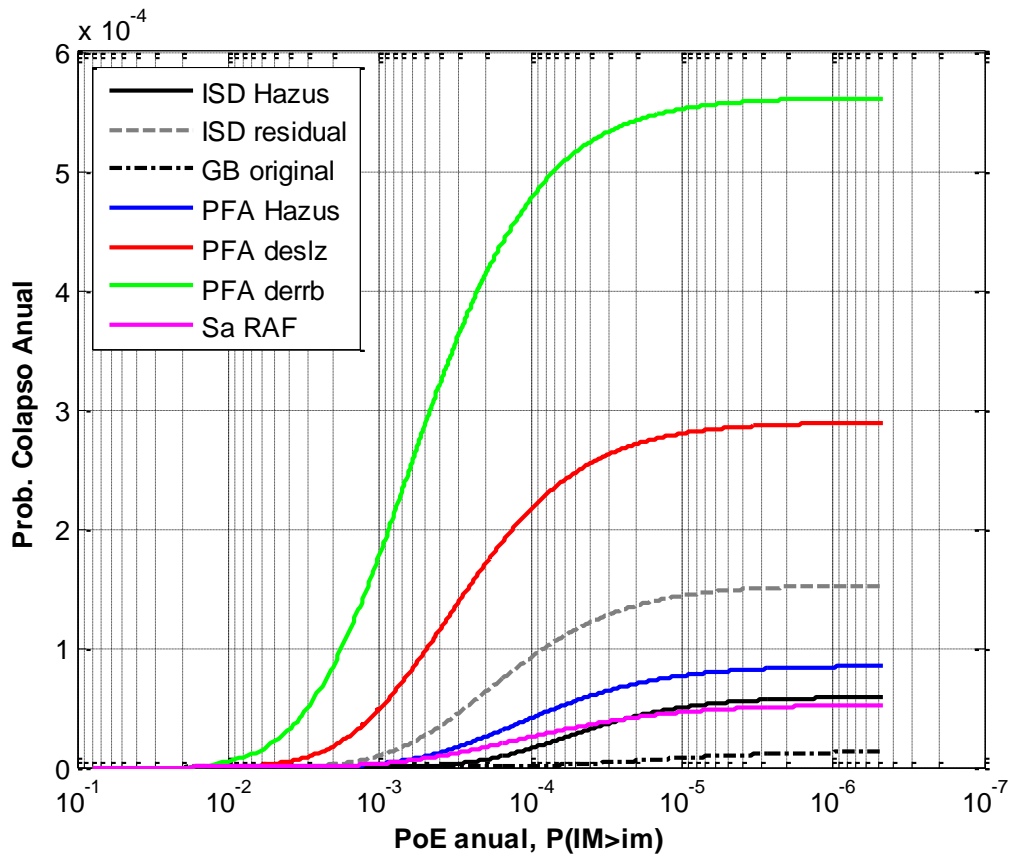


Fig.6.26. – Curvas de probabilidade anual de colapso

Para obter a taxa de variação para o período de 50 anos é necessário recorrer à distribuição de Poisson, definida da seguinte forma:

$$P = 1 - e^{-\lambda \cdot \Delta t} \tag{6.7}$$

Onde Δt corresponde ao intervalo de tempo considerado, no caso cinquenta anos, e λ corresponde à taxa de variação anual de colapso.

Tabela 6.7. Taxas de variação para o período de um e de cinquenta anos

	ISD	ISD residual	Estrutura Original	PFA HAzus	PFA Desliz	PFA Derrub	S _a RAF
Anual	5,87E-05	1,53E-04	1,27E-05	8,47E-05	2,89E-04	5,61E-04	5,20E-05
50 anos	2,93E-03	7,60E-03	6,35E-04	4,22E-03	1,43E-02	2,77E-02	2,59E-03

Em concordância com as curvas de probabilidade anual de colapso, verifica-se que o estado limite de derrube dos equipamentos é o que apresenta um maior risco. Assim, o risco para um período de um ano para o *data centre* em estudo é de 5.61E-04. Comparando este valor com o limite proposto por Sykora e Holický, para o critério de custo de medida de segurança elevado, apresentados em 6.4.3 verifica-se o cumprimento do mesmo. Isto é, apenas o critério que implica um maior custo na

implementação de medidas de segurança é cumprido. Pelo que se pode concluir que o *data centre* em estudo apresenta desde já um elevado risco sísmico.

Tabela 6.8. Comparação com os limites de risco admissíveis

	1
Risco relativo ao custo da medida de segurança elevado	9.68E-04
Risco	5.61E-04
Cumprimento do limite	OK

6.4.3. CUSTOS

Tal como referido anteriormente o risco sísmico pode ser expresso por um valor económico. Para tal é necessário perceber qual é o custo de reparação associado a cada estado limite de cada um dos critérios definidos e analisados. Para a análise do ponto de vista das perdas foram considerados três custos principais que são definidos de seguida; o custo da estrutura, o custo dos equipamentos e ainda o custo do chão falso. Todos os custos, por simplificação, foram considerados utilizando valores médios para os mesmos, não sendo quantificada a dispersão dos mesmos.

6.4.3.1. Valor da Estrutura

A estrutura em consideração está localizada em Lisboa, localidade para a qual se prevê um custo de aproximadamente 800€/m² [w24]. O valor patrimonial tributário, “Vt”, para prédios de habitação, comércio e serviços proposto pelo CIMI-*Código do Imposto Municipal sobre Imóveis* resulta da equação seguinte.

$$Vt = Vc * A * Ca * Cl * Cq * Cv \quad (6.7)$$

Onde:

- Vc - Representa o valor base dos prédios edificados, que corresponde ao custo médio de construção por metro quadrado adicionado do custo, também por metro quadrado, do terreno;
- A – Representa a área bruta que assume o valor de 5x108 m² para o pórtico em estudo;
- Ca- Representa o coeficiente de afetação, que depende da utilização tipo dos prédios; que para o caso em estudo é de serviços e como tal assume o valor de 1.1;
- Cl – Representa o coeficiente de localização, que tem em conta as acessibilidades do local, a proximidade de equipamentos sociais, os serviços de transportes públicos e ainda localizações de elevado valor de mercado. Para o caso de estudo foi considerado um valor médio de 2.5 para a zona de Lisboa;
- Cq – Representa o coeficiente de qualidade e conforto, que para este caso toma o valor de 1.23;
- Cv – Representa o coeficiente de vetustez, que é função da idade da estrutura após a conclusão da sua construção, que para o *data centre* em estudo se assumiu de 0.95 que corresponde a um edifício com 6 a 10 anos [w25].

Então, para a estrutura em estudo, vem que o seu valor patrimonial tributário é:

$$Vt = 800 * 1.25 * 5 * 108 * 1.1 * 2.5 * 1.23 * 0.95 = 1.735 \text{ M€}$$

Para o cálculo dos custos da estrutura foi utilizado um modelo de consequência apresentado na Tabela 6.9, proposto por uma metodologia de avaliação de perdas americana, HAZUS [20].

Tabela 6.9. Modelo de consequência adotado [20]

Estado Limite	Ligeiro	Moderado	Extenso	Colapso
Percentagem do custo total mobilizado	2%	10%	50%	100%

Este modelo considera ainda que o custo total pode ser desagregado da seguinte forma:

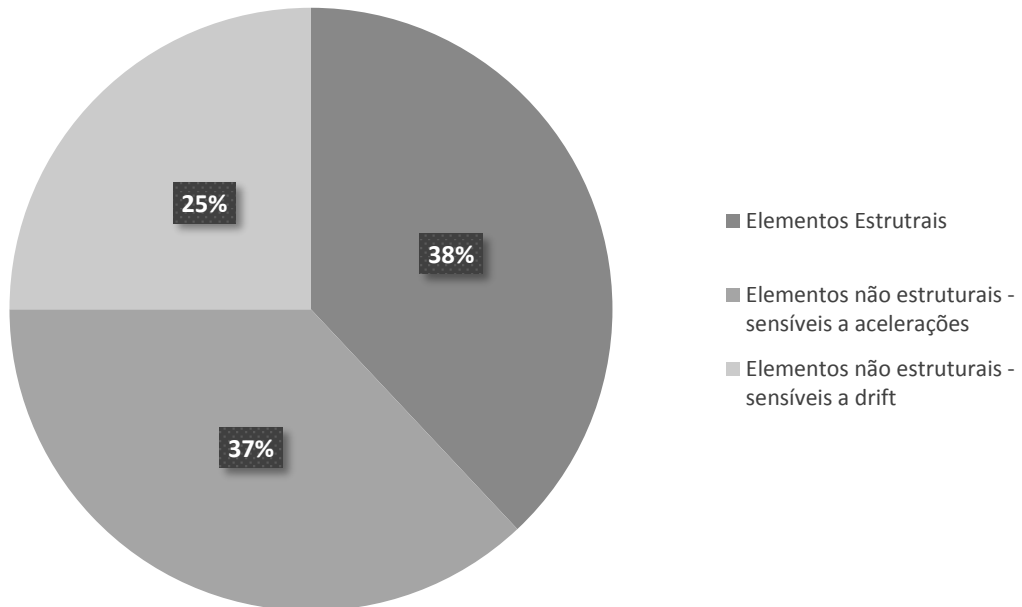


Fig.6.27. – Desagregação do custo total [20]

Ou seja, para a obtenção dos custos estruturais, foram utilizadas as funções de fragilidade quer para o estado de limite de colapso quer para o estado limite de não colapso sendo que para os últimos foi necessário atender à ponderação dos custos como indicado na lista acima apresentada e ainda à redução dos custos em função do estado limite alcançado, como indicado na Tabela 6.9.

6.4.3.2. Valor dos Servidores

No que toca aos servidores, verifica-se também uma grande variabilidade na definição dos seus custos, sendo que vários autores propõem diferentes valores para o custo de cada servidor.

Bradley (SLAT) [38] propôs uma lei de variação para o custo de reparação em função do número de equipamentos a reparar, que consiste no seguinte:

- Até um total de 2 servidores danificados, cada um apresenta um custo de 24.400€;
- De 2 a 6 servidores danificados, cada um apresenta uma variação linear do custo de 24.400€ até 30.500€ em função do número;
- Para mais de 6 servidores danificados, cada um apresenta um custo de 30.500€.

Sendo posteriormente ajustada uma função lognormal com um desvio padrão de 0.6.

Tendo em conta o custo dos servidores praticado atualmente, não foi utilizado o modelo de consequência anterior por estes apresentarem uma avaliação previsivelmente inferiormente ao seu valor real. Assim, considerou-se um custo de 163.000€ por servidor que se verifica serem os preços praticados pela HP – *Hewlett Packard*. De acordo com a análise efetuada nos capítulos anteriores, para a área por piso do edifício foi considerado um total de trinta servidores por piso. O que perfaz um custo total de 24.450 M€.

6.4.3.3. Valor do Chão Falso

Relativamente ao sistema de chão falso, existem também vários valores propostos, e que dependem do tipo de sistema em utilização. A norma americana FEMA P-58 [36] propõem o seguinte modelo de consequência para um sistema de chão falso.

- Custo de 12.33 €/m² até uma área de 100 m²;
- Variação linear do custo de 12.33 €/m² até 10.00 €/m² para áreas de 100 m² a 1000 m²;
- Custo de 10.00 €/m² a partir de uma área de 1000 m² [36].

Sendo que posteriormente é ajustada uma função lognormal ao valor médio do modelo de consequência com as seguintes características:

- Para 10% um custo de 3.90 €/m²;
- Para 50% um custo de 11.10 €/m²;
- Para 90 % um custo de 61.00 €/ m² [36].

Para Portugal é previsível um custo médio de 53€ por metro quadrado, sendo que este valor tem em consideração não só o custo dos materiais mas também da mão-de-obra necessária e ainda possíveis custos indiretos. Este foi o valor utilizado para o cálculo do custo do chão falso em consideração, que para o total de cinco pisos cada um com 108 m² perfaz um custo total de 28.620 m€ [w26].

6.4.3.4. Curvas de perdas económicas

Definidos os custos totais, os modelos de consequência para os diferentes componentes considerados e para a estrutura e caracterizada a fragilidade do edifício é possível obter as curvas de custos para cada piso e para cada um dos principais contribuintes para o custo da estrutura.

Foram obtidas curvas de custo quer para o estado limite de colapso quer para o conjunto de todos os estados limite intermédios de não colapso. As curvas de custo podem ser obtidas para cada um dos componentes individuais e para a totalidade da estrutura. Para qualquer um dos casos é necessário conjugar a informação do modelo de consequência com a função de fragilidade para cada estado limite correspondente. Para o cálculo do custo total da estrutura dado um determinado nível de intensidade, recorreu-se à equação 6.8.

$$\mu_{LT|IM} = \mu_{LT|IM,NC} \cdot [1 - P(C|IM)] + \mu_{LT|IM,C} \cdot P(C|IM) \quad (6.8)$$

Onde:

- $\mu_{LT|IM,NC} \equiv$ custo total para todos os estados limite de não colapso dado um nível de intensidade “IM”;
- $[1-P(C|IM)] \equiv$ probabilidade de ocorrência de não colapso para um nível de intensidade “IM”;
- $\mu_{LT|IM,C} \equiv$ custo total para todos os estados limite de colapso dado um nível de intensidade “IM”;
- $P(C|IM) \equiv$ probabilidade de ocorrência de colapso para um nível de intensidade “IM”.

Que pode ser descrita como sendo o custo total (para todos os componentes) para um dado nível de intensidade que tenha atingido um certo estado limite de não colapso multiplicado pela probabilidade de que ocorra o nível de intensidade de não colapso; ao qual é somado o custo total (para todos os componentes) de que para um dado nível de intensidade o estado limite de colapso tenha sido alcançado, multiplicado pela probabilidade de que ocorra o nível de intensidade de colapso.

Desagregando a equação 6.8 é facilmente perceptível a forma como são obtidos os custos de cada componente individualmente e ainda para os estados limite de colapso e não colapso.

A primeira parcela da equação 6.8, correspondente ao custo dos estados limite de não colapso, e pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mu_{LT|IM,NC} \cdot [1 - P(C|IM)] = \sum_{j=1}^{N_{DS}-1} P(DS_j|IM, NC) * \mu_{Li|DS_j,NC} \quad (6.9)$$

Onde:

- $j \equiv$ n° do estado limite;
- $N_{DS} \equiv$ n° de estados limite;
- $P(DS_j|IM,NC) \equiv$ probabilidade de estar no limite “j” dado um nível de intensidade “IM” e não colapso; Para a obtenção desta probabilidade é necessário atender à diferença de probabilidades de estado limite para estado limite pelo que devem ser usadas as seguintes expressões:

$$\begin{cases} FF(DS_j|IM) - FF(DS_{j+1}|IM) & j \neq N_{DS} \\ FF(DS_j|IM) & j = N_{DS} \end{cases}$$

- $\mu_{Li|DS_j,NC} \equiv$ Custo do componente “i” dado o estado limite “j” e não colapso.

A segunda parcela da equação 6.8 refere-se aos estados limite de colapso e pode ser decomposta da seguinte maneira:

$$\mu_{LT|IM,C} \cdot P(C|IM) = \sum_{i=1}^{N_{componentes}} \mu_{Li|C} \cdot P(C_i|IM) \quad (6.10)$$

Onde:

- $i \equiv$ n° do componente, estrutural ou não estrutural;
- $N_{componentes} \equiv$ n° de componentes;
- $\mu_{Li|C} \equiv$ custo de colapso do componente “i”;
- $P(C_i|IM) \equiv$ probabilidade de colapso do componente “i” dado um nível de intensidade “IM”.

Seguindo esta metodologia é possível obter as perdas para qualquer nível de intensidade para qualquer componente, considerando estados limite diferentes.

Na Figura 6.28 é possível observar as curvas de custos estruturais em função de um nível de aceleração espectral, sem a inclusão de servidores nem do chão falso, para cada um dos pisos individualmente e ainda o seu custo acumulado. Curvas essas que foram obtidas utilizando as equações 6.9 e 6.10 apenas para a estrutura. Esta avaliação de custos só teve em conta a resistência à flexão da estrutura, não atendendo a possíveis roturas devido a esforço transversal e/ou axial. É de referir também que o estado limite de colapso relativo ao drift residual não foi considerado como contribuindo para os custos por ser indicada como uma medida de conforto.

Por análise da Figura 6.28 pode-se afirmar que para o estado limite de colapso o custo é uniformemente distribuído por todos os pisos, não existindo diferenças significativas para qualquer nível de aceleração espectral. Relativamente ao estado limite de não colapso é possível observar que o custo diminui com o número do piso a considerar. Ou seja quanto mais elevado, em altura, é o piso menor é o custo que lhe está associado.

Para o estado limite de colapso a grandeza máxima dos custos ronda o valor total da estrutura ou seja cerca de 1.7M€. Já para os estados limite de não colapso verifica-se um custo máximo de cerca de 0.4M€.

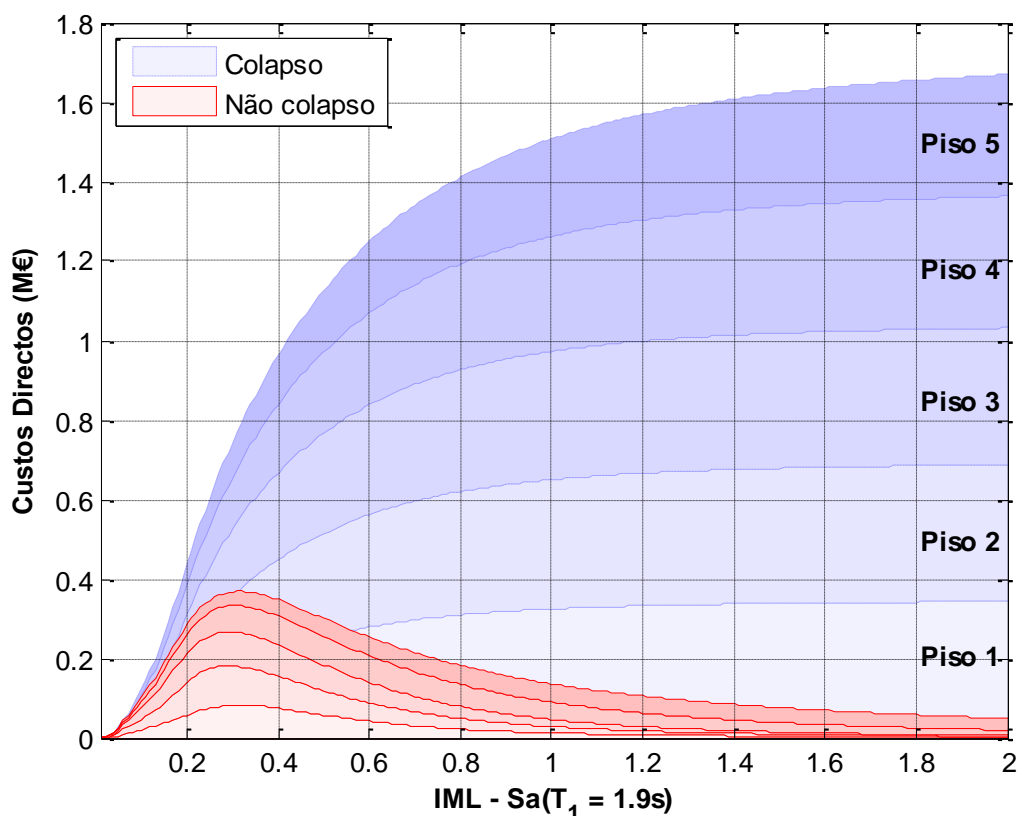


Fig.6.28. – Curvas de custos da estrutura para todos os pisos para diferentes níveis de aceleração espectral

Da aplicação da equação 6.8, ou seja considerando o custo total da estrutura, componentes não estruturais sensíveis a acelerações e drifts, servidores e chão falso obteve-se o gráfico da Figura 6.29. É

de referir que tanto este gráfico como o da Figura 6.28 não consideram custos indiretos tais como o tempo de inatividade do *data centre*, a mão-de-obra utilizada e ainda custos adicionais. Estes gráficos são relativos apenas aos custos diretos. O valor de custo total obtido foi de:

$$\mu_T = 25.764 \text{ M€}$$

Este valor é de uma dimensão bastante superior ao apresentado anteriormente relativo ao custo dos danos estruturais, que se deve ao elevado valor dos equipamentos de servidores. Este valor confirma então a necessidade de um dimensionamento mais restritivo para este tipo de estruturas, uma vez que a tentativa de reduzir os custos de construção pode levar a que a longo prazo os custos sejam incomparavelmente maiores.

Foi também obtida a curva de perdas anuais esperadas ao longo do tempo, Figura 6.30, informação que poderá ser utilizada pelas companhias de seguro para a atribuição de prémios à estrutura. A obtenção do valor da perda anual esperada (*EAL-Estimated Annual Loss*) é efetuado através da equação 6.11.

$$EAL = \mu_{LT} = \int \mu_{LT|IM} * \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right| . dIM \quad (6.11)$$

Para a estrutura em análise o valor obtido foi:

$$EAL = 12.526 \text{ € (0.05\% Total)}$$

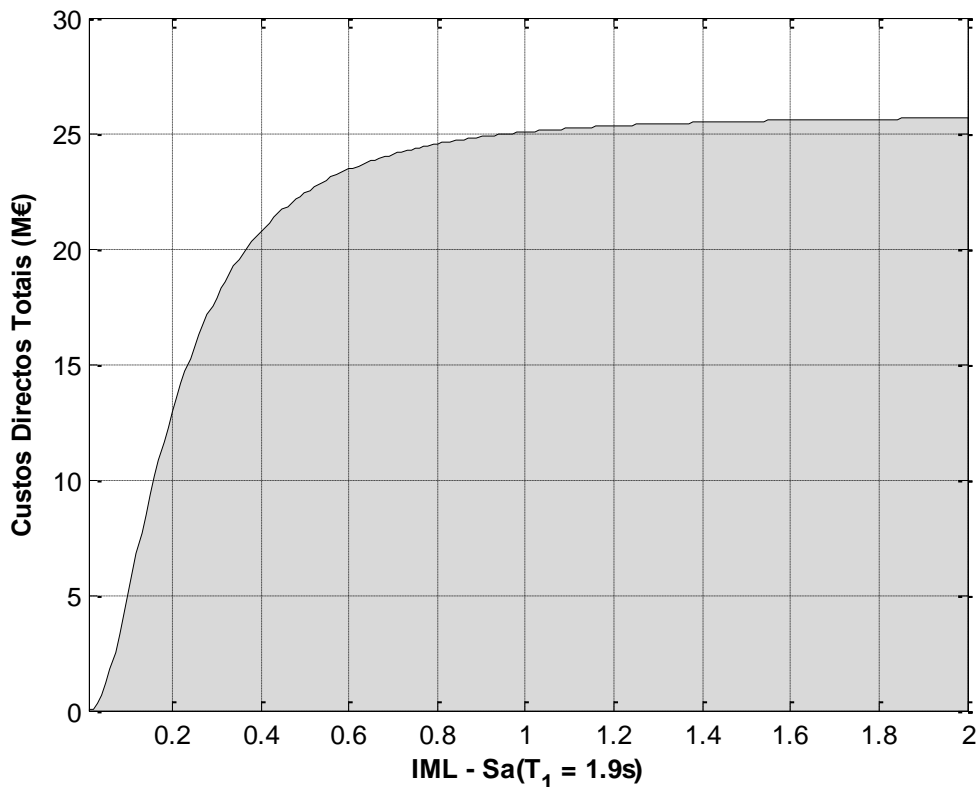


Fig.6.29. – Curva de custo total em função da aceleração espectral

Na Tabela 6.10 é possível aferir o valor da perda anual esperada para cada um dos pisos.

Tabela 6.10. Perda anual esperada por piso

Piso	1	2	3	4	5
EAL (€)	2505.0	2505.0	2505.0	2505.0	2505.0

Para a obtenção dos valores de perda para os anos posteriores, representados na Figura 6.30, foi utilizada a equação 6.12. É de referir que para o cálculo da perda anual esperada para o ano inicial e para os anos posteriores não foram consideradas as características evolutivas da estrutura, isto é, a degradação da estrutura e a redução das capacidades estruturais que daí advêm. Novamente se refere que esta avaliação de custo não considerou possíveis roturas devido ao esforço transversal e/ou axial, avaliando apenas a resistência à flexão da estrutura.

$$E_L = \frac{(1-e^{-\lambda t})}{\lambda} EAL \quad (6.12)$$

Onde:

- EAL – Representa a perda anual esperada;
- λ – Representa a taxa de desconto; que é utilizada para considerar a evolução do valor do dinheiro com o tempo e representa a diferença entre a especulação e as taxas de inflação, que para o caso foi considerada de 6%;
- t – número de anos [16].

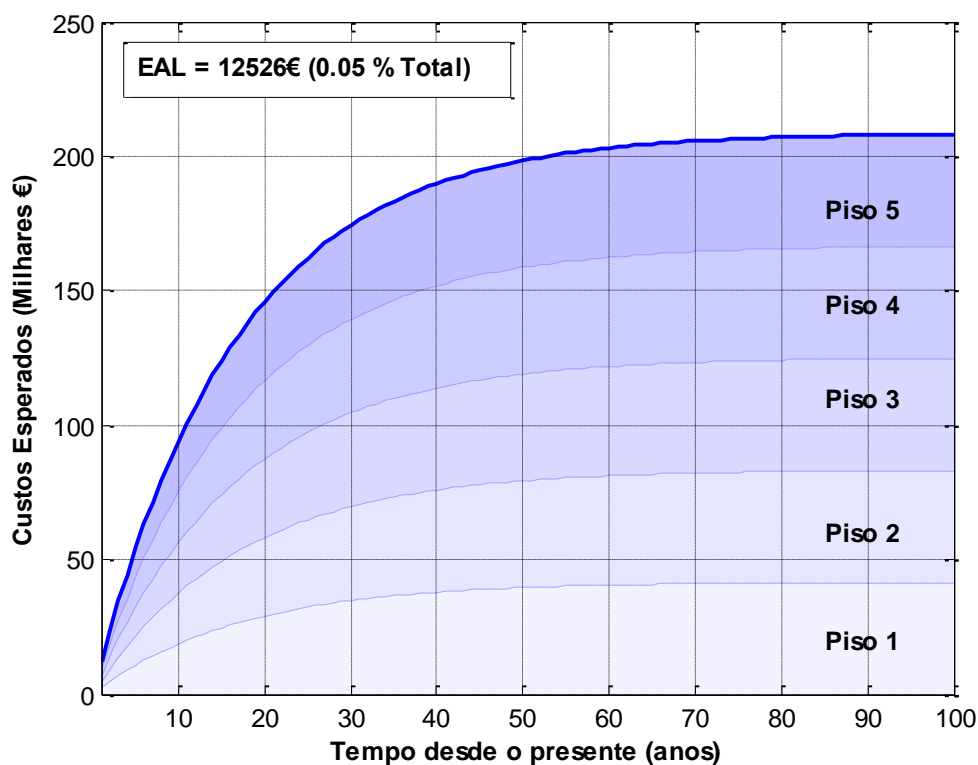


Fig.6.30. – Perdas anuais esperadas

Por análise da Figura 6.30 conclui-se que, em linha com o referido anteriormente, as diferenças entre o custo dos pisos não são significativas. No entanto verifica-se um aumento considerável das perdas anuais em função do tempo, na ordem dos 1000% em aproximadamente vinte anos e 1700% em cem anos. Esta informação é particularmente importante para que se possa proceder a uma análise de custo benefício de uma eventual intervenção de reforço estrutural, ou até mesmo para a interrupção da atividade como *data centre*.

7

Conclusões

7.1. CONCLUSÕES

Concluído o estudo dos *data centres*, das suas características estruturais e não estruturais, de subestruturas que se encontrem no seu interior e caracterizada a fragilidade deste tipo de edifícios é possível retirar as ilações finais deste trabalho.

Pela análise estrutural dos *data centres* verificou-se que, para que se possa garantir um comportamento sísmico adequado para este tipo de edifícios, é necessário que o seu dimensionamento seja efetuado obedecendo a critérios de desempenho adicionais, associados ao sistema estrutural do chão-falso e aos equipamentos informáticos.

Dada a escassez de informação regulamentar, assim como devido ao facto de vários edifícios de *data centres* resultarem da adaptação de edifícios correntes, será de esperar que muitos destes edifícios localizados em Portugal não cumpram com todos os requisitos necessários a um bom desempenho em situação sísmica.

Para o caso estudado, verificou-se que a transformação do edifício num data centre traduziu-se numa alteração importante da sua vulnerabilidade, sobretudo devido aos requisitos de desempenho mais exigentes que são característicos de edifícios de *data centres* e para o quais o edifício estudado não foi concebido.

Desta forma, os resultados obtidos no caso de estudo sugerem, através da comparação do risco obtido com os limites admissíveis, que a fragilidade deste tipo de edifícios é elevada e, conseqüentemente, tem associado um nível de risco e um custo de reparação também elevado. No caso de um evento sísmico, o custo de reparação de um *data centre* pode atingir até quinze vezes o custo da estrutura, o que conduz a valores de custo muito elevados e muitas vezes incomportáveis para a viabilidade do *data centre*.

Apesar das conclusões acima extraídas resultarem da análise a um caso isolado, entende-se ser necessário proceder a uma consciencialização das empresas em Portugal responsáveis pela prestação dos serviços de *data centre*, para que possam efetivamente oferecer serviços de qualidade, disponibilizando ao cliente uma noção realista do risco sísmico da sua infraestrutura, permitindo desta forma a tomada de decisão sobre possíveis medidas de reforço estrutural tendo em vista a mitigação do referido risco.

7.2. SUGESTÃO PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

A realização deste trabalho, no qual foram identificados vários estados limite e critérios de rotura, quer estruturais quer dos equipamentos informáticos, permitiu a aquisição de um conjunto de conhecimentos que podem servir de base ao desenvolvimento de novas ferramentas para o dimensionamento e análise de risco sísmico de edifícios de *data centres*.

Uma possibilidade poderá passar pela criação de um *software* que permita a emissão de alertas no caso de serem violados algum dos critérios de desempenho de um *data centre*. Esta aplicação pode ser desenvolvida tendo como base os critérios identificados no Capítulo 6, sendo necessário recorrer à adaptação dos mesmos para o *data centre* em questão e ainda através da instalação de acelerómetros em cada piso do edifício para a medição das acelerações. Cada acelerómetro pode então transmitir a informação para um computador central que, mediante um determinado nível de aceleração e respectivo valor limite, função dos vários estados limite, emite um alerta que permite que sejam tomadas medidas adicionais de controlo tais como desligar os equipamentos para evitar que estes sofram danos maiores.

Para além deste trabalho adicional pode ainda proceder-se ao estudo mais refinado de *data centres*, através da modelação em três dimensões e através de uma recolha de informações de campo, isto é, da visita a *data centres* existentes. Desta forma os dados obtidos nesta dissertação poderiam ser complementados e validados através do estudo de um caso real.

A.1.

Nesta secção são apresentadas tabelas com informação mais detalhada que não se enquadravam com o texto escrito da dissertação devido à elevada quantidade de informação. Como se considera esta informação bastante útil optou-se pela colocação da mesma nesta secção.

Data centre	Características Estruturais				Características Técnicas		Serviços					
	Betão Armado	Pavilhão Industrial / estrutura Metálica	Tipologia estrutural desconhecida (ou única)	Estrutura Antissísmica/ construído de raiz	RAF	Server cages	Espaço de Escritório	Armários de Servidores	Servidores Individuais	Servidores Virtuais	Remote hands	UPS
Data centre PT Covilhã	✓			✓ / ✓	✓	?	✓	✓	?	✓	✓	✓
PT Prime Picoas	✓			?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
PT Prime Carnide	✓			?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
PT Prime Tenente Valadim	✓			?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
Data centre PT Açores			Alvenaria de pedra	?	?	?	?	?	?	?	?	?
Data centre PT Madeira			✓	?	?	?	?	?	?	?	?	?
Carrierhouse Telvent		✓		✗ / ✗	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
Claranet Lisboa 2 Telvent			✓	?	?	?	?	?	?	?	?	?
Claranet Porto 1	✓			✗ / ✗	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
Claranet Porto 2			✓	?	?	✓	✗	✓	✓	✗	✗	?
Ar Telecom-Lisboa	✓			✓ / ✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Ar Telecom-Porto	✓			✓ / ✓	✓	✗	✗	✓	✓	✓	✗	✓
GigaPix Lisbon 1	✓			(instalações LNEC.) / ✗	✓	?	?	✓	?	?	?	✓
Nfsi Lisbon 1		✓		✗ / ?	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
Nfsi Leiria			✓	✓ / ?	?	✓	?	✓	✓	?	?	✓
DOTSI-Lisbon			✓	?	?	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓
Ptisp Lis1			✓	✓ / ?	?	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓
Colt/Mainroad LX		✓		?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
ALLBS			✓	? (remodelado para Data centre)	?	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓
Nfsi Porto 1	✓			✗ / ✗	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
Bitcanal Porto			✓	✓ / ✓	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
DECSIS Évora		✓		✗ / ✗	?	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?
CTD EDD	✓			✗ / ✗	?	✓	✗	✓	✗	✓	✗	?
100LIMITE			✓	?	?	✗	✗	✓	✓	✓	✓	?
Mainroad NS	✓			✗ / ✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	?

Tabela A.1.1. Características dos Data centres existentes em Portugal

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Pinna, L., *A terra*, in *Enciclopédia Pedagógica Universal*, Hiperlivro, Editor. 2002.
- [2] Arêde, A., *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. FEUP-DEC-Estruturas, 2012.
- [3] EN, N. *Eurocódigo 8- Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. 1998.
- [4] Ministério da habitação, O.P.e.T., *Regulamento de Segurança e Ações*. Diário da República, 1991.
- [5] Abrahamson, N.A. and J.J. Bommer, *Probability and Uncertainty in Seismic Hazard Analysis*. Earthquake Spectra, 2005. **21**(2): p. 603-607.
- [6] Domingos, H.d.A., *Risco Sísmico de Pavilhões Industriais em Estrutura Metálica*. Porto FEUP. 2014.
- [7] Ferreira, M.M.L.d.S.A., *Risco Sísmico em Sistemas Urbanos*. Instituto Superior Técnico, 2012.
- [8] Silva, V., et al., *Seismic risk assessment for mainland Portugal*. Bull Earthquake Eng, 2014.
- [9] Petruzzelli, F., *Scale-dependent procedures for seismic risk assessment and management of industrial building portfolios*. University of Naples Federico II- Department of Structures for Engineering and Architecture., 2013.
- [10] Sandi, H., et al., *Seismic Vulnerability Assessment. Methodological elements and Applications to the case of Romania*. International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation, Bucharest, Romania, 2007.
- [11] Council, A.T., *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, 2012. **Volume 1 - Methodology**.
- [12] Porter, K., R. Kennedy, and R. Bachman, *Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering*. Earthquake Spectra, 2007. **23**(2): p. 471-489.
- [13] Lang, K., *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*. 2002.
- [14] Silva, V., et al., *Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model*. Bull Earthquake Eng, 2014.
- [15] Bal, İ.E., et al., *Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008. **28**(10-11): p. 914-932.
- [16] Brendon A Bradley, et al., *Seismic Loss Estimation For efficient Decision Making*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2009.
- [17] McGUIRE, R., *Seismic Hazard and Risk Analysis*. Earthquake Engineering Research Institute, Boulder, Colorado., 2004.
- [18] Vamvatsikos, D., *Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013. **42**(8): p. 1171-1188.
- [19] American Society of Heating Refrigerating and Air Conditioning Engineers, I., *Design Considerations for Datacom Equipment Centers, United States of America*. 2009: p. 1-237.
- [20] Security, D.o.H., et al., *Hazus - MH MR5 Multi-hazard Loss Estimation Methodology Technical Manual, EUA*.
- [21] American Society of Heating, R.a.A.-C.E., Inc, United States of America, *Structural and Vibration Guidelines for Datacom Equipment Centers. United States of America*. 2007: p. 1-139.
- [22] Turner, J., *Effects of data center vibration on compute system performance*, in *Proceedings of the First USENIX conference on Sustainable information technology*. 2010, USENIX Association: San Jose, CA. p. 5-5.
- [23] Zhao, W.L.Y., *Using Dual-Axis Accelerometers to Protect Hard Disk Drives*. 2005.
- [24] Sharma, R.K., et al., *Balance of power: dynamic thermal management for Internet data centers*. Internet Computing, IEEE, 2005. **9**(1): p. 42-49.

- [25] Rasmussen, N., *Re-examining the Suitability of the Raised Floor for Data Center Applications*. United States of America. American Power Conversion., 2003.
- [26] Electric, S., *Modular Access Floor-Components, Data center solution*, S.E.I. SAS, Editor. 2015.
- [27] EN, N. *Eurocódigo 3- Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 1993.
- [28] I-Kwang Chang, Shin.Chi Liu, and h. C.Shah, *Seismic support of electronic and computer equipment on raised floors*. United States of America. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1986. **Vol. 5, No. 3**.
- [29] Lapa, J.A.M., *Análise Dinâmica Linear e Não-Linear de Estruturas*, ed. FEUP. 1987.
- [30] Castro, J.M., *Dimensionamento Sísmico de Estruturas Metálicas - Exemplo de Aplicação do Eurocódigo 8*. CMM em Lisboa, 2010.
- [31] EN, N. *Eurocódigo 0- Bases para o projecto de estruturas*. 1990.
- [32] Bradley, B.A., *A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010.
- [33] Sousa, L., et al., *Development of multi IM based Fragility Functions for Earthquake Loss Estimation*. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, 2014.
- [34] Fernandes, S.F.M., *Caracterização da Fragilidade Sísmica de Edifícios*. FEUP, 2013.
- [35] Holicky, M.S.M., *Target reliability levels for the assessment of existing structures*. Ialce 2012: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering. Vienna, Austria., 2012.
- [36] Council, A.T., *Seismic Performance Assessment of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, 2012. **Volume 1 - Methodology**
- [37] Keith Porter and K. Ramer, *Estimating earthquake-induced failure probability and downtime of critical facilities*. University of Colorado. Journal of Business Continuity & Emergency Planning Volume 5 Number 4, 2012: p. 352-364.
- [38] Bradley, B.A., *User manual for SLAT: Seismic Loss Assessment Tool version 1.14*. Department of Civil Engineering University of Canterbury New Zealand, 2009.

REFERÊNCIAS WEB

- [w1] **Ondas sísmicas: Junho 2015**. https://pt.wikipedia.org/wiki/Onda_sísmica.
- [w2] **Sismicidade em Portugal: Junho 2015**. <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>.
- [w3] **Sismicidade em Portugal: Junho 2015**. http://w3.ualg.pt/~jdiias/GEOLAMB/GA5_Sismos/57_Portugal/572_SismicidPort.html.
- [w4] **Sísmica: Junho 2015**. http://w3.ualg.pt/~jestevao/JEsismica.html#sis_solos.
- [w5] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.interxion.com/data-centres/>.
- [w6] **Requisitos estruturais (drift residual): Junho 2015**. <http://www.seaoc.org/>.
- [w7] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.datacentermap.com/portugal/datacenters.html>.
- [w8] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.datacentermap.com/portugal/>.
- [w9] **Data centres: Abril 2015**. <https://www.ptisp.pt/#why/tech>.
- [w10] **Data centres: Abril 2015**. <https://dotsi.pt/datacenter/colocation/>.
- [w11] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.datacenter9.com/datacenters/portugal>.
- [w12] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.fccn.pt/pt/servicos/conectividade-e-infraestrutura/gigapix/>.
- [w13] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.coltdatacentres.net/data-centre-locations/europe/portugal/lisbon-carnaxide/>.
- [w14] **Data centres: Abril 2015**. <https://cloud.ptempresas.pt/Pages/Datacenter/DCC.aspx>.
- [w15] **Data centres: Abril 2015**. <http://www.cgest.pt/datacenters.html>.

- [w16] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.claranet.pt/rede-datacenters>.
- [w17] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.datacentermap.com/datacenters.html>.
- [w18] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.datacenterknowledge.com/special-report-the-worlds-largest-data-centers/>.
- [w19] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.datacenterknowledge.com/special-report-the-worlds-largest-data-centers/largest-data-centers-supernap-microsoft-dft/#supernap>.
- [w20] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.equinix.com/locations/germany-colocation/munich-data-centers/>.
- [w21] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.equinix.com/resources/data-sheets/ibx-tech-specs/mu1/>.
- [w22] **Data centres:** Abril 2015. <http://www.datacenters.com/germany/munich/equinix/munich-data-center-mu1>.
- [w23] **Open Sees:** Junho 2015. <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [w24] **Custos de terreno e construção:** Junho 2015. <http://www.portugalglobal.pt/PT/InvestirPortugal/Criareinstalar/Paginas/MercadoIndustrialeLogistico.aspx>.
- [w25] **CIMI:** Junho 2015. <http://www.ordemengenheiros.pt/pt/centro-de-informacao/dossiers/consultorio-juridico/regime-de-determinacao-e-verificacao-do-coeficiente-de-conservacao-no-novo-regime-do-arrendamento-urbano/a-determinacao-do-valor-patrimonial-tributario/>.
- [w26] **Gerador de preços para engenharia e construção:** Junho 2015. http://www.geradordeprecos.info/obra_nova/Revestimentos/Pavimentos/Tecnicos/Pavimento_tecnico_acessivel_0_1_0_0_0_0_0_0_0.html.