



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa



ACADEMIA MILITAR
DULCE ET DECORUM EST PRO PATRIA MORI



VALIDAÇÃO DA METODOLOGIA ICIST/ACSS DE AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO DE UNIDADES DE SAÚDE

Caso de Estudo do Centro de Saúde de Loulé

Raquel Sofia de Brito Lima e Rebelo da Costa

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Júri

Presidente: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas
Proença

Vogal: Professor Doutor António José da Silva Costa

Outubro 2010

RESUMO

As recentes catástrofes provocadas pelos sismos de L'Aquila, do Haiti e do Chile vieram relembrar a importância do reforço sísmico de estruturas situadas em locais de risco sísmico elevado.

As unidades de saúde são das estruturas em que mais importância tem a operacionalidade imediatamente após a ocorrência de um sismo, sendo fundamental que se concebam planos para o reforço sísmico deste tipo de estruturas, que englobem os recentes desenvolvimentos nesta área, de forma a salvaguardar o parque hospitalar, em caso de sismo.

O primeiro passo para o reforço estrutural passa por um rastreio das unidades em que é mais urgente este reforço. Para tal, face ao universo bastante alargado de estruturas que prestam cuidados de saúde, é necessário desenvolver métodos expeditos, que permitam uma primeira hierarquização de estruturas em que é mais premente a intervenção. É com este objectivo que tem vindo a ser desenvolvida uma metodologia de avaliação do risco sísmico, baseada num conjunto de normas japonesas. Pode considerar-se que esta metodologia apresenta uma complexidade e um rigor intermédios, entre as metodologias ditas generalizadas, que se baseiam só em factores como o número de pisos, a localização do edifício, o material estrutural, etc. e as que recorrem a meios computacionais avançados como as análises estáticas não lineares.

Nesta dissertação apresenta-se a metodologia ICIST/ACSS, procedendo à sua aplicação ao centro de saúde de Loulé. Recorreu-se a processos mais elaborados para aferir o rigor da metodologia em análise. Retirando daqui conclusões que se espera que contribuam, de futuro, para uma melhor calibração do método.

PALAVRAS-CHAVE:

- Avaliação do Risco Sísmico
- Vulnerabilidade Sísmica
- Unidades de Saúde
- Metodologia ICIST/ACSS

ABSTRACT

The recent catastrophes caused by the earthquakes in L'Aquila, in Haiti and in Chile came as a reminder of the importance of seismic retrofit of structures located in high seismic hazard zones.

Health units are the prime examples of structures that should be operational immediately after an earthquake. It's of the utmost importance to conceive plans in order to proceed with the seismic retrofit of this kind of structures, based on the most recent developments in this area, in order to safeguard hospital facilities, in the event of an earthquake.

The first step towards seismic retrofitting is to scan units in order to identify those where retrofitting is more urgent. To be able to achieve this goal it's necessary to develop a quick method that allows a first hierarchization of structures where intervention is more pressing. Keeping this in mind, it has been developed a methodology of evaluation of the seismic hazard based on a Japanese standard. It's considered that this methodology presents an intermediate complexity and rigour between those based only on factors such as the number of storeys, the building's location, the structural material, etc. and those that require more advances computational means as non-linear static analysis.

In this dissertation it's present the ICIST/ACSS methodology, applying it to the Loulé Health Centre. More elaborated processes were used to evaluate the rigour of the analysed methodology. Conclusions were withdrawn and it's hoped that they will, in the future, contribute for a better calibration of the method.

KEY-WORDS:

- Evaluation of Seismic Hazard
- Seismic Vulnerability
- Healthcare units
- Methodology ICIST/ACSS

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Jorge Proença, cujo contributo para a realização desta dissertação foi inestimável. Pelo seu acompanhamento permanente e a disponibilidade demonstrada expresso aqui a minha profunda gratidão.

Desejo também agradecer ao Sr. Engenheiro Virgílio Augusto da ACSS, que efectuou a ligação com esta instituição e ao Sr. Engenheiro Ilídio Cavaco, da ARS Algarve, que para além de ter fornecido os projectos de arquitectura e de estabilidade, teve a amabilidade de disponibilizar o seu tempo no acompanhamento da visita de campo feita, esclarecendo uma série de dúvidas.

A todos aqueles da Academia Militar que foram verdadeiramente camaradas e me ajudaram em inúmeras situações permitindo-me concluir esta dissertação com sucesso o meu muito obrigada.

Aos elementos da minha família pelo valioso contributo que tiveram na minha formação, sem o qual nunca teria chegado tão longe, quero também agradecer.

À Rita, à Susana e à Vanessa porque *ser amiga é ser irmã* o meu obrigada pelo vosso apoio.

Agradeço também à Sara pela ajuda dada.

Ao João Filipe pela sua paciência e todo o apoio prestado o meu muito obrigada.

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objectivos.....	1
1.3 Organização dos restantes capítulos.....	2
1.4 Justificação.....	2
2. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA	7
2.1 Enquadramento	7
2.2 Metodologia ICIST/ACSS(1)(11)	8
2.2.1 Índice de Desempenho Sísmico – <i>IS</i>	8
2.2.1 Índice de Solicitação Sísmica – <i>ISO</i>	18
3. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO.....	19
3.1 Apresentação do Centro de Saúde de Loulé	19
3.2 Análise dos Corpos V, VII e IX no SAP2000.....	26
3.2.1 Modelação em SAP2000.....	26
3.2.2 Análise Dinâmica Tridimensional.....	31
3.2.3 Análise Sísmica Dinâmica	31
3.3 Análise dos Corpos V, VII e IX de Acordo com a Metodologia ICIST/ACSS.....	44
3.3.1 Índice de Desempenho Sísmico – <i>IS</i>	44
3.3.2 Índice de Solicitação Sísmica – <i>ISO</i>	53
4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO CASO DE ESTUDO ..	55
4.1 Resultado da Metodologia ICIST/ACSS	55
4.1.1 Variantes dos processos de cálculo.....	56
4.2 Comparação dos Resultados Obtidos Através da Metodologia ICIST/ACSS com os Resultados Obtidos Através de Processos Mais Elaborados.....	60
4.2.1 Do ponto de vista da Acção.....	60
4.2.2 Do ponto de vista da Resistência.....	61
4.2.3 Comparação entre os índices de desempenho sísmico e de solicitação sísmica	72
5. CONCLUSÕES	75
5.1 Recomendações para Desenvolvimentos Futuros.....	76

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
A1 – VALORES DOS ESPECTROS DE DIMENSIONAMENTO.....	81
A2 – CLASSIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS VERTICAIS.....	83
A3 – SOMA DAS ÁREAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS DIFERENTES ELEMENTOS VERTICAIS	87
A4 – APLICAÇÃO DAS EXPRESSÕES DO NÍVEL DOIS DAS NORMAS JAPONESAS ..	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Relação entre a capacidade e a exigência de uma unidade de cuidado de saúde [(2) adaptado de (3)].....	2
Figura 1.2 – Situação geral das unidades de cuidados de saúde no Chile, após o sismo de 27 de Fevereiro de 2010	4
Figura 1.3 – Danos em construções localizadas na mesma rua, frente a frente(5)	5
Figura 1.4 – Ruínas de um hospital pediátrico que colapsou no Haiti (7)	5
Figura 1.5 – Imagens de pacientes a serem assistidos no exterior. À esquerda um homem é assistido no jardim do Hospital Geral de Port-au-Prince. À direita uma mulher e os filhos recebem tratamento médico num hospital de campanha (8)	6
Figura 2.1 – Altura livre (h_o) e largura (D) do pilar(1).....	9
Figura 2.2 – Exemplos para classificação do item a (1)	14
Figura 2.3 – Exemplos para classificação do item c (1).....	15
Figura 2.4 – Exemplo para classificação do item f (1)	16
Figura 3.1 – Planta esquemática de todo o complexo e localização dos corpos a analisar..	19
Figura 3.2 – Planta do corpo V	20
Figura 3.3 – Corpo VII, primeiro piso	22
Figura 3.4 – Corpo VII, cobertura	22
Figura 3.5 – Secção transversal da viga V4.....	24
Figura 3.6 – Corpo IX.....	25
Figura 3.7 – Imagem do modelo do corpo V	28
Figura 3.8 – Imagem do modelo do corpo VII	28
Figura 3.9 – Imagem do modelo do corpo IX	28
Figura 3.10 – Limites para recuos em edifícios regulares em altura (13).....	38
Figura 3.11 – Planta do corpo V, evidenciando a área considerada regular	48
Figura 3.12 – Planta do corpo VII, evidenciando a área considerada regular	48
Figura 4.1 – Diagrama de momentos admitido nos pilares e paredes	65
Figura 4.2 – Pilares do corpo V em que τ_1 é inferior a τ_2	71
Figura 4.3 – Pilares do corpo VII, primeiro piso, em que τ_1 é inferior a τ_2	71
Figura 4.4 – Pilares do corpo VII, segundo piso, em que τ_1 é inferior a τ_2	72
Figura 4.5 – Pilares do corpo IX em que τ_1 é inferior a τ_2	72

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 – Espectro de dimensionamento do sismo 1.....	42
Gráfico 3.2 – Espectro de dimensionamento do sismo 2.....	42
Gráfico 3.3 – Comparação entre os espectros de dimensionamento dos sismos 1 e 2.....	43
Gráfico 4.1 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico I_s e o índice de sollicitação sísmica I_{so}	56
Gráfico 4.2 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo V.....	57
Gráfico 4.3 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo VII.....	57
Gráfico 4.4 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo IX.....	58
Gráfico 4.5 – Comparação entre $E_{0,h<}$ e o $E_{0,h>}$, para o corpo V.....	59
Gráfico 4.6 – Comparação entre $E_{0,h<}$ e o $E_{0,h>}$, para o corpo VII.....	59
Gráfico 4.7 – Comparação entre $E_{0,h< x}$ e o $E_{0,h>}$, para o corpo IX.....	59
Gráfico 4.8 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo V, na direcção x.....	67
Gráfico 4.9 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo V, na direcção y.....	67
Gráfico 4.10 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo VII, na direcção x/I.....	68
Gráfico 4.11 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo VII, na direcção y/II.....	68
Gráfico 4.12 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo IX, na direcção x/I.....	69
Gráfico 4.13 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo IX, na direcção y/II.....	69

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tensão média ao corte ao estado limite último [MPa].....	11
Tabela 2.2 – Valores dos factores de redução α_i	12
Tabela 2.3 – Itens de regularidade a considerar no cálculo do índice SD	13
Tabela 2.4 – Valores de G_i e de $R1i$	13
Tabela 2.5 – Índice deterioração temporal.....	18
Tabela 3.1 – Legenda dos pilares do corpo V.....	21
Tabela 3.2 – Alturas das lajes do corpo V.....	21
Tabela 3.3 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo V	21
Tabela 3.4 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo V	22
Tabela 3.5 – Legenda dos pilares do corpo VII.....	23
Tabela 3.6 – Alturas das lajes do corpo VII.....	23
Tabela 3.7 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo VII.....	24
Tabela 3.8 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo VII	24
Tabela 3.9 – Legenda dos pilares do corpo IX.....	25
Tabela 3.10 – Alturas das lajes do corpo IX.....	25
Tabela 3.11 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo IX.....	26
Tabela 3.12 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo IX	26
Tabela 3.13 – Medidas das secções transversais dos elementos de barra que modelam a viga V1	27
Tabela 3.14 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo V	29
Tabela 3.15 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo V	29
Tabela 3.16 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo VII	29
Tabela 3.17 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo VII	30
Tabela 3.18 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo IX	30
Tabela 3.19 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo IX	30
Tabela 3.20 – Valores de ψ_2 utilizados	30
Tabela 3.21 – Análise modal dos corpos V, VII e IX.....	31
Tabela 3.22 – Percentagem da área da maior reentrância.....	32
Tabela 3.23 – Esbeltezas dos edifícios.....	33
Tabela 3.24 – Deslocamentos segundo x e y e rotação segundo z, devidos à aplicação de um momento torsor elevado; excentricidades do centro de rigidez em relação ao centro de massa.....	34
Tabela 3.25 – Rigidez de torção.....	35
Tabela 3.26 – Rigidez de translação na direcção x.....	35
Tabela 3.27 – Rigidez de translação na direcção y.....	36
Tabela 3.28 – Valores dos momentos de inércia, momentos polares de inércia e áreas	36
Tabela 3.29 – Verificação da condição $e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$	37
Tabela 3.30 – Verificação da condição $e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$	37

Tabela 3.31 – Verificação das condições $rx \geq ls$ e $ry \geq ls$	37
Tabela 3.32 – Valores do coeficiente de importância	40
Tabela 3.33 – Valores dos parâmetros necessários para o cálculo do espectro de projecto para a acção sísmica do tipo 1	41
Tabela 3.34 – Valores dos parâmetros necessários para o cálculo do espectro de projecto para a acção sísmica do tipo 2	41
Tabela 3.35 – Forças de corte extraídas da análise efectuada no SAP2000	43
Tabela 3.36 – Índices de resistência, para as direcções x e y	46
Tabela 3.37 – Índices de resistência, para as direcções I e II	46
Tabela 3.38 – Índices de resistência totais	46
Tabela 3.39 – Índices de desempenho sísmico de referência	47
Tabela 3.40 – Item a – Regularidade.....	49
Tabela 3.41 – Item b – Relação entre dimensões em planta.....	49
Tabela 3.42 – Item d – Juntas de dilatação	49
Tabela 3.43 – Item e – Átrio ou pátio interior	50
Tabela 3.44 – Item f – Excentricidade do átrio ou pátio interior	50
Tabela 3.45 – Item i – Uniformidade da distância entre pisos	50
Tabela 3.46 – Valores de Gi	51
Tabela 3.47 – Valores de q1i	51
Tabela 3.48 – Valores do índice de irregularidade estrutural Sd	52
Tabela 3.49 – Índice deterioração temporal	52
Tabela 3.50 – Índices de desempenho sísmico	52
Tabela 3.51 – Índices de solicitação sísmica	53
Tabela 4.1 – Comparação entre o índice de solicitação sísmica e o coeficiente sísmico obtido através das forças de corte retiradas do SAP2000.....	61
Tabela 4.2 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico obtido pela metodologia ICIST/ACSS e pelas expressões do segundo nível da metodologia japonesa.....	66
Tabela 4.3 – Comparação entre as tensões τ_1 e τ_2	70
Tabela 4.4 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico e o índice de solicitação sísmica	73

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

α_i Factor de redução da capacidade resistente de acordo com o deslocamento verificado aquando da rotura dos elementos que controlam o comportamento sísmico;

β Factor de limite inferior do espectro de resposta das acções horizontais;

β_c Factor de correcção da classe de resistência do betão;

γ_I Coeficiente de importância da construção;

ϕ Factor de modificação ao corte;

λ Percentagem de massa mobilizada no modo fundamental de vibração;

τ_{C_1} Tensão média ao corte ao estado limite último de pilares classificados como C_1 ;

τ_{C_2} Tensão média ao corte ao estado limite último de pilares anteriormente classificados como C_2 ;

τ_{SC} Tensão média ao corte ao estado limite último de colunas curtas;

τ_{W_1} Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado com dois pilares de extremidade;

τ_{W_2} Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado com um pilar de extremidade;

τ_{W_3} Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado sem pilares de extremidade;

ΣW Peso total suportado pelo piso em avaliação, e que compreende a carga permanente e uma parcela da sobrecarga associada à combinação referente à acção sísmica;

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;

a_{gR} Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;

g Aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$);

i Número do piso em análise;

q Coeficiente de comportamento;

S Coeficiente de solo;

S_d Espectro de resposta de projecto;

- T Período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;
- T_B Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_C Limite superior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_D Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;
- A_{c_1} Soma das áreas das secções transversais de pilares anteriormente classificados como C_1;
- A_{c_2} Soma das áreas das secções transversais de pilares anteriormente classificados como C_2;
- A_{sc} Soma das áreas das secções transversais de colunas curtas;
- A_{w_1} Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado com dois pilares de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;
- A_{w_2} Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado com um pilar de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;
- A_{w_3} Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado sem pilares de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;
- C_c Índice de resistência dos pilares;
- C_{sc} Índice de resistência das colunas curtas;
- C_w Índice de resistência das paredes;

SIGLAS

ACSS Administração Central do Sistema de Saúde

ARS Administração Regional de Saúde

CSL Centro de Saúde de Loulé

DGIES/MS Direcção Geral das Instalações e Equipamentos da Saúde, do Ministério da Saúde

ICIST/IST Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção, do Instituto Superior Técnico

PARSIH Programa de Avaliação do Risco Sísmico das Instalações Hospitalares

PIB Produto Interno Bruto

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A então DGIES/MS, integrada na actual ACSS, solicitou em 2006 ao ICIST/IST que procedesse ao desenvolvimento e adaptação de uma metodologia expedita de avaliação do risco sísmico de unidades de saúde. O estudo solicitado enquadrava-se num conjunto de acções previstas no designado Programa de Avaliação do Risco Sísmico das Instalações Hospitalares (PARSIH) celebrado nessa altura entre a DGIES/MS e o ICIST/IST.(1)

A metodologia ICIST/ACSS, como foi designada, é baseada num documento, produzido no Japão, cuja primeira edição remonta a 1977, sendo a edição mais recente de 2001: “Normas para Avaliação Sísmica de Edifícios Existentes em Betão Armado” (*Standard for Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings*). A metodologia apresentada nestas normas japonesas apresenta três níveis de avaliação, de complexidade e fiabilidade crescentes. Sendo o primeiro nível o mais expedito e o que requer menos informação sobre a estrutura, foi este o nível escolhido para ser adoptado pela metodologia ICIST/ACSS, cujo objectivo primordial é precisamente a rapidez.

O objectivo principal do estudo solicitado consistia na adaptação da metodologia japonesa, comprovando os seus fundamentos, racionalizando as verificações e introduzindo as diferenças naturais entre o Japão e Portugal, como sejam a diferente sismicidade e as diferentes práticas construtivas e materiais estruturais.(1)

Esta dissertação surge assim numa altura em que a pedra angular para a criação da metodologia ICIST/ACSS já foi lançada, mas em que ainda se está num processo de aferição da mesma.

1.2 OBJECTIVOS

O objectivo desta dissertação é contribuir para a validação da metodologia ICIST/ACSS. O caso de estudo escolhido foi o Centro de Saúde de Loulé, cuja estrutura é semelhante a outros centros de saúde do Algarve. Pretende-se avaliar o risco sísmico de três corpos do CSL através da metodologia ICIST/ACSS e recorrendo a métodos mais detalhados, de forma a poder comparar os resultados obtidos pelos dois processos e daí retirar conclusões sobre o rigor da metodologia proposta.

1.3 ORGANIZAÇÃO DOS RESTANTES CAPÍTULOS

A dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, incluindo o presente capítulo, onde se faz um enquadramento do tema da dissertação, explicitando os objectivos que se pretendem atingir.

No segundo capítulo faz-se uma breve súmula dos principais documentos a nível mundial que abordam a avaliao do risco sísmico de edifícios de betão armado, de forma a enquadrar a metodologia aqui em análise, que  detalhadamente explanada no mesmo capítulo.

No terceiro capítulo apresenta-se pormenorizadamente o caso de estudo, descrevendo-se a análise e apresentando-se todos os cculos efectuados.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados obtidos através da metodologia ICIST/ACSS, fazendo-se uma análise crítica dos mesmos e comparando-os aos resultados obtidos através de processos mais detalhados.

Por fim no quinto e último capítulo tecem-se algumas conclusões face aos resultados obtidos, lançando algumas ideias para desenvolvimentos futuros que permitam tornar o método mais eficaz.

1.4 JUSTIFICAO

As unidades de cuidado de saúde são, sem sombra de dvida, das mais importantes estruturas sociais, vitais em qualquer cenário de cataclismo ou catástrofe. O caso dos ssmos não  excepo, com a agravante de ser um fenmeno que pode afectar uma grande área de território e de ter um potencial destrutivo grande, o que significa que os danos causados afectam não só os edifícios, mas também equipamentos e infra-estruturas, como o fornecimento de energia e o abastecimento de água, o que pode diminuir significativamente a capacidade de resposta das unidades de cuidado de saúde, num período em que a quantidade de pessoas a necessitar de assistência médica dispara, como é ilustrado na Figura 1.1.

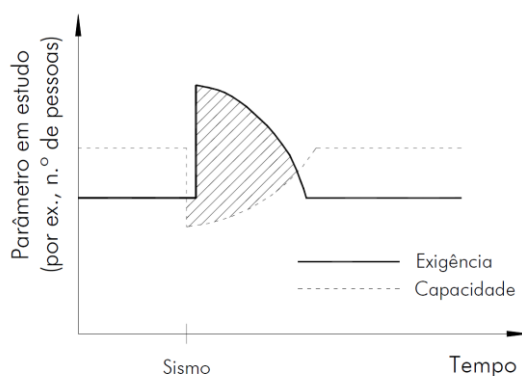


Figura 1.1 – Relação entre a capacidade e a exigência de uma unidade de cuidado de saúde [(2) adaptado de (3)]

João Almeida em (2), salienta a importância de salvaguardar as unidades de cuidados de saúde. Estas apresentam um nível de ocupação elevado, resultando do seu colapso um número de vítimas avultado, com a agravante de afectar grandemente pessoal especializado em prestar cuidados de saúde, vitais num cenário pós-sismo. O número de vítimas também pode ser potenciado pelo facto de a capacidade de mobilidade e de auto-preservação ser inferior nos pacientes de uma unidade hospitalar. Este tipo de unidades desempenha uma função social relevante, sendo que a sua operacionalidade, após a ocorrência de um sismo, influencia o número de vítimas daí resultantes. Por último, é indispensável referir que são instalações de valor material elevado.

«A evolução das sociedades mais desenvolvidas tem feito com que o controle dos danos económicos tenha vindo a ganhar importância crescente. Tem-se observado em sismos recentes em países desenvolvidos um grau de exigência cada vez maior das opiniões públicas em relação ao controle do impacto económico dos sismos [...]»(4)

As mais recentes catástrofes provocadas por sismos, que fizeram notícia em todo o mundo, foram L'Aquila, na região de Abruzzo em Itália, a 6 de Abril de 2009, Haiti a 12 de Janeiro de 2010 e Chile a 27 de Fevereiro de 2010.

Em L'Aquila uma das unidades de cuidados de saúde que mais foi estudada, num cenário pós-sismo, foi o Hospital de San Salvatore.

Conclui-se que, de um ponto de vista meramente estrutural, o complexo hospitalar, na globalidade, apresentou uma resposta adequada. Registaram-se apenas três casos perto do colapso, mas dos quais não resultaram nem fatalidades nem tão pouco feridos. Apenas algumas semanas após o sismo, alguns dos pavilhões do hospital foram reabertos. Contudo, do ponto de vista não estrutural, o desempenho do edifício não foi o esperado: a quantidade de danos não-estruturais resultante do sismo gerou uma série de situações de perigo tanto para pessoas como para o equipamento, impedindo o uso imediato de uma estrutura de emergência crucial. (5)

No Chile houve uma quantidade significativa de instalações de cuidados de saúde afectadas pelo sismo de 2010, como é patente da análise da Figura 1.2. Tendo sido necessário recorrer a hospitais de campanha. Logo após o sismo, oito hospitais ficaram inoperacionais e dez apresentavam problemas graves. No entanto, muitos hospitais continuaram a funcionar, alguns deles a 100%, o que prova que, mesmo para sismos de magnitude elevada, as estruturas podem ser dotadas de resistência suficiente, de forma a limitar os danos e permitir a sua completa operacionalidade após um evento desta natureza.



Figura 1.2 – Situação geral das unidades de cuidados de saúde no Chile, após o sismo de 27 de Fevereiro de 2010

O sismo de 12 de Janeiro no Haiti desencadeou uma tragédia humanitária de larga escala. Foi estimado pelo governo deste país que os danos causados pelo sismo ascendem a 7,8 milhares de milhões de dólares, o que representa mais de 120% do PIB do Haiti em 2009.

Como é claramente observável na Figura 1.3, a dimensão da catástrofe no Haiti poderia ter tido consequências muito menores se a qualidade da construção fosse melhor. A quantidade de edifícios que colapsou ou que sofreu danos extensos deve-se a práticas construtivas inadequadas.



Figura 1.3 – Danos em construções localizadas na mesma rua, frente a frente(6)

É estimado que mais de cinquenta unidades de cuidados de saúde colapsaram ou sofreram danos. Para além destas, muitas ficaram inutilizadas devido à falta de energia e de água. (7) Um dos hospitais que colapsou foi um hospital pediátrico, dos qual se mostram ruínas na Figura 1.4. Foi ainda documentado que os pacientes se mostravam relutantes a entrar em edifícios de cuidados de saúde, temendo o colapso destes durante eventuais réplicas. Assim a assistência médica foi prestada, essencialmente, em hospitais de campanha e no exterior como comprova a Figura 1.5.



Figura 1.4 – Ruínas de um hospital pediátrico que colapsou no Haiti (8)



Figura 1.5 – Imagens de pacientes a serem assistidos no exterior. À esquerda um homem é assistido no jardim do Hospital Geral de Port-au-Prince. À direita uma mulher e os filhos recebem tratamento médico num hospital de campanha (9)

Por todas as razões anteriormente apresentadas se depreende a importância de que se reveste o reforço sísmico, das estruturas em geral, mas em especial das unidades de cuidados de saúde. De forma a poder concretizar isto é necessário(10):

- 1) Desenvolver metodologias de avaliação do risco sísmico;
- 2) Desenvolver técnicas para o reforço estrutural de edifícios existentes;
- 3) Criar incentivos para aumentar o interesse público nesta matéria.

Nesta dissertação pretende-se contribuir para o primeiro passo. Actualmente os métodos mais avançados de avaliação do risco sísmico de edifícios passam por análises com recurso a meios computacionais. Todavia, este tipo de análises apresenta uma complexidade elevada e são relativamente morosas. É impraticável avaliar todo o parque hospitalar recorrendo a este tipo de análises, pelo menos em tempo útil. Urge assim o desenvolvimento de metodologias que permitam efectuar o rastreio das várias unidades de cuidados de saúde, de forma a identificar as que apresentam maior vulnerabilidade à acção sísmica e que mais urgentemente precisem de ser reforçadas. Estas metodologias devem permitir a avaliação do risco sísmico, com algum rigor, mas de uma forma expedita.

2. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA

2.1 ENQUADRAMENTO

Actualmente, é reconhecida internacionalmente a importância de projectar as novas construções de forma a terem um comportamento satisfatório em caso de sismo, o que é reflectido na produção de vários regulamentos que estabelecem normas e práticas construtivas que devem ser seguidas de modo a alcançar este objectivo, como é o caso do EC8 – Parte 1 que se aplica ao dimensionamento e construção de edifícios novos. Nas sociedades desenvolvidas, o dimensionamento de estruturas importantes faz-se com recurso a meios computacionais e com o auxílio de programas de elementos finitos, que permitem com bastante rigor avaliar o comportamento de uma estrutura às forças laterais.

Porém, não convém esquecer que a esmagadora maioria dos edifícios existentes foram projectados numa altura em que os meios computacionais não eram tão desenvolvidos e em que os regulamentos vigentes eram menos exigentes, até porque «nas últimas quatro décadas a engenharia sísmica teve um importante impulso, quer no desenvolvimento de novas técnicas construtivas, quer na definição de novas metodologias de análise e na implementação de nova regulamentação.»(4) Assim, existem já várias metodologias regulamentadas que se destinam a avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes. João Almeida em (2) apresenta uma compilação dos principais regulamentos existentes nesta área dos quais de destacam:

- Directrizes Japonesas;
- Directrizes Neo-Zelandesas;
- Directrizes dos E.U.A.: *FEMA 310: Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard* que levou mais tarde a uma publicação destinada a ser aplicável a nível nacional a *ASCE 31-03: Seismic Evaluation of existing Buildings*;
- Directrizes Europeias: *EC8 – Part 3: Avaliação e Reforço de Edifícios Existentes*.

2.2 METODOLOGIA ICIST/ACSS(1)(11)

O princípio base desta metodologia é a comparação das forças actuantes e das forças resistentes, através de dois índices adimensionais, respectivamente o I_{SO} – Índice de solicitação Sísmica e o I_S - Índice de Desempenho Sísmico. Portanto, para cada piso e em cada uma das direcções ortogonais principais deve analisar-se a Condição 2.1:

$$I_S \geq I_{SO} \quad 2.1$$

Caso a diferença entre os dois índices seja significativa, pode considerar-se ou que a estrutura verifica a segurança, caso o índice de desempenho sísmico seja superior ao índice de solicitação sísmica, ou que necessita de ser reforçada urgentemente, caso suceda o contrário. Se suceder que a diferença entre os índices não seja muito marcada, a metodologia é inconclusiva. O manual da ACSS estabelece que para diferenças entre os dois índices inferiores a 20% a metodologia deve considerar-se inconclusiva

Seguidamente apresenta-se o processo de cálculo dos índices I_S e I_{SO} .

2.2.1 Índice de Desempenho Sísmico – I_S

O índice de desempenho sísmico deve ser calculado para cada piso e em cada uma das direcções principais do edifício de acordo com a Equação 2.2:

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad 2.2$$

em que:

E_0 – Índice de desempenho sísmico de referência;

S_D – Índice de irregularidade estrutural;

T – Índice de deterioração da estrutura.

2.2.1.1 Índice de Desempenho Sísmico de Referência – E_0

Para o cálculo do índice de desempenho sísmico de referência é necessária a classificação de todos os elementos verticais pertencentes à estrutura sismo-resistente do edifício a analisar. As alvenarias de um edifício podem aumentar significativamente a resistência de um edifício actuado por um sismo, no entanto as normas japonesas não as consideram e neste trabalho ir-se-á também desprezar o seu contributo, apesar de existirem já alguns estudos no sentido de incluir o seu contributo. Assim sendo apresentam-se seguidamente as categorias nas quais os elementos de Betão Armado são classificados, de acordo com o prescrito na metodologia japonesa:

- **Coluna Curta (Short Column) SC**

Elemento linear vertical, cujo quociente entre a maior e a menor dimensões da secção transversal é inferior a quatro e em que a relação h_o/D é igual ou inferior a dois.

- **Pilar (Column) C**

Elemento linear vertical, cujo quociente entre a maior e a menor dimensões da secção transversal é inferior a quatro; as normas japonesas distinguem ainda dois tipos de pilares, que serão aqui referidos como C_1 e C_2 . Classificam-se como C_1 os pilares em que a relação h_o/D é superior a dois e inferior a seis, classificam-se como C_2 os pilares em que a relação h_o/D é igual ou superior a seis.

- **Parede (Wall) W**

Elemento linear vertical, cujo quociente entre a maior e a menor dimensões da secção transversal é superior a quatro. As normas japonesas contemplam os casos em que numa ou em ambas as extremidades das paredes se integram pilares, esta é todavia uma prática construtiva pouco utilizada em Portugal.

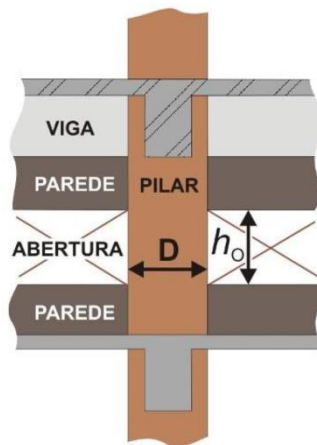


Figura 2.1 – Altura livre (h_o) e largura (D) do pilar(1)

O índice de desempenho sísmico de referência é dado pela Equação 2.3:

$$E_0 = \phi \cdot (\alpha_1 \cdot C_{SC} + \alpha_2 \cdot C_W + \alpha_3 \cdot C_C) \cdot F \quad 2.3$$

em que:

ϕ - Factor de modificação ao corte, dado pela Equação 2.4:

$$\phi = \frac{n+1}{n+i} \quad 2.4$$

em que:

n - Número total de pisos elevados;

i - Número do piso em avaliação;

C_{SC} - Índice de resistência das colunas curtas;

C_W - Índice de resistência das paredes de betão armado;

C_C - Índice de resistência dos pilares;

α_i - Factor de redução da capacidade resistente;

F - Índice de ductilidade dos elementos verticais.

▪ Factor de modificação ao corte ϕ

Quando um edifício é actuado por um sismo, as forças de corte que se geram seguem uma distribuição triangular invertida, ora na metodologia ICIST/ACSS isto é tido em conta do lado das forças resistentes, reduzindo o índice de desempenho sísmico para os pisos superiores, através do factor de modificação ao corte, e tomando o índice de solicitação sísmica como constante para todo o edifício.

▪ Índice de Resistência C

Os índices de resistência dos elementos em betão armado atrás referidos são dados pelas Equações 2.5, 2.6 e 2.7.

$$C_{SC} = \frac{\tau_{SC} \cdot A_{SC}}{\Sigma W} \cdot \beta_c \quad 2.5$$

$$C_W = \frac{\tau_{W1} \cdot A_{W1} + \tau_{W2} \cdot A_{W2} + \tau_{W3} \cdot A_{W3}}{\Sigma W} \cdot \beta_c \quad 2.6$$

$$C_C = \frac{\tau_{C1} \cdot A_{C1} + \tau_{C2} \cdot A_{C2}}{\Sigma W} \cdot \beta_c \quad 2.7$$

em que:

τ_{SC} - Tensão média ao corte ao estado limite último de colunas curtas;

τ_{W1} - Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado com dois pilares de extremidade;

τ_{W2} - Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado com um pilar de extremidade;

τ_{W3} - Tensão média ao corte ao estado limite último de paredes de betão armado sem pilares de extremidade;

τ_{C1} - Tensão média ao corte ao estado limite último de pilares anteriormente classificados como C_1 ;

τ_{C2} – Tensão média ao corte ao estado limite último de pilares anteriormente classificados como C_2 ;

A_{SC} – Soma das áreas das secções transversais de colunas curtas;

A_{W1} – Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado com dois pilares de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;

A_{W2} – Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado com um pilar de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;

A_{W3} – Soma das áreas das secções transversais de paredes de betão armado sem pilares de extremidade, orientadas na direcção em avaliação;

A_{C1} – Soma das áreas das secções transversais de pilares anteriormente classificados como C_1 ;

A_{C2} – Soma das áreas das secções transversais de pilares anteriormente classificados como C_2 ;

ΣW – Peso total suportado pelo piso em avaliação, e que compreende a carga permanente e uma parcela da sobrecarga associada à combinação referente à acção sísmica;

β_c – Factor de correcção da classe de resistência do betão, dado pela Equações 2.8 e 2.9:

$$\beta_c = \frac{f_{cd}}{20} \text{ se } f_{cd} \leq 20 \text{ MPa} \quad 2.8$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{f_{cd}}{20}} \text{ se } f_{cd} > 20 \text{ MPa} \quad 2.9$$

em que:

f_{cd} - Tensão de rotura de compressão do betão, em MPa, que poderá ser tomada como a tensão de cálculo, mas que por motivos conservativos não deve exceder os 20 MPa.

Na ausência de ensaios experimentais de caracterização dos materiais podem admitir-se os valores apresentados na Tabela 2.1 para a tensão média ao corte ao estado limite último dos diferentes elementos. Estes valores são os sugeridos no documento original das normas japonesas e foram obtidos empiricamente.

Tabela 2.1 – Tensão média ao corte ao estado limite último [MPa]

τ_{SC}	1,5
τ_{W1}	3,0
τ_{W2}	2,0
τ_{W3}	1,0
τ_{C1}	1,0
τ_{C2}	0,7

- **Factor de redução da capacidade resistente α**

Os factores de redução da capacidade resistente apresentam-se na Tabela 2.2 e permitem avaliar a contribuição de cada elemento – colunas curtas, paredes de BA e pilares de BA – aquando do colapso da estrutura. Estão relacionados com o deslocamento verificado na rotura dos elementos que controlam o comportamento sísmico.

Na prática isto traduz-se da seguinte forma: num extremo, o colapso do edifício é causado pela rotura dos elementos mais frágeis, as colunas curtas, para um nível de deslocamento que não permite a mobilização da resistência ao estado limite último dos elementos mais dúcteis, as paredes e os pilares, obrigando assim a uma redução do índice de resistência destes elementos. Neste caso α_1 toma um valor unitário e α_2 e α_3 , relativos às paredes e aos pilares respectivamente, tomam valores inferiores à unidade. No outro extremo, o colapso do edifício é causado pela rotura dos elementos mais dúcteis, os pilares, sendo que os elementos mais frágeis já terão atingido anteriormente o colapso, desta forma não poderemos contabilizar a resistência dos elementos mais frágeis, tomando α_1 e α_2 , respectivos a estes elementos valores nulos e tomando α_3 um valor unitário.

Tabela 2.2 – Valores dos factores de redução α_i

TIPO DE ROTURA	α_1	α_2	α_3	MODO DE ROTURA
Frágil	1,0	0,7	0,5	Colunas curtas
Pouco Frágil	0,0	1,0	0,7	Paredes de BA
Dúctil	0,0	0,0	1,0	Pilares BA

- **Índice de Ductilidade F**

No primeiro nível das normas japonesas, o índice de ductilidade pode apenas tomar dois valores, dependendo do tipo de rotura que leve ao colapso do edifício. Caso a rotura seja do tipo A – frágil, o valor do índice de ductilidade é dado pela Equação 2.10; caso a rotura seja do tipo B – pouco frágil, ou do tipo C – dúctil, o valor do índice de ductilidade é dado pela Equação 2.11:

$$F = 0,8 \quad \text{se a rotura é frágil} \quad \mathbf{2.10}$$

$$F = 1,0 \quad \text{se a rotura é pouco frágil ou dúctil} \quad \mathbf{2.11}$$

2.2.1.2 Índice de Irregularidade Estrutural – S_p

O índice de irregularidade estrutural quantifica o peso que determinadas características do edifício possam ter na redução da capacidade de resistência sísmica do edifício, nomeadamente irregularidades, quer em planta quer em altura, e assimetrias na distribuição da massa e rigidez.

O índice de irregularidade estrutural é dado pela Equação 2.12:

$$S_{D1} = q_{1a} \cdot q_{1b} \cdot q_{1c} \cdot q_{1d} \cdot q_{1e} \cdot q_{1f} \cdot q_{1h} \cdot q_{1i} \cdot q_{1j} \quad 2.12$$

em que q_{1i} representa o valor da redução correspondente a cada um dos itens da Tabela 2.3, e são dados pelas Equações 2.13 e 2.14, nas quais G_i traduz a classificação da irregularidade i e R_i é um factor de correcção que varia consoante o nível de análise e cujos valores se podem extrair da Tabela 2.4.

$$q_{1i} = [1 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad i = a, b, c, d, e, f, i, j \quad 2.13$$

$$q_{1i} = [1,2 - (1 - G_i) \cdot R_{1j}] \quad i = h \quad 2.14$$

Tabela 2.3 – Itens de regularidade a considerar no cálculo do índice S_D

Regularidade em Planta	<i>a</i>	Regularidade
	<i>b</i>	Relação entre dimensões em planta
	<i>c</i>	Contração em planta
	<i>d</i>	Juntas de Dilatação
	<i>e</i>	Átrio ou pátio interior
	<i>f</i>	Excentricidade do átrio ou pátio interior
Regularidade em Altura	<i>h</i>	Pisos enterrados
	<i>i</i>	Uniformidade da distância entre pisos
	<i>j</i>	Uniformidade da rigidez dos elementos verticais em altura

Tabela 2.4 – Valores de G_i e de R_{1i}

	G_i			R_{1i}
	1,0	0,9	0,8	
<i>a</i>	Regular	Intermédio	Irregular	1,0
<i>b</i>	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$b > 8$	0,5
<i>c</i>	$c \geq 0,8$	$0,5 \leq c < 0,8$	$c < 0,5$	0,5
<i>d</i>	$d \geq 1/100$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0,5
<i>e</i>	$e \leq 0,1$	$0,1 < e \leq 0,3$	$e > 0,3$	0,5
<i>f</i>	$f_1 \leq 0,4 \wedge f_2 \leq 0,1$	$f_1 \leq 0,4 \wedge 0,1 < f_2 \leq 0,3$	$f_1 > 0,4 \wedge f_2 > 0,3$	0,25
<i>h</i>	$h \geq 1,0$	$0,5 \leq h < 1,0$	$h < 0,5$	1,0
<i>i</i>	$i \geq 0,8$	$0,7 \leq i < 0,8$	$i < 0,7$	0,5
<i>j</i>	Existente	Inexistente	Inexistente com efeito de torção	1,0

Item α – Regularidade

α_1 – Existe dupla simetria em planta (boa regularidade) e a área de saliências é igual ou inferior a 10% da área total em planta;

α_2 – A regularidade em planta é pior que em α_1 ou a área de saliências é igual ou inferior a 30% da área total em planta;

α_3 – A regularidade em planta é pior que em α_2 ou a área de saliências é superior a 30% da área total em planta.

Edifícios cujas plantas apresentem formas em L, T ou U, pertencem obrigatoriamente às categorias α_2 ou α_3 consoante os critérios anteriormente enunciados.

No caso da relação h/b da saliência ser inferior a $1/2$, esta pode ser desprezada no cálculo deste item.

Nota: Entende-se por saliência a menor parte do edifício, enquanto a maior corresponde ao corpo principal.

Na Figura 2.2 apresentam-se alguns exemplos ilustrativos.

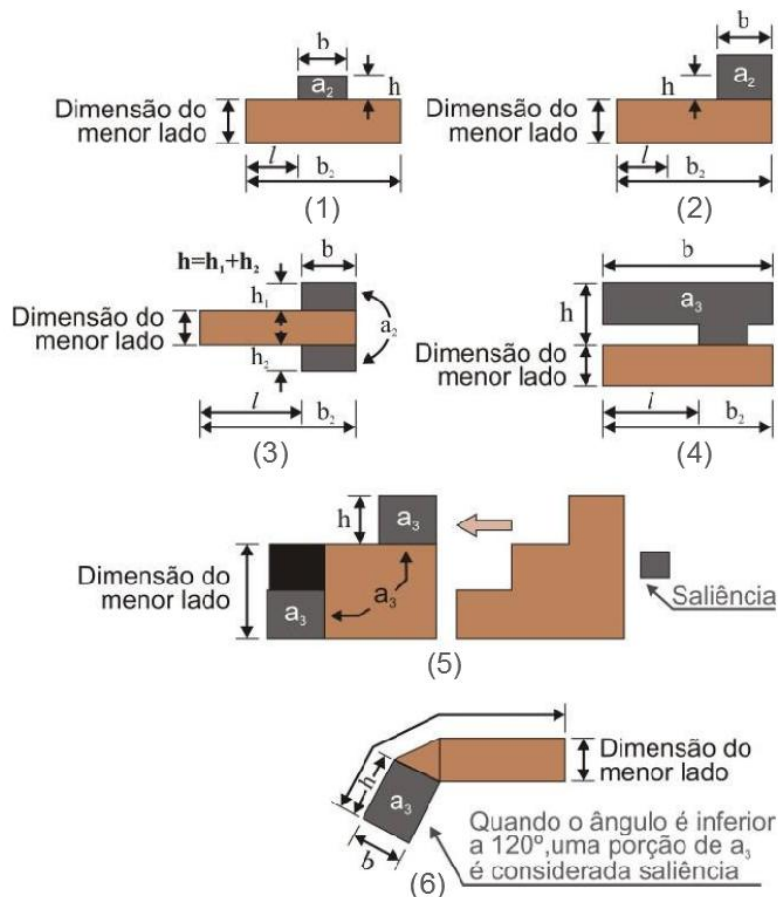


Figura 2.2 – Exemplos para classificação do item α (1)

Item *b* – Relação entre dimensões em planta

O item *b* é igual ao quociente entre a maior e a menor dimensão em planta.

No caso de a planta não ser rectangular, se a área de saliências for inferior a 10%, o comprimento do lado maior pode considerar-se ignorando a existência destas; caso contrário, o comprimento maior deve considerar-se como o maior entre b_1 e b_2 . Sendo que $b_1 = 2 \cdot l$ e retirando o significado de b_2 e de l da Figura 2.2.

No caso do edifício ter uma configuração semelhante à apresentada na Figura 2.2 – (6), mas sem nenhuma parte saliente, o comprimento do lado maior deve considerar-se como o maior comprimento que possa ser medido em planta.

No caso do edifício ter uma configuração semelhante à apresentada na Figura 2.2 – (5), o comprimento do lado menor deve considerar-se como a altura de um rectângulo de área equivalente à área em planta, e com base igual ao comprimento do lado maior.

Item *c* – Con tracção em planta

O item *c* é igual ao quociente entre D_1 e D_0 , os quais são definidos como representado na Figura 2.3.

Os edifícios (1) e (2) apresentam contracção em planta, ao contrário do que acontece nos edifícios (3) e (4) que não apresentam contracção em planta.

No caso do edifício (2), o factor de redução a considerar deve ser o menor entre o determinado no item *a* e o determinado no item *c*.

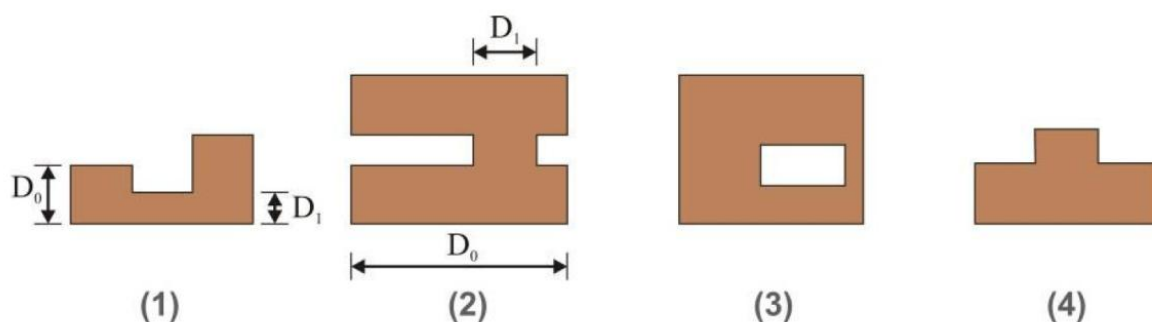


Figura 2.3 – Exemplos para classificação do item *c* (1)

Item *d* – Juntas de dilatação

O item *d* é igual ao quociente entre a largura da junta de dilatação e a distância desta ao solo.

Item *e* – Átrio ou pátio interior

O item *e* é igual ao quociente entre área de átrio e a área total do piso em planta (incluindo a área de átrio).

Por área de átrio entende-se o espaço que se estende por dois ou mais pisos. Contudo, se for rodeada por paredes de betão armado, esta área poderá não ser classificada como área correspondente a átrio interior.

Item *f* – Excentricidade do átrio ou pátio interior

O item *f* compreende dois coeficientes cuja definição se apresenta de seguida:

f_1 – Quociente entre a distância do centro geométrico do átrio ao centro geométrico do piso e a menor distância em planta:

$$f_1 = r/y$$

f_2 – Quociente entre a distância do centro geométrico do átrio ao centro geométrico do piso e a maior distância em planta:

$$f_2 = r/x$$

As grandezas r , x e y estão identificadas na Figura 2.4.

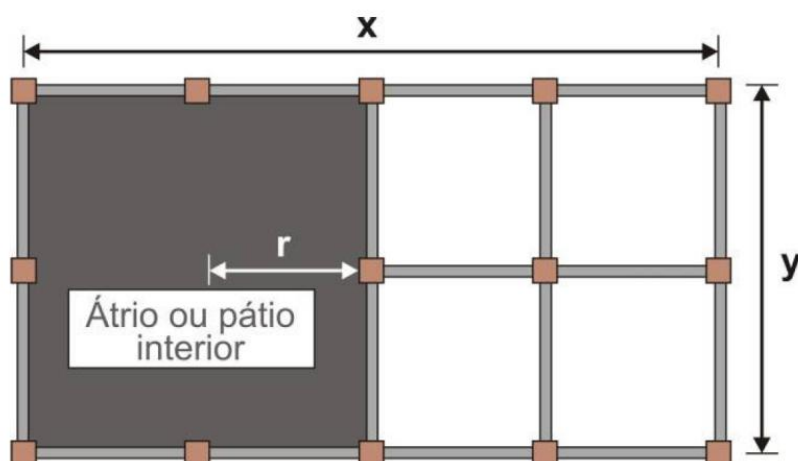


Figura 2.4 – Exemplo para classificação do item *f* (1)

Item h – Pisos enterrados

O item h é igual ao quociente entre as áreas médias dos pisos enterrados e dos pisos elevados.

Item i – Uniformidade da distância entre pisos

O item i é igual ao quociente entre a altura do piso imediatamente superior ao piso em avaliação e a altura desse mesmo piso. No caso do último piso, a altura do piso imediatamente superior é substituída pela do imediatamente inferior.

Item j – Uniformidade dos elementos verticais em altura

O item j refere-se ao efeito de *soft-storey*, no caso do edifício se encontrar suportado por *pilotis*, ou em que existem pilares que suportam paredes no piso imediatamente superior, não existindo continuidade dos elementos verticais em altura.

Não se inclui neste item estruturas porticadas sem existência de paredes.

A possibilidade de excentricidade deve ser avaliada verificando se os deslocamentos seriam maiores devido a esta. No caso da deformação do piso não ser superior, devido às restrições impostas pelas paredes adjacentes, não se deve considerar a existência de excentricidades.

2.2.1.3 Índice de Deterioração Temporal – T

O índice de deterioração temporal quantifica o peso que a deterioração estrutural possa ter na redução da capacidade de resistência sísmica do edifício, nomeadamente fendilhação, deformação excessiva e envelhecimento, entre outras.

O índice de deterioração temporal é o mesmo para todo o edifício e toma o menor dos valores da Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Índice deterioração temporal

	Intensidade	T
Deformação Permanente	Inclinação do edifício devido a assentamento diferencial	0,7
	Edifício construído sobre zona de aterro artificial	0,9
	Deformação visível de vigas ou pilares	0,9
	Não apresenta indícios de deformação	1,0
Fendas nas paredes e pilares	Infiltração com visível corrosão das armaduras	0,8
	Fendas inclinadas observadas nos pilares	0,9
	Forte fendilhação nas paredes exteriores	0,9
	Infiltração sem aparente corrosão das armaduras	0,9
	Nenhum dos casos anteriores	1,0
Incêndios	Sofreu e não foi reparado	0,7
	Sofreu mas foi reparado	0,8
	Não sofreu	1,0
Ocupação	Armazena produtos químicos	0,8
	Não armazena produtos químicos	1,0
Idade	Igual ou superior a quarenta anos	0,8
	Igual ou superior a vinte e cinco anos	0,9
	Inferior a vinte e cinco anos	1,0
Acabamentos	Danos significativos nas camadas externas do revestimento	0,9
	Danos significativos nas camadas internas do revestimento	0,9
	Sem danos	1,0

2.2.1 Índice de Solicitação Sísmica – I_{SO}

O índice de solicitação sísmica é dado pela Equação 2.15:

$$I_{SO} = \frac{S_d(T_1) \cdot \lambda_{x1} \cdot \chi}{g} \quad \mathbf{2.15}$$

em que:

$S_d(T_1)$ – Espectro de resposta de dimensionamento, de acordo com o Anexo Nacional ao Eurocódigo 8;

g – Aceleração da gravidade;

λ_{x1} – Factor de correcção igual a 0,85 se $T_1 < 2 \cdot T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, tomando um valor unitário nos restantes casos;

χ – Factor de correcção caso o período de vida útil a considerar seja diferente do valor de referência de cinquenta anos, devendo ser calculado para cada caso.

3. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

3.1 APRESENTAÇÃO DO CENTRO DE SAÚDE DE LOULÉ

O Centro de Saúde de Loulé (CSL) ocupa uma área de aproximadamente três mil metros quadrados, como tal o complexo foi dividido em dez corpos, «tendo em vista a minoração ou supressão de esforços resultantes das variações térmicas ou de assentamentos diferenciais nas faixas de contiguidade em que haja alteração do porte dos edifícios adjacentes.» (12)

Os corpos I, II e III foram projectados e construídos à *posteriori*, apesar da sua inclusão estar prevista no primeiro projecto, que data de Junho de 1989. O arquitecto deste projecto foi Walfredo Sagareau e o engenheiro foi João Guterres. A inauguração dos corpos IV a X realizou-se a 30 de Abril de 1995, por sua excelência o, então, primeiro-ministro, Professor Doutor Aníbal Cavaco Silva.

O projecto de estabilidade e estruturas foi concebido de acordo com o prescrito no *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)* e no *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)*.

Relativamente aos materiais utilizados, para a superestrutura foi usado Betão da classe B25, designado actualmente no Eurocódigo 2 por C20/25; para as sapatas de fundação e vigas de fundação foi usado betão da classe B15, actualmente C12/15; o aço aplicado é da classe A400; as paredes são constituídas por panos de alvenaria de tijolo furado, com espessuras variáveis, consoante a localização e função das mesmas.

Face à extensão do complexo foram apenas analisados três corpos, escolhidos de forma a formarem um grupo representativo do todo. Na Figura 3.1, apresenta-se uma planta esquemática, sem estar à escala, de todo o complexo, na qual se delimitam a azul, as fronteiras dos corpos a analisar. A parte da planta que fica para a esquerda da linha a laranja representa os corpos I a III, cuja construção é mais recente.

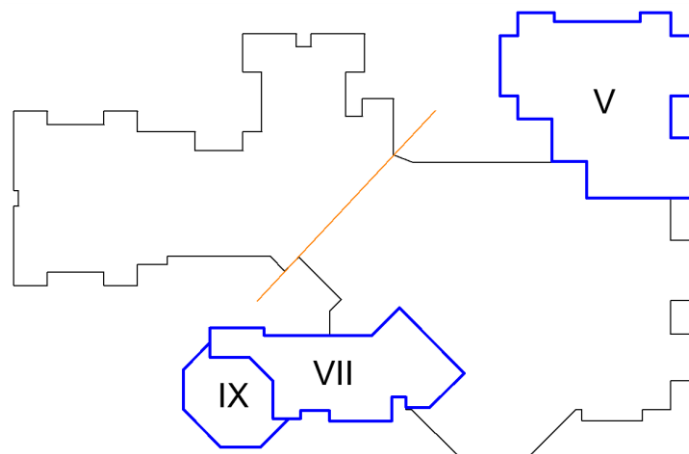


Figura 3.1 – Planta esquemática de todo o complexo e localização dos corpos a analisar

Corpo V – Edifício de um só piso, com uma planta de forma bastante irregular, mas em que toda a estrutura está orientada segundo duas direcções principais, ortogonais entre si. Apresenta a peculiaridade das lajes de cobertura se desenvolverem a dois níveis. Apresenta-se a planta deste edifício, sem estar à escala, na Figura 3.2, com fim puramente ilustrativo da forma do edifício. As lajes preenchidas a azul mais escuro desenvolvem-se a uma cota de 2,40 m e as preenchidas a azul mais claro desenvolvem-se a uma cota de 3,10 m. Na Tabela 3.2, na Tabela 3.3 e na Tabela 3.4 apresentam-se, respectivamente, as medidas das secções transversais das lajes, vigas e pilares que constituem este edifício.

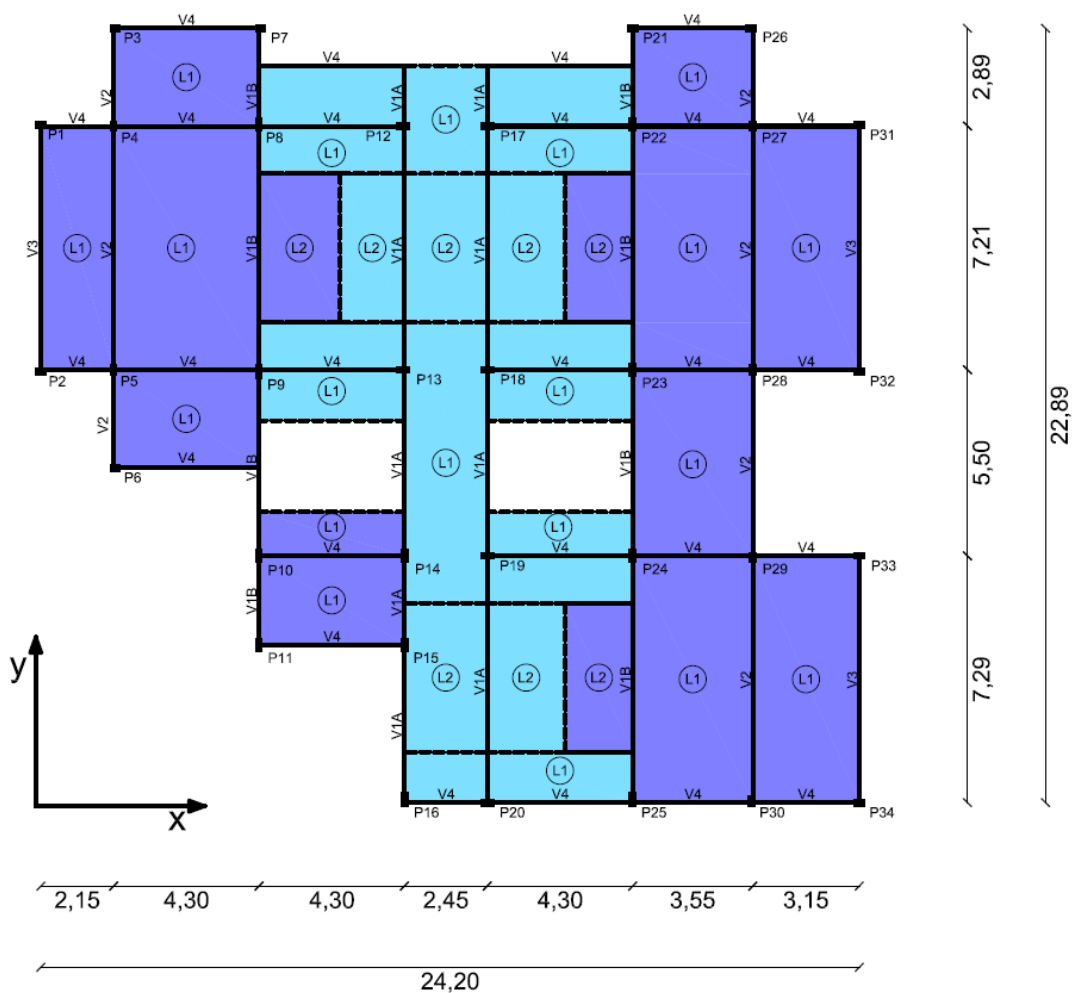


Figura 3.2 – Planta do corpo V, dimensões em metros

Tabela 3.1 – Legenda dos pilares do corpo V

Nome	Tipo	Nome	Tipo
P1	P2	P18	P1
P2	P2	P19	P1
P3	P2	P20	P1
P4	P2	P21	P2
P5	P2	P22	P1
P6	P2	P23	P1
P7	P2	P24	P1
P8	P1	P25	P1
P9	P1	P26	P2
P10	P1	P27	P2
P11	P1	P28	P2
P12	P1	P29	P2
P13	P1	P30	P2
P14	P1	P31	P2
P15	P1	P32	P2
P16	P1	P33	P2
P17	P1	P34	P2

Tabela 3.2 – Alturas das lajes do corpo V

Lajes	h
-	m
L1	0,10
L2	0,12

Tabela 3.3 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo V

Vigas	h	b
-	m	m
V1	0,80	0,30
V2	0,80	0,20
V3	0,65	0,20
V4	0,50	0,20

Tabela 3.4 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo V

Pilares	h	b
-	m	m
P1	0,40	0,20
P2	0,30	0,20

- **Corpo VII** – Edifício de dois pisos, em que parte da estrutura se desenvolve numa direcção que forma um ângulo de 45° com a direcção do corpo principal. Apresenta-se a planta deste edifício, sem estar à escala, na Figura 3.3, com fim puramente ilustrativo da forma do edifício. Na Tabela 3.6, na Tabela 3.7 e na Tabela 3.8 apresentam-se, respectivamente, as medidas das secções transversais das lajes, vigas e pilares que constituem este edifício.

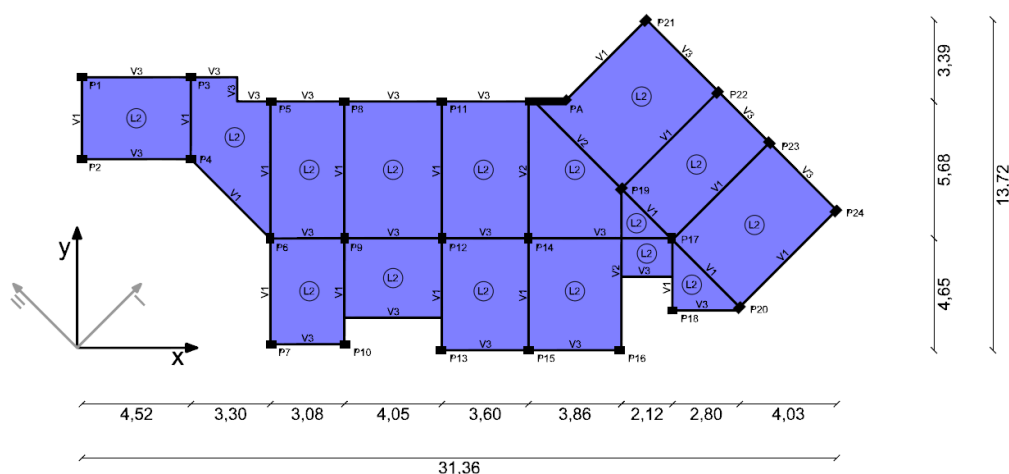


Figura 3.3 – Corpo VII, primeiro piso, dimensões em metros

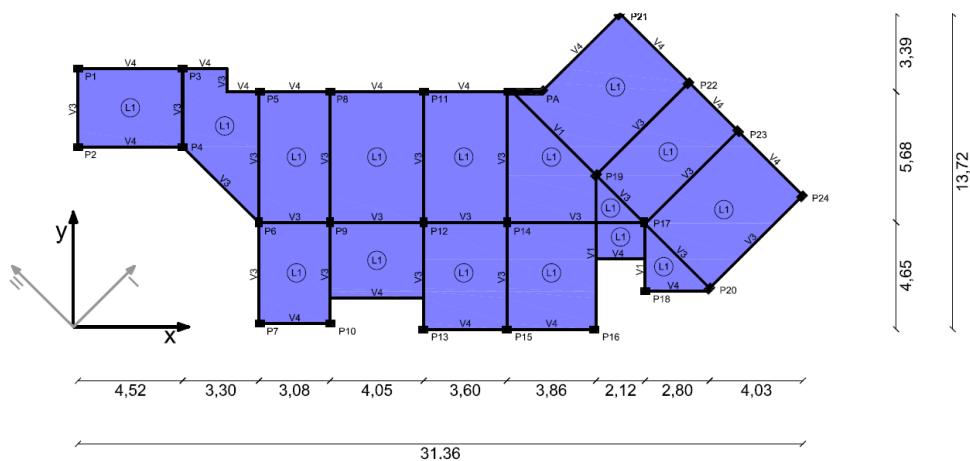


Figura 3.4 – Corpo VII, cobertura, dimensões em metros

Tabela 3.5 – Legenda dos pilares do corpo VII

Nome	Tipo
P1	P5
P2	P5
P3	P5
P4	P5
P5	P5
P6	P5
P7	P5
P8	P5
P9	P5
P10	P5
P11	P5
P12	P5
P13	P5
P14	P5
P15	P5
P16	P5
P17	P5
P18	P5
P19	P5
P20	P5
P21	P5
P22	P5
P23	P5
P24	P5

Tabela 3.6 – Alturas das lajes do corpo VII

Lajes	h
-	m
L1	0,10
L2	0,15

Tabela 3.7 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo VII

Vigas	h	b
-	m	m
V1	0,65	0,30
V2	0,75	0,40
V3	0,50	0,30
V4	ver Figura 3.5	

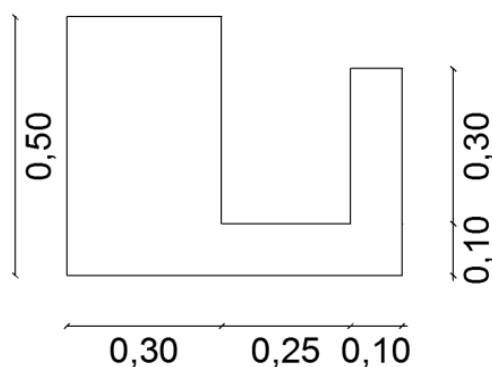


Figura 3.5 – Secção transversal da viga V4, dimensões em metros

Tabela 3.8 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo VII

Pilares	h	b
-	m	m
P5	0,40	0,30
P6	1,80	0,30

- **Corpo IX** – Estrutura arquitectónica em forma de pala, simétrica segundo um eixo, mas em que alguns dos pilares apresentam uma rotação de 45° face ao resto da estrutura. Apresenta-se a planta deste edifício, sem estar à escala, na Figura 3.6, com fim puramente ilustrativo da forma do edifício. Na Tabela 3.10, na Tabela 3.11 e na Tabela 3.12 apresentam-se, respectivamente, as medidas das secções transversais das lajes, vigas e pilares que constituem este edifício.

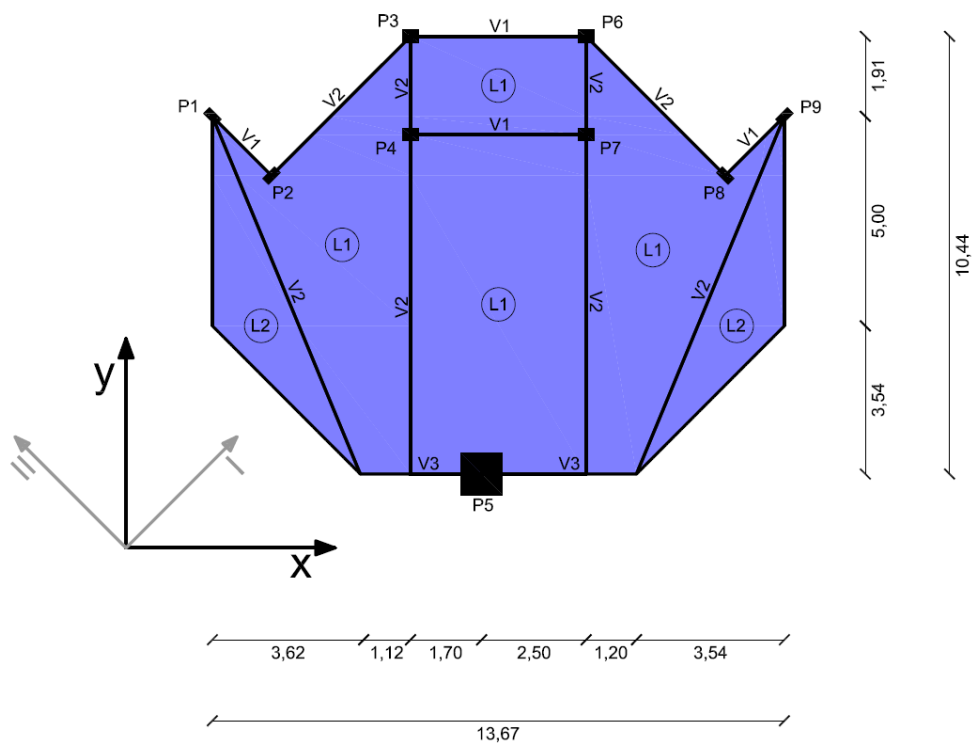


Figura 3.6 – Corpo IX, dimensões em metros

Tabela 3.9 – Legenda dos pilares do corpo IX

Nome	Tipo
P1	P1
P2	P1
P3	P5
P4	P5
P5	P3
P6	P5
P7	P5
P8	P1
P9	P1

Tabela 3.10 – Alturas das lajes do corpo IX

Lajes	h
-	m
L1	0,12
L2	0,20

Tabela 3.11 – Medidas das secções transversais das vigas do corpo IX

Vigas	h	b
-	m	m
V1	0,65	0,20
V2	0,80	0,30
V3	0,80	0,40

Tabela 3.12 – Medidas das secções transversais dos pilares do corpo IX

Pilares	h	b
-	m	m
P1	0,40	0,20
P3	1,00	1,00
P5	0,40	0,30

3.2 ANÁLISE DOS CORPOS V, VII E IX NO SAP2000

3.2.1 Modelação em SAP2000

A análise dinâmica tridimensional dos edifícios foi efectuada com recurso ao programa de cálculo automático de elementos finitos SAP2000. Para tal, foi necessário modelar a estrutura dos três edifícios recorrendo à informação presente no Projecto de Estabilidade e Estruturas, nomeadamente peças escritas e peças desenhadas.

Começou-se por definir as características do betão utilizado e as propriedades das secções transversais dos elementos de barra (vigas e pilares) e dos elementos de área.

Relativamente aos elementos de barra procedeu-se à redução em 50% dos *Property Modifiers*, relativos à flexão e ao corte, para ter em conta a redução da rigidez devida à fendilhação, de acordo com o preconizado no EC8, artigo 4.3.1 (7).

Uma das peculiaridades do corpo V é ter lajes de cobertura a diferentes níveis. Isto é possível devido às vigas V1 que possuindo uma altura considerável, permitem que de ambos os lados as lajes descarreguem em planos diferentes. Esta particularidade obrigou ao recurso de um pequeno artifício para a modelação local desta zona.

As vigas em questão (V1) foram modeladas por dois elementos de barra um a uma altura de 2,40 m e outro a 3,10 m, ligados entre si por uma barra rígida na vertical. As medidas das secções transversais de cada um destes elementos foram determinadas para que a soma da

rigidez de flexão de ambos os elementos fosse igual à rigidez de flexão das vigas V1. Admitiu-se igual altura para ambos os elementos e largura igual à das vigas V1 (b). Na Equação 3.1 apresenta-se a relação entre a altura da viga V1 (H) e a altura de cada um dos elementos de barra que modelam a viga V1 (h), apresentando-se finalmente na Tabela 3.13 as medidas da secção transversal destes elementos.

$$\frac{bH^3}{12} = 2 \cdot \frac{bh^3}{12} \Leftrightarrow h = \frac{H}{\sqrt[3]{2}} \quad 3.1$$

Tabela 3.13 – Medidas das secções transversais dos elementos de barra que modelam a viga V1

h	b
m	m
0,63	0,30

Uma vez que a rigidez de uma viga à flexão está relacionada com o cubo da sua altura, a soma da altura dos dois elementos é consideravelmente superior à altura das vigas V1, o que se torna num problema, visto que o SAP2000 calcula automaticamente o peso próprio da estrutura a partir do peso específico do material utilizado e das medidas dos vários elementos. Determinou-se que o aumento de carga, nas vigas modeladas desta forma, seria de 3,45 kN/m. A solução encontrada foi criar outro material, com as mesmas características do betão utilizado, com excepção do peso específico que foi calculado de forma a que o peso próprio de ambos os elementos fosse igual ao peso próprio da viga que modelam.

$$(2 \cdot 0,63 \times 0,30) \cdot x = (0,80 \times 0,30) \cdot 25 \Leftrightarrow x = 16 \text{ kN/m}^3 \quad 3.2$$

Os pilares P3 e P6, pertencentes aos corpos IX e VII, respectivamente apresentam dimensões consideráveis. Com o objectivo de compatibilizar os deslocamentos que ocorrem nestes pilares e nas vigas às quais estes estão ligados, decidiu-se recorrer a elementos de barra rígida, colocados na horizontal, e que ligam o elemento de barra que modela o pilar às vigas adjacentes.

Relativamente às condições de apoio, adoptaram-se encastramentos perfeitos em todos os pilares.

Na Figura 3.7, na Figura 3.8 e na Figura 3.9 apresentam-se as imagens dos modelos elaborados em SAP2000, relativas aos três corpos.

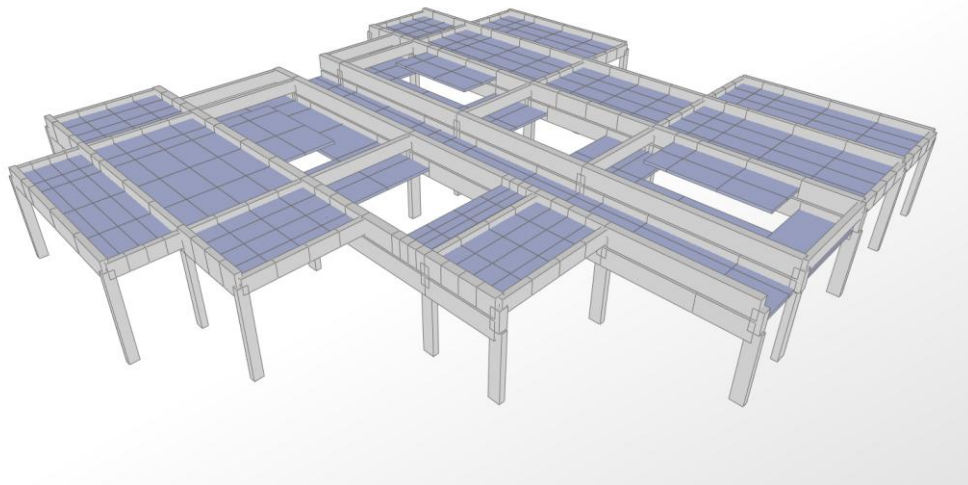


Figura 3.7 – Imagem do modelo do corpo V

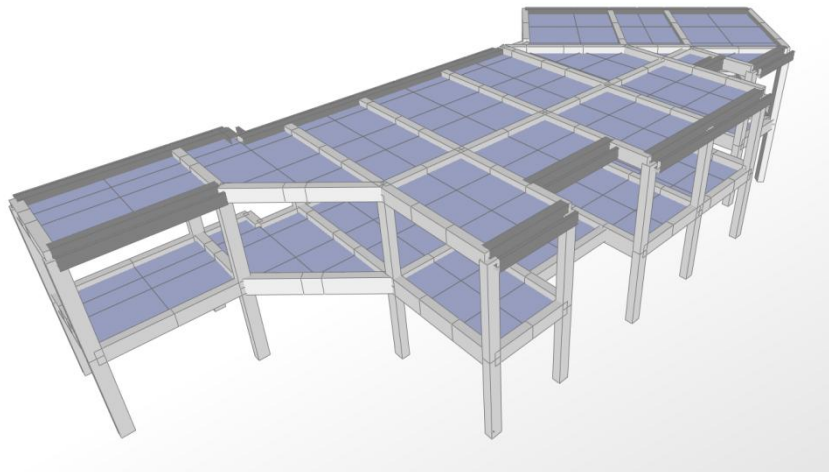


Figura 3.8 – Imagem do modelo do corpo VII

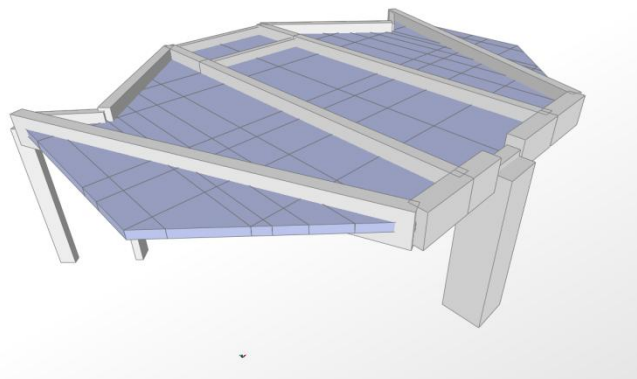


Figura 3.9 – Imagem do modelo do corpo IX

As sobrecargas aplicadas ao modelo foram as apresentadas no Projecto de Estabilidade e Estruturas e apresentam-se nas tabelas que se seguem.

Tabela 3.14 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo V

Elemento	Carga	Valor [kN/m²]
V1A	Canaletes	0,90
	Alvenaria	2,00
	Impermeabilização	1,00
V2	Canaletes	1,20
	Alvenaria	5,00
	Impermeabilização	1,00
V1B	Canaletes	1,00
	Alvenaria	4,00
	Impermeabilização	2,00
	Água	0,90
V3	Canaletes	1,00
	Alvenaria	9,00
	Impermeabilização	1,50
	Água	0,90
V4	Alvenaria	3,00
	Sobrecarga Acidental	2,00

Tabela 3.15 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo V

Elemento	Carga	Valor [kN/m²]
L1 e L2	Tela de Impermeabilização	1,00
	Revestimento do Tecto	0,80
	Sobrecarga	1,00

Tabela 3.16 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo VII

Elemento	Carga	Valor [kN/m²]
Vigas de contorno	Parede Exterior	10,00
V4	Canaletes	0,90
	Impermeabilização	1,00
	Água	0,80
	Sobrecarga	1,20

Tabela 3.17 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo VII

Elemento	Carga	Valor [kN/m ²]
L2	Betão Regularização	0,60
	Revestimento do Tecto	0,60
	Ladrilho	0,90
	Paredes Divisórias	1,70
	Sobrecarga	4,00
L1	Tela de Impermeabilização	1,00
	Revestimento do Tecto	0,80
	Sobrecarga	1,00

Tabela 3.18 – Sobrecargas aplicadas nas vigas do corpo IX

Elemento	Carga	Valor [kN/m ²]
V1 e V2	Alvenaria	2,00

Tabela 3.19 – Sobrecargas aplicadas nas lajes do corpo IX

Elemento	Carga	Valor [kN/m ²]
L1 e L2	Tela de Impermeabilização	1,00
	Revestimento do Tecto	0,80
	Sobrecarga	1,00

Seguidamente atribuiu-se massa ao modelo, de acordo com a combinação apresentada na Equação 3.3:

$$\Sigma G + \psi_2 \cdot Q \quad 3.3$$

em que:

G – Acções permanentes;

ψ_2 – Coeficiente de combinação, cujos valores se retiraram do RSA e se apresentam na Tabela 3.20;

Q – Acções variáveis.

Tabela 3.20 – Valores de ψ_2 utilizados

Tipo de Pavimento	ψ_2
Cobertura	0
Compartimento destinados a utilização de carácter colectivo sem concentração especial	0,4

3.2.2 Análise Dinâmica Tridimensional

Tendo a modelação dos três corpos completa procedeu-se à análise modal, apresentando-se na Tabela 3.21 os três primeiros modos de cada um dos corpos.

Tabela 3.21 – Análise modal dos corpos V, VII e IX

Corpo	Modo	Período	Frequência	UX	UY	RZ
-	-	s	Hz	-	-	-
V	1	0,35	2,87	87%	2%	10%
	2	0,34	2,95	13%	19%	78%
	3	0,29	3,50	0%	78%	12%
VII	1	0,44	2,25	1%	91%	62%
	2	0,40	2,49	19%	1%	10%
	3	0,31	3,21	65%	0%	17%
IX	1	0,34	2,98	63%	1%	56%
	2	0,25	3,98	2%	89%	42%
	3	0,24	4,15	6%	8%	0%

Na Tabela 3.21 apresentam-se ainda os factores de participação de massa UX, UY e RZ, sob a forma de percentagem, estando realçados a azul claro os mais significativos. Uma análise destes factores, complementada pela animação dada pelo software, fornece-nos a informação necessária para saber a configuração de vibração de cada um dos modos.

No que concerne o corpo V, o primeiro modo é predominantemente de translação em x, o segundo modo de torção e o terceiro modo de translação em y.

No que concerne o corpo VII, o primeiro modo é predominantemente de translação em y, mas com uma componente elevada de torção, o segundo modo é um misto de translação em x e de torção e o terceiro modo é predominantemente de translação em x, mas apresentando ainda uma componente de torção significativa.

No que concerne o corpo IX, os dois primeiros modos são predominantemente de translação em x e y, respectivamente, mas com uma componente de torção significativa em ambos os modos. O terceiro modo apresenta uma oscilação vertical da pala, provavelmente relacionado com o grande vão em consola das lajes L2.

3.2.3 Análise Sísmica Dinâmica

Para efectuar a análise sísmica no software SAP2000 é necessário primeiro obter os espectros de dimensionamento, aqui determinados de acordo com o EC8, o que obriga ao

cálculo prévio do coeficiente de comportamento q , que por sua vez requer a classificação do edifício relativamente as condições de regularidade.

3.2.3.1 Condições de Regularidade (13)

Os três corpos podem considerar-se regulares em altura, todavia relativamente à regularidade em planta não cumprem mais do que uma condição sendo necessariamente classificados como irregulares em planta. Seguidamente apresentam-se detalhadamente as condições de regularidade exigidas no EC8 e os cálculos efectuados para avaliar a regularidade dos edifícios que constituem o presente caso de estudo.

REGULARIDADE EM PLANTA

Para que um edifício seja considerado regular em planta tem de verificar os seguintes critérios, estipulados no art.º 4.2.3.2 do EC8:

- I. *No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.*

✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**

- II. *A configuração em planta deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afectarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não é superior a 5% da área do piso.*

Tabela 3.22 – Percentagem da área da maior reentrância

Corpo	A_{Piso}	A_{>reentrância}	%	%≤5
-	m ²	m	-	-
Corpo V	431,73	16,8	4%	Cumpre
Corpo VII	254,14	33,1	13%	Não cumpre
Corpo IX	111,85	4,7	4%	Cumpre

× **Condição cumprida nos corpos V e IX, mas não cumprida no corpo VII – Tabela 3.22.**

III. *A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos.*

✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**

IV. *Para cada piso o máximo quociente entre dimensões em direcções ortogonais entre si deve ser inferior a quatro, Condição 3.4:*

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad 3.4$$

Tabela 3.23 – Esbeltezas dos edifícios

Corpo	L _{max}	L _{min}	λ	λ ≤ 4
-	m	m	-	-
V	24,5	13,7	1,8	Cumpre
VII	31,8	9,3	3,4	Cumpre
IX	13,7	10,4	1,3	Cumpre

✓ **Condição cumprida nos três corpos – Tabela 3.23.**

V. *Para cada piso e em cada direcção de análise x e y devem ser cumpridas as Condições 3.5 e 3.6:*

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \text{e} \quad e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y \quad 3.5$$

$$r_x \geq l_s \quad \text{e} \quad r_y \geq l_s \quad 3.6$$

em que:

e_o – Distância entre o centro de massa e o centro de rigidez;

r – Raio de torção;

l_s – Raio de giração.

O raio de torção, r , é dado em cada uma das direcções x e y pelas Equações 3.7 e 3.8, respectivamente:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad 3.7$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad 3.8$$

em que:

K_θ – Rigidez de torção;

K_x e K_y – Rigidezes globais de translação.

O raio de giração, l_s , é dado pela Equação 3.9:

$$l_s = \sqrt{\frac{J_o}{A}} \quad 3.9$$

em que:

J_o – Momento de inércia polar, dado pela Equação 3.10:

$$J_o = I_x + I_y \quad 3.10$$

em que:

I_x e I_y – Momentos de inércia;

Em edifícios reais é bastante complicado determinar com exactidão o centro de rigidez, o raio de torção e o raio de giração. Com vista à determinação destes parâmetros, recorreu-se a métodos aproximados, com o auxílio dos softwares AutoCAD e SAP2000.

Para a determinação da excentricidade do centro de rigidez procedeu-se do seguinte modo:

- Determinou-se o centro de massa dos três corpos, através do AutoCAD;
- Aplicou-se, no centro de massa da cobertura dos modelos em SAP2000, um momento tursor de valor elevado e arbitrário, no caso 10 000 kN·m;
- Do SAP2000 retiraram-se os valores dos deslocamentos segundo x e y e da rotação segundo z, do centro de massa – Tabela 3.24;
- A partir da *fórmula de propagação de deslocamentos elementares dos pontos de um corpo rígido* deduziram-se as Expressões 3.11 e 3.12, utilizadas para determinar a excentricidade do centro de rigidez relativamente ao centro de massa – Tabela 3.24:

$$e_{ox} = -\frac{\delta_{y,CM}}{\theta_{CM}} \quad 3.11$$

$$e_{oy} = \frac{\delta_{x,CM}}{\theta_{CM}} \quad 3.12$$

Tabela 3.24 – Deslocamentos segundo x e y e rotação segundo z, devidos à aplicação de um momento tursor elevado; excentricidades do centro de rigidez em relação ao centro de massa

Corpo	δx	δy	θz	e_{ox}	e_{oy}	
-	m	m	rad	m	m	
V	-6,0300E-04	-3,0200E-04	6,1879E-02	0,0049	-0,0097	
VII	1º Piso	8,8700E-04	8,0000E-05	7,3100E-04	-0,1094	1,2134
	2º Piso	1,6210E-03	1,8000E-04	2,5878E-02	-0,0070	0,0626
IX	-1,4824E-02	9,8900E-04	2,4033E-02	-0,0412	-0,6168	

Para a determinação do raio de torção procedeu-se do seguinte modo:

- Aplicou-se, no centro de massa do último piso, um momento torsor de valor elevado e arbitrário, no caso 10 000 kN·m, retirando-se do SAP2000 a rotação deste ponto;
- Aplicou-se, no centro de rigidez do último piso, uma força segundo x de valor elevado e arbitrário, no caso 10 000 kN, retirando-se do SAP2000 o deslocamento segundo x deste ponto.
- Aplicou-se, no centro de rigidez do último piso, uma força segundo y de valor elevado e arbitrário, no caso 10 000 kN, retirando-se do SAP2000 o deslocamento segundo y deste ponto.
- Usando as Expressões 3.13, 3.14 e 3.15 determinou-se a rigidez de torção – Tabela 3.25, a rigidez de translação na direcção x – Tabela 3.26 e a rigidez de translação na direcção y – Tabela 3.27.

$$K_{\theta} = \frac{M}{\theta} \quad 3.13$$

$$K_x = \frac{F}{\delta_x} \quad 3.14$$

$$K_y = \frac{F}{\delta_y} \quad 3.15$$

- Por fim, recorrendo às Equações 3.7 e 3.8, anteriormente apresentadas, calculou-se o raio de torção, nas direcções x e y.

Tabela 3.25 – Rigidez de torção

Corpo	M_z	θ_z	K_θ
-	kN·m	rad	kN·m/rad
V	10 000	6,1879E-02	161 606
VII	10 000	2,5878E-02	386 429
IX	10 000	2,4033E-02	416 095

Tabela 3.26 – Rigidez de translação na direcção x

Corpo	F_x	δ_x	K_x
-	kN	m	kN/m
V	10 000	0,0790	126 577
VII	10 000	0,1038	96 298
IX	10 000	0,1493	66 986

Tabela 3.27 – Rigidez de translação na direcção y

Corpo	F_y	δ_y	K_x
-	kN	m	kN/m
V	10 000	0,0605	165 308
VII	10 000	0,1719	58 171
IX	10 000	0,1289	77 554

Para a determinação do raio de giração procedeu-se do seguinte modo:

- Determinou-se os momentos de inércia dos três corpos, segundo x e y, através do AutoCAD – Tabela 3.28;
- Calculou-se o momento polar de inércia, usando a Equação 3.10, anteriormente apresentada – Tabela 3.28.
- Determinou-se a área dos três corpos através do AutoCAD – Tabela 3.28;
- Por fim, recorrendo à Equação 3.9, anteriormente apresentada, calculou-se o raio de giração.

Tabela 3.28 – Valores dos momentos de inércia, momentos polares de inércia e áreas

Corpo	I_x	I_y	J_o	A
-	m^4	m^4	m^4	m^2
V	16747,9460	17333,2108	34081,1568	431,7300
VII	2459,7347	14546,7248	17006,4595	254,1434
IX	769,8972	1329,5677	2099,4649	111,8455

Tendo por fim calculados todos os parâmetros, verificou-se se as condições impostas no ponto III das condições de regularidade em planta eram cumpridas. Constatou-se que a Condição 3.5 era cumprida pelos três corpos, em ambas as direcções – Tabela 3.29 e Tabela 3.30, pelo contrário a Condição 3.6 não é cumprida por nenhum dos três corpos – Tabela 3.31. O facto de a última condição não ser cumprida significa que os três corpos devem ser considerados como *Sistemas Torsionalmente Flexíveis*, o que tem implicações no valor do coeficiente de comportamento, como vai ser à frente demonstrado.

Tabela 3.29 – Verificação da condição $e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$

Corpo	e_{ox}	r_x	$0,30 \cdot r_x$	$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$
-	-	-	-	-
V	0,0049	1,1299	0,3390	Cumpre
VII	-0,0582	2,0032	0,6010	Cumpre
IX	-0,0412	2,4923	0,7477	Cumpre

Tabela 3.30 – Verificação da condição $e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$

Corpo	e_{oy}	r_y	$0,30 \cdot r_y$	$e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$
-	-	-	-	-
V	-0,0097	0,9887	0,2966	Cumpre
VII	0,6380	2,5774	0,7732	Cumpre
IX	-0,6168	2,3163	0,6949	Cumpre

Tabela 3.31 – Verificação das condições $r_x \geq l_s$ e $r_y \geq l_s$

Corpo	l_s	r_x	$r_x \geq l_s$	r_y	$r_y \geq l_s$
-	m	-	-	-	-
V	8,8849	1,1299	Não cumpre	0,9887	Não cumpre
VII	8,1803	2,0032	Não cumpre	2,5774	Não cumpre
IX	4,3326	2,4923	Não cumpre	2,3163	Não cumpre

× **Condição não cumprida nos três corpos – Tabela 3.22.**

REGULARIDADE EM ALTURA

Para que um edifício seja considerado regular em altura tem de verificar os seguintes critérios, estipulados no art.º 4.2.3.3 do EC8:

- *Todos os sistemas resistentes a acções laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício.*
 - ✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**
- *A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado.*
 - ✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**

- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes.

✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**

- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais, apresentadas na Figura 3.10:

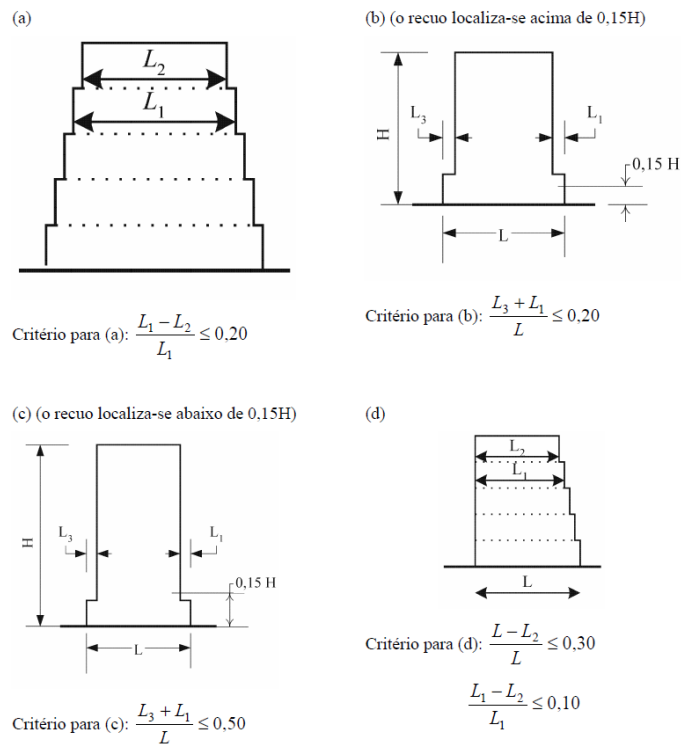


Figura 3.10 – Limites para recuos em edifícios regulares em altura (13)

✓ **Considera-se a condição cumprida nos três corpos.**

3.2.3.2 Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento para estruturas de betão armado aparece no artigo 5.2.2.2 do EC8 e é dado pela Expressão 3.16:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad \mathbf{3.16}$$

em que:

q_0 – Valor base do coeficiente de comportamento;

k_w – Factor que reflecte o modo de rotura, no caso de sistemas estruturais com paredes.

Como atrás foi verificado que todos os três corpos devem ser considerados sistemas torsionalmente flexíveis, o valor de q_0 , retirado do Quadro 5.1 do EC8, é 2,0.

O valor de k_w é unitário para os três corpos.

Assim o coeficiente de comportamento toma um valor igual a dois para os três corpos.

3.2.3.3 Espectros de Resposta

O Anexo Nacional do EC8 define dois tipos de acção sísmica para os quais as estruturas devem ser analisadas:

- Acção sísmica tipo 1 – sismo afastado;
- Acção sísmica tipo 2 – sismo próximo.

De acordo com o estipulado pelo EC8 a análise sísmica de um edifício faz-se com base num espectro de resposta de projecto, definido no artigo 3.2.2.5 pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left(\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right) \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

em que:

S_d – Espectro de resposta de projecto;

T – Período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, dada por:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr}$$

em que:

γ_I – Coeficiente de importância da construção;

a_{gr} – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;

T_B – Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_c – Limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D – Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

S – Coeficiente de solo;

β – Factor de limite inferior do espectro de resposta das acções horizontais, igual a 0,2;

q – Coeficiente de comportamento.

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$S = S_{\max} \quad \text{se } a_g \leq 1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} \quad \mathbf{3.17}$$

$$S = S_{\max} - \frac{S_{\max}-1}{3} \cdot (a_g - 1) \quad \text{se } 1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} < a_g < 4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} \quad \mathbf{3.18}$$

$$S = 1,0 \quad \text{se } a_g \geq 4 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2} \quad \mathbf{3.19}$$

em que:

S_{\max} – Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3.

Considerou-se que o CSL era da classe de importância III – *Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.*

Os valores do coeficiente de importância foram retirados do Quadro NA.II, para as acções sísmicas de tipo 1 e de tipo 2, e apresentam-se na Tabela 3.32.

Tabela 3.32 – Valores do coeficiente de importância

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo 1	Acção Sísmica Tipo 2
III	1,45	1,25

Considerou-se o solo como sendo de tipo C: *Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija, com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros, de acordo com o Quadro 3.1, apresentado no artigo 3.1.2 do EC8 e tendo em conta a informação presente no relatório da prospecção geotécnica efectuada.*

Visto o edifício situar-se em Loulé, e de acordo com o Anexo Nacional, as zonas correspondentes ao sismo 1 e 2 são, respectivamente, zona 1.2 e zona 2.3.

Na Tabela 3.33 e na Tabela 3.34, apresentam-se os valores de todos os parâmetros necessários para a determinação dos espectros de projecto, para as acções sísmicas de tipos 1 e 2, respectivamente.

Tabela 3.33 – Valores dos parâmetros necessários para o cálculo do espectro de projecto para a acção sísmica do tipo 1

Zona 1.2		
S_{max}	-	1,60
S	-	1,22
T_B	s	0,10
T_C	s	0,60
T_D	s	2,00
a_{gR}	m/s²	2,00
a_g	m/s²	2,90
η	-	1,00

Tabela 3.34 – Valores dos parâmetros necessários para o cálculo do espectro de projecto para a acção sísmica do tipo 2

Zona 2.3		
S_{max}	-	1,60
S	-	1,38
T_B	s	0,10
T_C	s	0,25
T_D	s	2,00
a_{gR}	m/s²	1,70
a_g	m/s²	2,13
η	-	1,00

Os valores dos espectros de dimensionamento foram remetidos para o Anexo 1, apresentando-se aqui os espectros representados graficamente – Gráfico 3.1 e Gráfico 3.2, relativos às acções sísmicas de tipos 1 e 2, respectivamente.

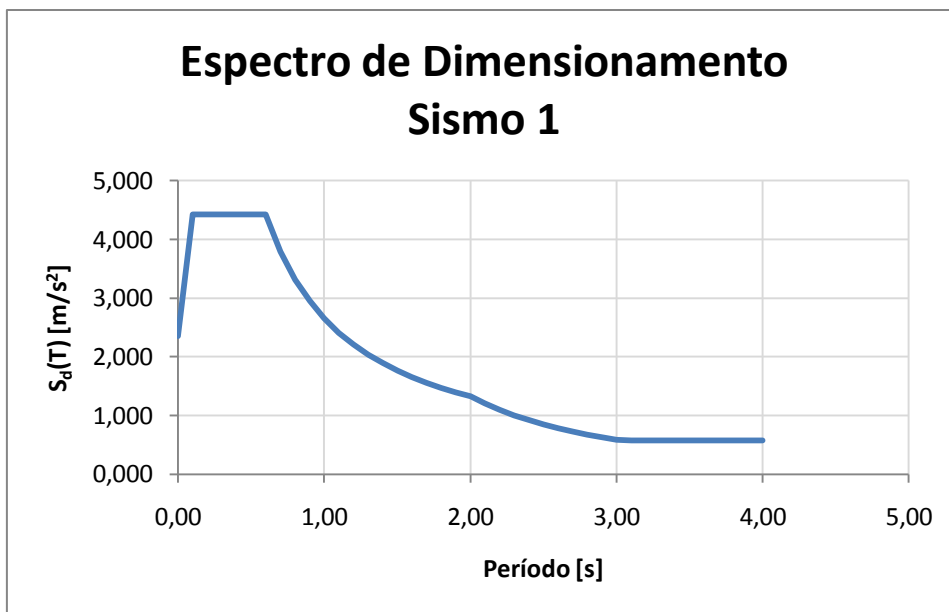


Gráfico 3.1 – Espectro de dimensionamento do sismo 1



Gráfico 3.2 – Espectro de dimensionamento do sismo 2

No Gráfico 3.3 apresenta-se uma comparação entre ambos os espectros. Pode verificar-se que o sismo 1 é claramente condicionante relativamente ao sismo 2. Por este motivo, a análise sísmica foi feita só para o sismo 1.

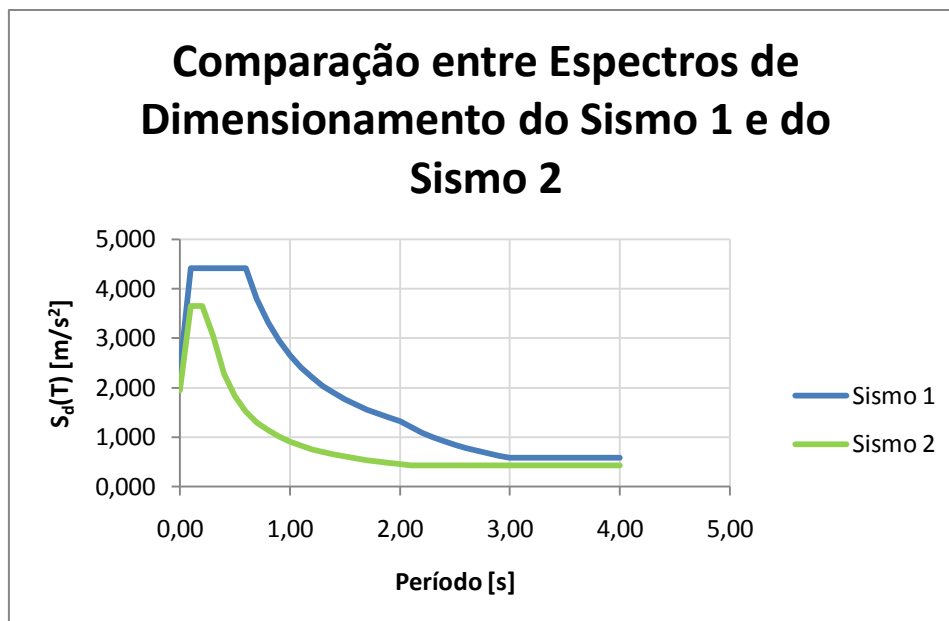


Gráfico 3.3 – Comparação entre os espectros de dimensionamento dos sismos 1 e 2

Tendo por fim os espectros de dimensionamento, introduziu-se esta informação no SAP2000. Uma vez que a metodologia ICIST/ACSS avalia o edifício em duas direcções ortogonais separadamente, decidiu-se fazer o mesmo no SAP2000, não procedendo à combinação direccional.

Finalmente foi possível fazer a análise sísmica dinâmica no SAP2000. Os dados mais relevantes que se podem tirar directamente do programa são os esforços nos elementos, nomeadamente as forças de corte, que se apresentam na Tabela 3.35. Estas servirão mais à frente como termo de comparação para o índice de solitação sísmica, razão pela qual se apresenta uma coluna com o quociente entre as forças de corte e o peso da estrutura.

Tabela 3.35 – Forças de corte extraídas da análise efectuada no SAP2000

Corpos		Direcção	F ^{SAP}	F ^{SAP} /W
-		-	kN	-
V		x	1712,69	0,44
		y	1494,15	0,38
VII	1º Piso	x	1988,34	0,32
		y	2543,80	0,41
	2º Piso	x	1092,84	0,51
		y	1138,12	0,53
IX		x	397,30	0,31
		y	558,43	0,43

3.3 ANÁLISE DOS CORPOS V, VII E IX DE ACORDO COM A METODOLOGIA ICIST/ACSS

3.3.1 Índice de Desempenho Sísmico – I_s

Para determinar o índice de desempenho sísmico, dado pela Equação 2.2, é necessário primeiro calcular o índice de desempenho sísmico de referência, o índice de irregularidade estrutural e o índice de deterioração estrutural. Apresentam-se seguidamente os cálculos efectuadas para a obtenção destes índices.

3.3.1.1 Índice de Desempenho Sísmico de Referência – E_0

O índice de desempenho sísmico de referência é dado pela Equação 2.3 e requer primeiro a determinação dos índices de resistência. Para tal, é necessário classificar os elementos estruturais verticais em colunas curtas, paredes e pilares, sendo que no caso dos pilares ainda se podem considerar duas subcategorias, os pilares C_1 e os pilares C_2 , de acordo com os critérios apresentados em 2.2.1.1. Ora a classificação das colunas curtas e dos pilares depende, para além das dimensões das secções transversais destes, da altura livre h_0 , cujo conceito é apresentado no mesmo ponto. Apesar de o conceito ser claro, a determinação na prática da altura livre de cada pilar é, em determinados casos, bastante complicada. Nomeadamente:

- A altura livre de um determinado pilar é, na mesma direcção, diferente à esquerda e à direita do mesmo. *Qual o valor de altura livre a considerar?*
- O pilar não se encontra imediatamente ao lado de um vão, mas a distância entre o pilar e o vão é muito pequena, de forma a que esse troço de parede não vai efectivamente confinar o pilar, fazendo com que o pilar sofra ainda a influência do vão. *Qual a distância a partir da qual a presença de um vão deixa de influenciar um pilar?*

No primeiro caso, a intuição poderia dizer-nos que o caso mais desfavorável seria considerar o valor mais reduzido de ambas as alturas livres, medidas à esquerda e à direita do pilar. Contudo, isto nem sempre é verdade como se vai constatar adiante. Nesta dissertação apresentam-se os resultados obtidos considerando os valores mais reduzidos para altura livre. Todavia, efectuou-se também o cálculo do índice de desempenho sísmico de referência considerando para altura livre os valores mais elevados, apresentando-se, à frente, as conclusões retiradas da comparação entre os dois tipos de análise.

Relativamente ao segundo ponto, considerou-se a influência de vãos a menos de 0,5 m do pilar.

A classificação dos elementos verticais apresenta-se no Anexo A2. A única parede existente pertence ao corpo VII.

Como foi mencionado aquando da descrição da metodologia japonesa, esta avalia a capacidade resistente de um edifício para cada piso e segundo duas direcções principais, geralmente ortogonais entre si, que se consideram genericamente como x e y. Quando toda a estrutura se desenvolve segundo estas direcções, como é o caso do corpo V, a aplicação da metodologia é directa. Ou seja, contabilizaram-se as áreas totais de colunas curtas, de pilares C_1 e C_2 e de paredes e determinaram-se os respectivos índices de resistência recorrendo às Equações 2.5, 2.6 e 2.7.

A dificuldade surge quando parte da estrutura está orientada noutra direcção, como são os casos dos corpos VII e IX, em que a secção transversal de alguns dos pilares se encontra orientada segundo as direcções I e II. Para estes corpos adoptou-se o seguinte processo:

- Contabilizaram-se as áreas das secções transversais dos elementos verticais orientadas segundo as direcções x e y e calcularam-se os índices de resistência para estas direcções (C_i^x e C_i^y), de acordo com as Equações 2.5, 2.6 e 2.7 – Tabela 3.36;
- Separadamente contabilizaram-se as áreas das secções transversais dos elementos verticais orientadas segundo as direcções I e II e calcularam-se os índices de resistência para estas direcções (C_i^I e C_i^{II}), de acordo com as Equações 2.5, 2.6 e 2.7 – Tabela 3.37;
- Por fim determinaram-se os índices de resistência totais, nas direcções x e y, ($C_{i,TOTAL}^x$ e $C_{i,TOTAL}^y$) contabilizando o contributo dos índices de capacidade calculados para as direcções I e II, de acordo com as Equações 3.20 e 3.21 – Tabela 3.38.

$$C_{i,TOTAL}^x = C_i^x + C_i^I \cdot \cos \alpha + C_i^{II} \cdot \sin \alpha \Leftrightarrow C_{i,TOTAL}^x = C_i^x + (C_i^I + C_i^{II}) \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (3.20)$$

$$C_{i,TOTAL}^y = C_i^y + C_i^I \cdot \cos \alpha + C_i^{II} \cdot \sin \alpha \Leftrightarrow C_{i,TOTAL}^y = C_i^y + (C_i^I + C_i^{II}) \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (3.21)$$

A soma das áreas das secções transversais de cada tipo de elementos apresenta-se no Anexo A3.

Tabela 3.36 – Índices de resistência, para as direcções x e y

Corpos	Direcção	C _{sc}	C _{c1}	C _{c2}	C _{w3}	
-	-	-	-	-	-	
V	x	0,00	0,07	0,23	0,00	
	y	0,02	0,03	0,25	0,00	
VII	1º Piso	x	0,03	0,00	0,24	0,08
			2º Piso	0,11	0,00	0,41
	2º Piso	y	0,00	0,00	0,25	0,08
			1º Piso	0,00	0,00	0,47
IX	x	0,00	0,52	0,17	0,00	
	y	0,00	0,52	0,17	0,00	

Tabela 3.37 – Índices de resistência, para as direcções I e II

Corpos	Direcção	C _{sc}	C _{c1}	C _{c2}	C _{w3}	
-	-	-	-	-	-	
VII	1º Piso	I	0,00	0,00	0,08	0,00
			2º Piso	0,00	0,00	0,16
	2º Piso	II	0,00	0,00	0,08	0,00
			1º Piso	0,00	0,00	0,16
IX	I	0,00	0,00	0,12	0,00	
	II	0,00	0,00	0,12	0,00	

Tabela 3.38 – Índices de resistência totais

Corpos	Direcção	C _{sc}	C _{c1}	C _{c2}	C _{w3}	
-	-	-	-	-	-	
V	x	0,00	0,07	0,23	0,00	
	y	0,02	0,03	0,25	0,00	
VII	1º Piso	x	0,03	0,00	0,35	0,08
			2º Piso	0,11	0,00	0,63
	2º Piso	y	0,00	0,00	0,37	0,08
			1º Piso	0,00	0,00	0,69
IX	x	0,00	0,52	0,34	0,00	
	y	0,00	0,52	0,34	0,00	

Após obtidos os índices de resistência para os três corpos, nas direcções x e y, podem determinar-se os respectivos índices de desempenho sísmico de referência, recorrendo à Equação 2.3. Sendo porém antes necessário definir qual o modo de rotura, em cada um dos casos, para que fiquem definidos quais os factores de redução da capacidade resistente a usar.

O corpo V não apresenta paredes e apenas um elemento vertical foi classificado como coluna curta na direcção y; considera-se que a rotura deste elemento não causa o colapso da estrutura, admitindo-se portanto um modo de rotura dúctil devido ao colapso dos pilares.

O corpo VII apresenta apenas uma parede, uma coluna curta no primeiro piso e duas colunas curtas no segundo piso; uma vez mais se considera que a rotura destes elementos não causa o colapso dos respectivos pisos, admitindo-se aqui também um modo de rotura dúctil devido ao colapso dos pilares.

O corpo IX não apresenta nem paredes nem colunas curtas portanto o modo de rotura é necessariamente dúctil devido ao colapso dos pilares.

Na Tabela 3.39 apresentam-se por fim os índices de desempenho sísmico de referência, para os três corpos, nas direcções x e y, e no caso do corpo VII para cada um dos pisos, considerando sempre uma rotura dúctil.

Tabela 3.39 – Índices de desempenho sísmico de referência

Corpos		Direcção	E_0
-		-	-
V		x	0,30
		y	0,28
VII	1º Piso	x	0,35
	2º Piso	x	0,48
	1º Piso	y	0,37
	2º Piso	y	0,51
IX		x	0,85
		y	0,85

3.3.1.2 Índice de Irregularidade Estrutural – S_D

Com vista à determinação do índice de irregularidade estrutural, procedeu-se para cada corpo à análise dos itens de regularidade apresentados na Tabela 2.3. Seguidamente apresenta-se detalhadamente a análise dos vários itens.

Item *a* – Regularidade

Para a classificação deste item é necessário determinar a área de saliências; ora como os três corpos apresentam plantas bastante irregulares, revelou-se bastante difícil e relativamente subjectivo definir a área de saliências. Na Figura 3.11 e na Figura 3.12 apresentam-se, respectivamente, as plantas dos corpos V e VII onde foi marcado a tracejado azul o que se considerou ser a área regular de cada corpo, tomando-se a restante área como saliências. Relativamente ao corpo IX, face à forma da planta foi classificado imediatamente como *Irregular* (a_3).

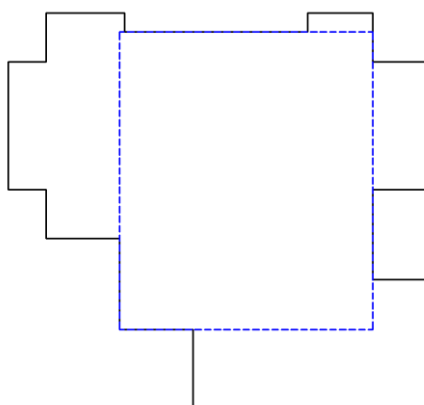


Figura 3.11 – Planta do corpo V, evidenciando a área considerada regular

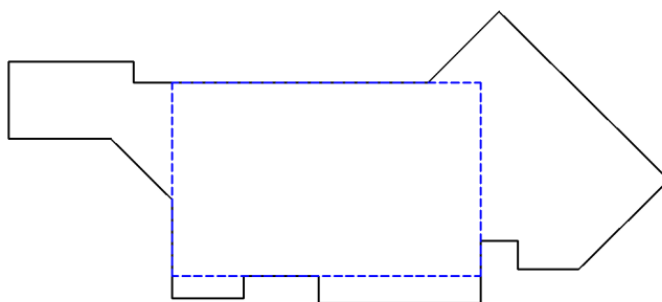


Figura 3.12 – Planta do corpo VII, evidenciando a área considerada regular

Na Tabela 3.40 apresentam-se os valores das áreas de saliências, absoluto e em percentagem relativamente às áreas totais dos corpos V e VII; apresenta-se ainda a classificação dos três corpos relativamente ao item *a*. Como se previa ambos os corpos V e VII apresentam uma área de saliências muito superior a 30%. É de salientar que como foi dito, os valores das áreas de saliências estão afectados por um factor subjectivo relativamente ao que foi considerado como área saliente e área regular. Todavia considera-se que esta dificuldade acaba por confirmar a classificação dos edifícios como *Irregulares* (a_3).

Tabela 3.40 – Item *a* – Regularidade

Corpos	A_{Total}	A_{Reg.}	A_{Saliências}	A_{Saliências}	<i>a</i>
-	m ²	m ²	m ²	%	-
V	431,73	258,00	173,73	40%	<i>a</i> ₃
VII	254,14	138,53	115,61	45%	<i>a</i> ₃
IX	111,85	-	-	-	<i>a</i> ₃

Item *b* – Relação entre dimensões em planta

Apresenta-se na Tabela 3.41 o valor do item *b*. Uma vez mais as plantas muito recortadas dos três corpos tornam difícil atribuir valores concretos para a maior e a menor dimensões. Efectuou-se assim o cálculo considerando os valores mais gravosos, verificando-se que qualquer um dos três corpos apresenta valores para o item *b* muito inferiores a cinco, sendo-lhes assim atribuído, sem margem para dúvidas, o valor menos penalizante do factor G_i .

Tabela 3.41 – Item *b* – Relação entre dimensões em planta

Corpo	L_{max}	L_{min}	<i>b</i>
-	m	m	-
V	24,5	13,7	1,79
VII	31,8	9,3	3,41
IX	13,7	10,4	1,31

Item *c* – Contração em planta

Nenhum dos corpos apresenta contração em planta.

Item *d* – Juntas de dilatação

Na Tabela 3.42, apresentam-se os valores necessários para a determinação do item *d*, assim como o valor deste quociente. Os corpos V e VII apresentam valores para o item *d* a que estão associados um valor intermédio do factor G_i , todavia ao corpo VII já deve ser atribuído o valor mais penalizante deste mesmo factor.

Tabela 3.42 – Item *d* – Juntas de dilatação

Corpos	L_{junta}	Dist. Solo	<i>d</i>	1/<i>d</i>
-	cm	cm	-	-
V	2	240	0,0083	120
VII	2	650	0,0031	325
IX	2	310	0,0065	155

Item e – Átrio ou pátio interior

Apenas o corpo V apresenta pátios interiores, apresentando-se na Tabela 3.43 os valores necessários à determinação do item *e*, assim como o valor deste quociente. Verifica-se que mesmo para este corpo a área de pátio não é significativa, sendo atribuído ao corpo V, tal como aos outros corpos o valor menos penalizante para o factor G_i .

Tabela 3.43 – Item e – Átrio ou pátio interior

Corpos	A_{Total}	$A_{Pátio}$	<i>e</i>
-	m ²	cm	-
V	431,73	22,0	0,05

Item f – Excentricidade do átrio ou pátio interior

Novamente só aplicável ao corpo V, por ser o único que apresenta pátios interiores, como referido no item anterior, apresentando-se na Tabela 3.44 os valores necessários à determinação dos itens f_1 e f_2 , assim como o valor destes. Relativamente a este ponto verifica-se que o corpo V será penalizado, sendo-lhe atribuído o valor intermédio para o factor G_i .

Tabela 3.44 – Item f – Excentricidade do átrio ou pátio interior

Corpos	x	y	r	f_1	f_2
-	m	m	m	-	-
V - A	14,80	22,00	5,19	0,35	0,24
V -B			3,06	0,21	0,14

Item h – Pisos enterrados

Nenhum dos corpos apresenta caves.

Item i – Uniformidade da distância entre pisos

O único edifício que apresenta mais do que um piso, e portanto ao qual este ponto é aplicável, é o corpo VII, apresentando-se na Tabela 3.45 os dados necessários para a determinação do item *i*, assim como o valor do mesmo. Apesar do pé-direito variar do primeiro para o segundo pisos, não é significativo, pelo que este corpo não é penalizado.

Tabela 3.45 – Item i – Uniformidade da distância entre pisos

Corpos	h_1	h_2	<i>i</i>
-	m	m	-
VII	3,1	3,4	0,91

Item j – Uniformidade dos elementos verticais em altura

Nenhum dos corpos é suportado por *pilotis*, e todos os elementos estruturais verticais são contínuos desde a fundação até à cobertura, como tal considera-se que existe a uniformidade dos elementos verticais em altura.

Com base nas disposições aqui apresentadas relativamente a cada um dos itens e à informação presente na

Tabela 2.4, determinaram-se os valores de G_i , que se apresentam na Tabela 3.46. Consequentemente calcularam-se os valores de q_{1i} , de acordo com as Equações 2.13 e 2.14, apresentando-se estes na Tabela 3.44.

Tabela 3.46 – Valores de G_i

Item	G_i		
	Corpo V	Corpo VII	Corpo IX
-			
a	0,8	0,8	0,8
b	1	1	1
c	1	1	1
d	1	0,8	1
e	1	1	1
f	0,9	1	1
h	0,8	0,8	0,8
i	1	1	1
j	1	1	1

Tabela 3.47 – Valores de q_{1i}

Item	q_{1i}		
	Corpo V	Corpo VII	Corpo IX
-			
a	0,80	0,80	0,80
b	1,00	1,00	1,00
c	1,00	1,00	1,00
d	1,00	0,90	1,00
e	1,00	1,00	1,00
f	0,98	1,00	1,00
h	1,00	1,00	1,00
i	1,00	1,00	1,00
j	1,00	1,00	1,00

Por fim, obtiveram-se os índices de irregularidade estrutural para cada um dos corpos, através da Equação 2.12, cujos valores se apresentam na Tabela 3.48.

Tabela 3.48 – Valores do índice de irregularidade estrutural S_d

S_d		
Corpo V	Corpo VII	Corpo IX
0,78	0,72	0,80

3.3.1.3 Índice de Deterioração Temporal – T

Tabela 3.49 – Índice deterioração temporal

Itens a verificar	Intensidade	T
Deformação Permanente	Não apresenta indícios de deformação	1,0
Fendas nas paredes e pilares	Não apresenta nem infiltrações nem fendilhação	1,0
Incêndios	Não sofreu	1,0
Ocupação	Não armazena produtos químicos	1,0
Idade	Inferior a vinte e cinco anos	1,0
Acabamentos	Sem danos	1,0

Visto que a estrutura não apresenta deterioração significativa, o índice de deterioração temporal toma o valor unitário.

Possuindo por fim os valores dos índices de desempenho sísmico de referência, de irregularidade estrutural e de deterioração temporal pode então calcular-se os índices de desempenho sísmico de acordo com a Equação 2.2, apresentando-se o valor destes na Tabela 3.50.

Tabela 3.50 – Índices de desempenho sísmico

Corpos	Direcção	E_0	S_d	T	I_s	
-	-	-	-	-		
V	x	0,30	0,78	1,00	0,24	
	y	0,28	0,78	1,00	0,22	
VII	1º Piso	x	0,35	0,72	1,00	0,25
	2º Piso	x	0,48	0,72	1,00	0,34
	1º Piso	y	0,37	0,72	1,00	0,26
	2º Piso	y	0,51	0,72	1,00	0,37
IX	x	0,85	0,80	1,00	0,68	
	y	0,85	0,80	1,00	0,68	

3.3.2 Índice de Solicitação Sísmica – I_{SO}

O índice de solicitação sísmica foi determinado com base na Equação 2.15, apresentando-se na Tabela 3.51 o valor considerado para as variáveis presentes na referida equação e o resultado da mesma, para cada corpo e em cada direcção. Note-se que este índice é igual para todos os pisos de um edifício, o que se reflecte no corpo VII, para o qual são aqui apresentados apenas dois índices, respectivamente nas direcções x e y, e que são válidos para os dois pisos do edifício.

Tabela 3.51 – Índices de solicitação sísmica

Corpos	Direcção	T_1	$S_d(T_1)$	λ	χ	I_{SO}
-	-	s	m/s²	-	-	kN
V	x	0,3480	4,4225	1	1	0,45
	y	0,2861	4,4225	1	1	0,45
VII	x	0,3117	4,4225	1	1	0,45
	y	0,4444	4,4225	1	1	0,45
IX	x	0,3354	4,4225	1	1	0,45
	y	0,2512	4,4225	1	1	0,45

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO CASO DE ESTUDO

No capítulo anterior apresentou-se toda a parte de cálculo e análise das estruturas, quer no SAP2000 quer por aplicação da metodologia ICIST/ACSS. Do SAP2000 obtiveram-se as forças de corte e os esforços sísmicos nos elementos da estrutura sísmo-resistente, da aplicação da metodologia ICIST/ACSS obtiveram-se o índice de desempenho sísmico e o índice de sollicitação sísmica. Neste capítulo faz-se a comparação entre os dois índices de forma a aferir se a estrutura verifica a segurança, de acordo com a metodologia ICIST/ACSS De forma a avaliar o rigor desta metodologia determinou-se, recorrendo a outros processos mais complexos e portanto mais fiáveis, quer as forças actuantes quer as forças resistentes, apresentando-se também neste capítulo a comparação entre os resultados obtidos pelo processo mais expedito – a metodologia ICIST/ACSS – e pelos processos mais elaborados.

4.1 RESULTADO DA METODOLOGIA ICIST/ACSS

No Gráfico 4.1 apresenta-se sob a forma de gráfico de barras os índices de desempenho sísmico, nas direcções x e y, correspondentes aos três corpos e no caso do corpo VII, para o primeiro e segundo pisos. Uma vez que o índice de sollicitação sísmica é igual para todos os corpos este traduz-se na recta $y = 0,45$. Desta forma é possível de uma forma clara fazer a comparação entre estes dois índices, que é no fundo o objectivo principal da metodologia em análise.

Verifica-se que apenas o corpo IX verifica a Condição 2.1, quer para a direcção x quer para a direcção y; isto deve-se ao pilar P5, deste corpo que apresenta uma secção de 1 x 1 (m), que comparativamente aos restantes pilares e aos esforços envolvidos se revela ser bastante grande, influenciando largamente o índice de sollicitação sísmica, visto este estar intimamente ligado às áreas das secções transversais dos elementos verticais. Desta forma a metodologia permite concluir que esta estrutura verifica a segurança ao sismo, não havendo necessidade de reforço estrutural da mesma.

O corpo V e os dois pisos do corpo VII, nas direcções x e y, não verificam a Condição 2.1, ou seja os índices de desempenho sísmico ficam aquém do índice de sollicitação sísmica. Isto não significa que os edifícios não verifiquem necessariamente a segurança ao sismo, pois sendo a metodologia conservativa, e uma vez que a diferença entre os índices não é flagrante, pode ser que recorrendo a estudos mais aprofundados sobre o comportamento das estruturas, se conclua que afinal as estruturas verificam a segurança, de acordo com os regulamentos em vigor

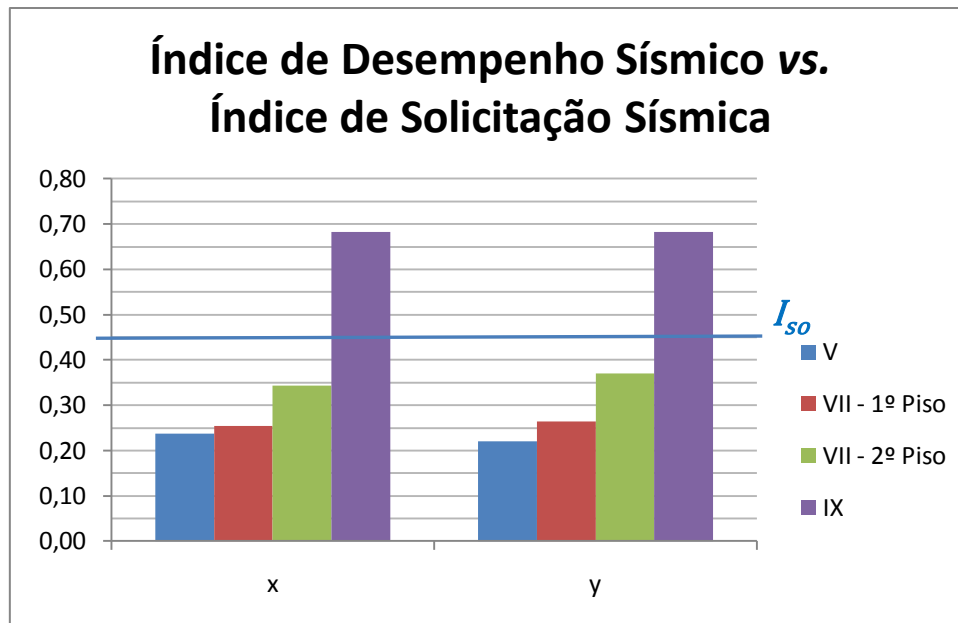


Gráfico 4.1 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico I_s e o índice de solicitação sísmica I_{so}

4.1.1 Variantes dos processos de cálculo

4.1.1.1 Comparação dos índices de desempenho sísmico de referência calculado considerando diferentes modos de rotura

Como a quantidade de elementos verticais que não foram classificados como pilares é diminuta em qualquer dos corpos, determinou-se o índice de desempenho sísmico de referência considerando que a rotura das colunas curtas e da parede, nos casos em que existem, não leva ao colapso das estruturas. Contudo, é possível efectuar o cálculo do índice E_0 considerando que o colapso da estrutura é causado devido à rotura destes elementos.

No Gráfico 4.2, referente ao corpo V, apresentam-se os índices de desempenho sísmico de referência que é possível calcular para esta estrutura. Como neste corpo não existem paredes, não aparece nenhuma barra referente ao índice de desempenho sísmico quando o colapso é causado pela rotura de paredes. Na direcção x nenhum dos elementos foi classificado como coluna curta, portanto neste caso o índice de desempenho sísmico reflecte apenas a resistência dos pilares. Já na direcção y há um elemento que foi classificado como coluna curta; se admitirmos que a rotura deste elemento causa o colapso da estrutura, o índice de desempenho sísmico de referência passa a ser dado pela combinação da resistência deste elemento com a resistência dos restantes pilares, esta necessariamente afectada de um factor de redução, pois o nível de deslocamento que causa a rotura da coluna curta não permite mobilizar toda a resistência de corte dos pilares. Assim na direcção y apresentam-se duas barras, que traduzem a resistência global da estrutura quando se admite que o colapso é causado pela rotura da coluna curta ou apenas quando se dá a rotura dos restantes pilares.

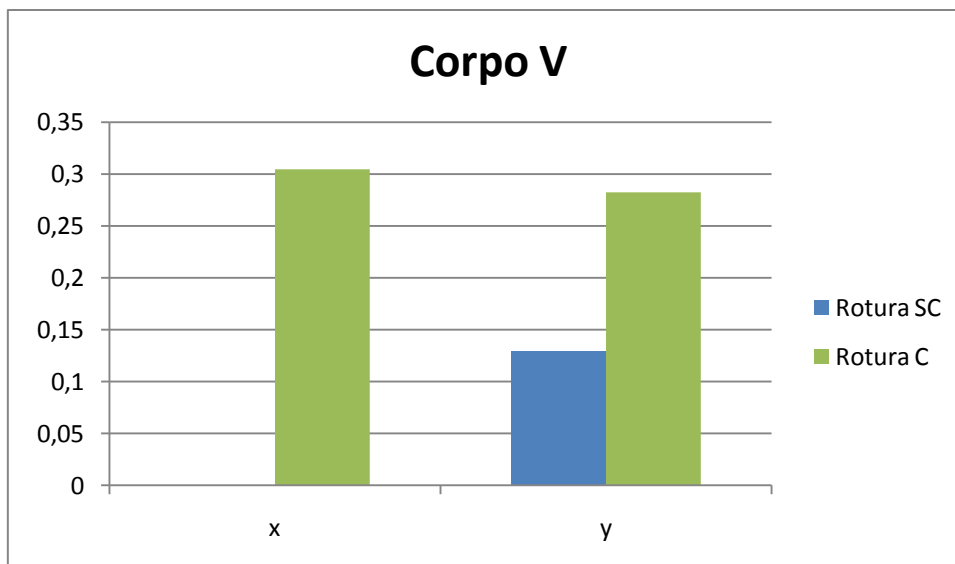


Gráfico 4.2 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo V

No Gráfico 4.3, referente ao corpo VII, apresentam-se os índices de desempenho sísmico de referência que é possível calcular para esta estrutura. Na direcção x, no primeiro piso, classificou-se um dos elementos verticais como coluna curta e outro como parede; no segundo piso classificaram-se dois elementos como colunas curtas e um como parede. Assim é possível determinar três índices de desempenho sísmico de referência, para cada piso, admitindo que o colapso se dá devido à rotura das colunas curtas, da parede ou dos pilares. Na direcção y nenhum dos elementos foi classificado nem como coluna curta nem como parede, quer no primeiro quer no segundo pisos, portanto neste caso o índice de desempenho sísmico reflecte apenas a resistência dos pilares.

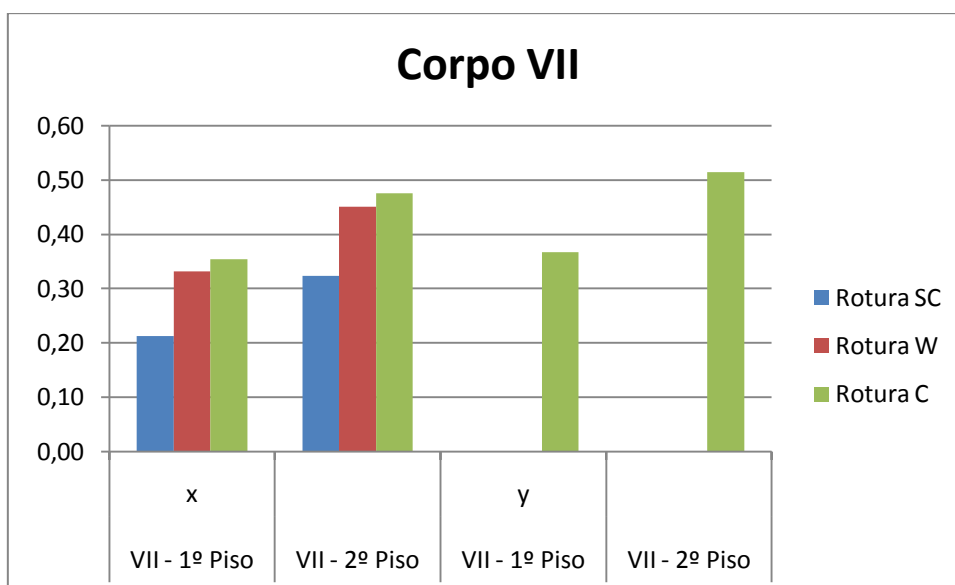


Gráfico 4.3 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo VII

Da análise do Gráfico 4.3, referente ao corpo IX, é patente que neste não há nem colunas curtas nem paredes, portanto só é possível calcular um índice de desempenho sísmico de referência, para cada direcção, que naturalmente traduz o somatório da resistência dos vários pilares quando actuados pelo sismo. Neste caso a resistência de corte dos pilares não foi reduzida, ou seja o factor α_3 toma um valor unitário, pois admite-se que todos os pilares mobilizam a resistência de corte máxima, admitida nesta metodologia.

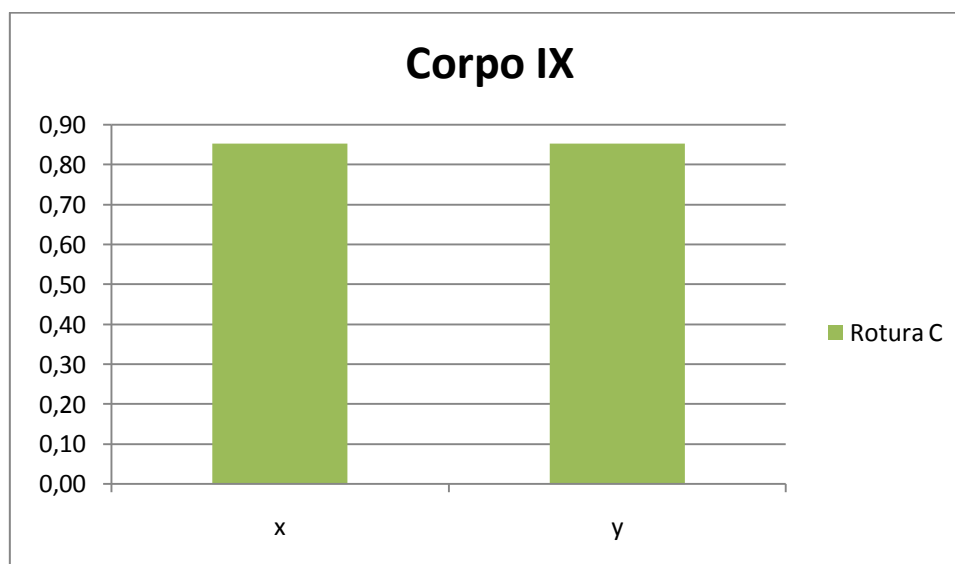


Gráfico 4.4 – Índices de desempenho sísmico de referência para o corpo IX

No Gráfico 4.2 e no Gráfico 4.3, em que é possível observar o índice de desempenho sísmico de referência determinado admitindo que o colapso da estrutura se dá devido a elementos distintos, conclui-se que, para estes casos particulares, a consideração de uma rotura mais dúctil reflecte um índice de desempenho sísmico mais elevado. Todavia esta conclusão não é generalizável, pois aos elementos mais frágeis atribui-se uma tensão de corte superior: 1,5 no caso das colunas curtas, 1,0 nas paredes, e 1,0 ou 0,7 no caso dos pilares, dependendo se são do tipo C_1 ou do tipo C_2 . Assim um aumento da quantidade de elementos frágeis pode significar que uma rotura menos dúctil apresenta de facto um valor de resistência superior.

4.1.1.2 Comparação entre os índices de desempenho sísmico de referência calculados considerando o menor e o maior valores para a altura livre

Apesar de nesta dissertação os resultados apresentados basearem-se na classificação dos elementos verticais admitindo o valor mais reduzido para a altura livre, também se efectuou o cálculo do índice de desempenho sísmico de referência considerando o valor mais elevado para a altura livre, nos casos anteriormente discutidos e que suscitaram dúvidas. Apresentam-se nos gráficos seguintes os valores do índice de desempenho sísmico de referência, em que o

$E_{0,h<}$ foi calculado considerando o menor valor para a altura livre e o $E_{0,h>}$ considerando o maior valor para a altura livre.

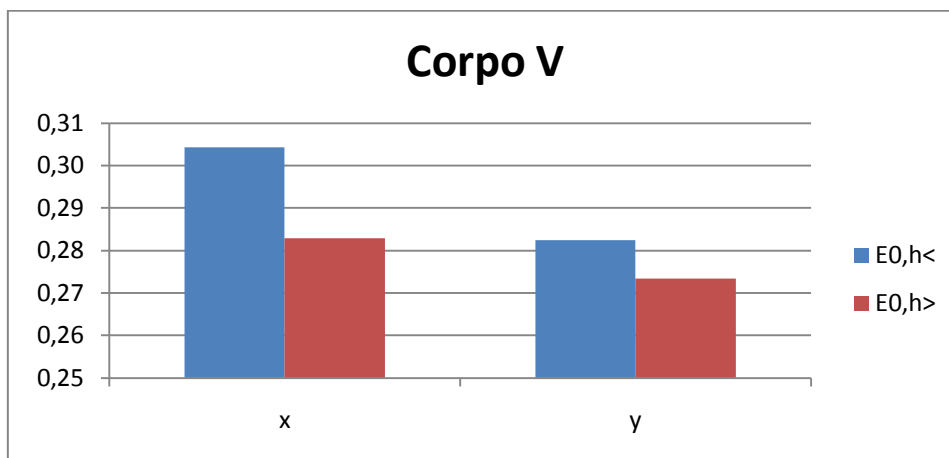


Gráfico 4.5 – Comparação entre $E_{0,h<}$ e o $E_{0,h>}$, para o corpo V

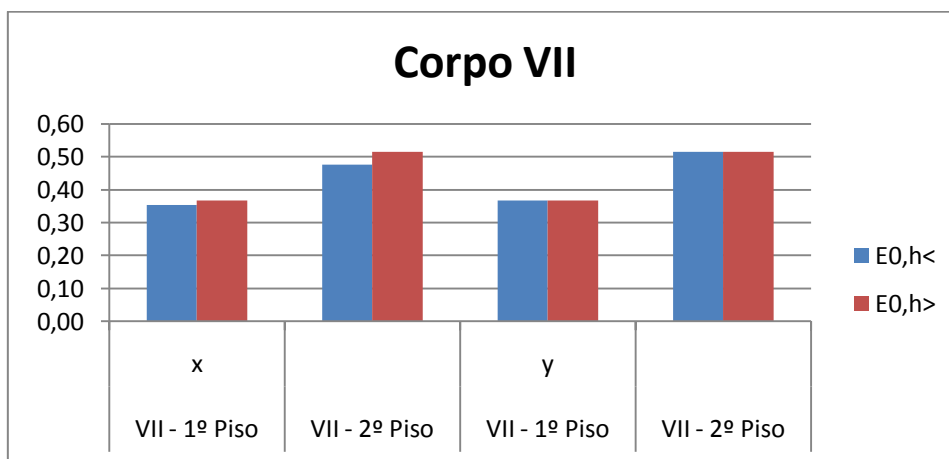


Gráfico 4.6 – Comparação entre $E_{0,h<}$ e o $E_{0,h>}$, para o corpo VII

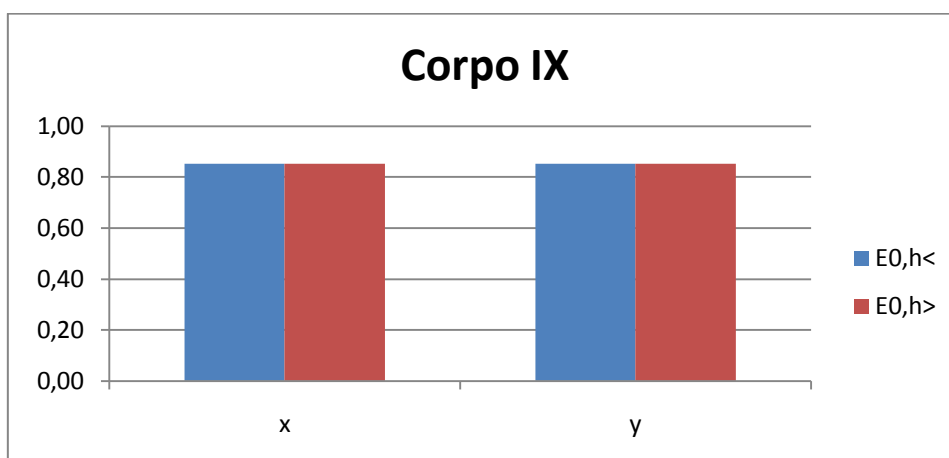


Gráfico 4.7 – Comparação entre $E_{0,h<}$ x e o $E_{0,h>}$, para o corpo IX

Da análise dos gráficos anteriores conclui-se que não é possível, *a priori*, saber qual é o caso mais condicionante, se considerar o maior ou o menor valor para a altura livre. Nos casos do corpo VII, na direcção y e do corpo IX em ambas as direcções, não havia casos dúbios, portanto não houve alteração da classificação dos elementos e conseqüentemente, o valor do índice de desempenho sísmico de referência manteve-se. No caso do corpo V, alguns dos pilares que foram classificados como C_1 , quando se passou a considerar um valor para a altura livre superior, passaram a ser classificados como C_2 ; como a tensão de corte associada aos últimos é inferior, o valor do índice de desempenho sísmico calculado desta forma é menor. No caso do corpo VII, direcção x, acontece precisamente o oposto, ou seja, o facto de se ter considerado um valor maior para a altura livre, levou a que os elementos anteriormente classificados como colunas curtas passassem a ser classificados como pilares do tipo C_2 , o que acarretou um aumento do índice de desempenho sísmico de referência, pois considera-se aqui que o colapso da estrutura se deve à rotura dos pilares, não se contabilizando a resistência das colunas curtas.

4.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DA METODOLOGIA ICIST/ACSS COM OS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DE PROCESSOS MAIS ELABORADOS

4.2.1 Do ponto de vista da Acção

Na metodologia ICIST/ACSS o índice de solicitação sísmica traduz a acção a que a estrutura é sujeita, podendo ser encarado como um coeficiente sísmico que segundo o RSA se define como «um coeficiente que multiplicando o valor das acções gravíticas correspondentes às acções permanentes e ao valor quase permanente das acções variáveis, define o valor característico da resultante global das forças estáticas que, convenientemente distribuídas pela estrutura, permitem determinar os efeitos da acção dos sismos na direcção considerada.»(14) Ou seja, pode comparar-se o índice de solicitação sísmica ao quociente entre as forças de corte, obtidas através da análise no SAP2000, e «o valor das acções gravíticas correspondentes às acções permanentes e ao valor quase permanente das acções variáveis». Deve salientar-se, no entanto, que para poder comparar directamente estes coeficientes foi necessário afectar o índice de solicitação sísmica do factor de modificação ao corte, no caso do segundo piso do corpo VII. A comparação foi feita recorrendo à variável Δ , dada pela Equação 4.1:

$$\Delta_s = \frac{I_{SO}/\phi - F^{SAP}/W}{I_{SO}/\phi} \quad (4.1)$$

Tabela 4.1 – Comparação entre o índice de solicitação sísmica e o coeficiente sísmico obtido através das forças de corte retiradas do SAP2000

Corpos		Direcção	F^{SAP}	F^{SAP}/W	I_{SO}	I_{SO}/ϕ	Δ_s
-		-	kN	-	-	-	%
V		x	1712,69	0,44	0,45	0,45	3%
		y	1494,15	0,38	0,45	0,45	15%
VII	1º Piso	x	1988,34	0,32	0,45	0,45	28%
		y	2543,80	0,41	0,45	0,45	9%
	2º Piso	x	1092,84	0,51	0,45	0,60	15%
		y	1138,12	0,53	0,45	0,60	12%
IX		x	397,30	0,31	0,45	0,45	32%
		y	558,43	0,43	0,45	0,45	4%

Da análise da Tabela 4.1 conclui-se que a metodologia ICIST/ACSS, do ponto de vista da acção, é conservativa pois sobrestima o índice de solicitação sísmica. A diferença entre este e o coeficiente sísmico obtido através da análise mais complexa, mais morosa mas também mais fiável, feita no SAP2000 oscila entre os 3% e os 15%, com excepção de dois valores, o que se considera bastante razoável, tendo em conta a rapidez com que se obtém o índice de desempenho sísmico através da metodologia ICIST/ACSS. Os valores relativos ao primeiro piso do corpo VII e ao corpo IX, ambos na direcção x, distanciam-se dos restantes. Ao procurar-se uma justificação para este facto constatou-se que, nestes casos, os factores de participação em x apresentam valores relativamente baixos, 65% e 63%, respectivamente. Isto não é tido em conta no cálculo do índice de solicitação sísmica, que considera um λ unitário para os três corpos em análise, ou seja, considera que é mobilizada 100% da massa do edifício na direcção em análise.

4.2.2 Do ponto de vista da Resistência

O índice de desempenho sísmico traduz a resistência que a estrutura apresenta quando sujeita a forças laterais, como no fundo é o caso do sismo. A análise que foi efectuada no SAP2000 não fornece directamente dados sobre a resistência da estrutura às forças laterais; para obter este tipo de informação seria necessário, por exemplo, recorrer a análises estáticas não-lineares do tipo *pushover*, cuja complexidade extravasa o âmbito desta dissertação. Assim como termo de comparação relativamente ao índice de desempenho sísmico recorreu-se a um conjunto de expressões propostas nas mesmas normas japonesas, em que a metodologia ICIST/ACSS se baseou, mas que são propostas para o nível dois, que como já foi mencionado, avalia a vulnerabilidade sísmica de uma estrutura de uma forma mais complexa e portanto bastante mais rigorosa. As expressões em causa avaliam a capacidade resistente dos

elementos estruturais, entrando em conta com o contributo das armaduras longitudinais e transversais e ainda com o nível de esforço axial a que os elementos estão sujeitos, informação esta que foi obtida com bastante rigor através da análise feita no SAP2000.

Apesar de na metodologia aqui em análise não se fazer a distinção explícita de rotura dos elementos devido à flexão ou ao corte, no segundo nível das normas japonesas aparece esta distinção. Apresentam-se seguidamente as ditas expressões que permitem determinar o momento resistente último e a resistência última de corte.

O momento resistente último de pilares é dado pelas Equações 4.2, 4.3 e 4.4, de acordo com o nível de esforço axial a que cada elemento está sujeito:

- Para $N_{\max} \geq N > 0,4 \cdot b \cdot D \cdot F_C$:

$$M_u = (0,8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0,12 \cdot b \cdot D^2 \cdot F_C) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0,4 \cdot b \cdot D \cdot F_C} \right) \quad (4.2)$$

- Para $0,4 \cdot b \cdot D \cdot F_C \geq N > 0$:

$$M_u = 0,8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0,5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} \right) \quad (4.3)$$

- Para $0 > N > N_{\min}$:

$$M_u = 0,8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0,4 \cdot N \cdot D \quad (4.4)$$

em que:

N_{\max} – Resistência axial à compressão, dada pela Equação 4.5:

$$N_{\max} = b \cdot D \cdot F_C + a_g \cdot \sigma_y \quad (4.5)$$

N_{\min} – Resistência axial à tracção, dada pela Equação 4.6:

$$N_{\min} = -a_g \cdot \sigma_y \quad (4.6)$$

N – Força axial;

a_t – Área total de armaduras longitudinais a funcionar à tracção na secção transversal do elemento;

a_g – Área total de armaduras longitudinais na secção transversal do elemento;

b – Largura do pilar;

D – Profundidade do pilar;

σ_y – Tensão de cedência das armaduras longitudinais;

F_C – Resistência à compressão do betão;

A resistência última de corte de pilares é dada pela Equação 4.7:

$$Q_{su} = \left(\frac{0,053 \cdot p_t^{0,23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d)^{+0,12}} + 0,85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy} + 0,1 \cdot \sigma_0} \right) b \cdot j \quad (4.7)$$

em que:

p_t – Percentagem de armaduras longitudinais a funcionar à tracção na secção transversal do elemento;

p_w – Percentagem de armaduras transversais, devendo considerar-se, conservativamente, 0.012 para os casos em que o cálculo da percentagem dê superior a este valor;

$s \sigma_{wy}$ – Tensão de cedência das armaduras transversais;

σ_0 – Tensão axial no pilar, devendo considerar-se 8 MPa para os casos em que o cálculo dê superior a este valor;

d – Profundidade efectiva do pilar, podendo considerar-se como $D - 50$ mm;

M/Q – Distância entre a secção de esforço transversal nulo e a secção em que se avalia a resistência ao corte. Pode considerar-se como $h_o/2$;

$h_o/2$ – Altura efectiva do pilar;

j – Distância entre os centróides das áreas comprimidas e traccionadas, podendo considerar-se como $0.8 \cdot D$.

No caso de $M/(Q \cdot d)$ ser inferior à unidade ou superior a três, deve considerar-se igual à unidade ou igual a três, respectivamente.

O momento resistente último de paredes é dado pela Equação 4.8:

$${}_w M_u = a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot l_w + 0,5 \cdot \Sigma(a_{wy} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0,5 \cdot N \cdot l_w \quad (4.8)$$

em que:

N – Força axial nas colunas dos topos da parede;

a_t – Área de armadura longitudinal de flexão de uma coluna de topo da parede;

a_{wy} – Área de armadura vertical da parede;

σ_{sy} – Tensão de cedência das longitudinais de uma coluna;

σ_{wy} – Tensão de cedência das armaduras verticais da parede;

l_w – Distância entre os centróides das colunas do topo da parede.

A resistência última de corte de paredes é dada pela Equação 4.9:

$$Q_{su} = \left(\frac{0,053 \cdot p_{te}^{0,23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot l)^{+0,12}} + 0,85 \sqrt{p_{se} \cdot s \sigma_{wy} + 0,1 \cdot \sigma_0} \right) b \cdot j_e \quad (4.9)$$

em que:

p_{te} – Percentagem de armaduras longitudinais a funcionar à tracção na secção transversal do elemento, dada pela Equação 4.10:

$$p_{te} = \frac{100 \cdot a_t}{b_e \cdot l} \quad (4.10)$$

a_t – Área de armadura longitudinal de flexão de uma coluna localizada no topo traccionado da parede;

l – Comprimento da parede;

b – Espessura da parede

p_{se} – Percentagem equivalente de armaduras laterais, dada pela Equação 4.11:

$$p_{se} = \frac{a_h}{b \cdot s} \quad (4.11)$$

a_h – Área da secção transversal de um ramo dos estribos da armadura transversal;

s – Espaçamento entre estribos;

σ_{wy} – Tensão de cedência das armaduras transversais;

σ_0 – Tensão axial na coluna do topo da parede;

M/Q – Distância entre a secção de esforço transversal nulo e a secção em que se avalia a resistência ao corte. Pode considerar-se como $h_o/2$;

$h_o/2$ – Altura efectiva do pilar;

j – Distância entre os centróides das áreas comprimidas e traccionadas, podendo considerar-se como $0.8 \cdot l$.

Apresentam-se no Anexo A4 as tabelas com o cálculo de todos parâmetros necessário para a aplicação das expressões apresentadas.

Tendo o valor do momento resistente último é necessário determinar qual a força de corte a este associada (Q_{Mu}), para que se possa comparar directamente com a força de corte determinada pelas Expressões 4.7 e 4.9, no caso de pilares e paredes, respectivamente. Admitiu-se que a distribuição de momentos flectores nestes elementos é a dada no diagrama da Figura 4.1, vindo assim a força de corte dada pela Equação 4.12:

$$Q_{Mu} = 2 \cdot M_u / h_o \quad (4.12)$$

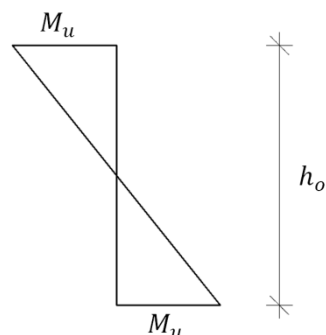


Figura 4.1 – Diagrama de momentos admitido nos pilares e paredes

Constatou-se que na, maioria dos casos, a rotura se dá por corte; as excepções são os pilares do tipo P1 e P5 que, no do corpo IX, apresentam roturas por flexão.

O valor do índice de desempenho sísmico é influenciado essencialmente pelo índice de desempenho sísmico de referência, uma vez que os índices de irregularidade estrutural e de deterioração temporal são factores de redução que têm em conta determinados parâmetros da estrutura que possam influenciar o seu desempenho global, mas que não estão directamente relacionados com a resistência dos elementos verticais individuais. Assim, para aferir o rigor com que o índice de desempenho sísmico traduz a resistência ao sismo da estrutura, calculou-se um índice adimensional equiparável ao índice de desempenho sísmico de referência, que se designou por $E_{0,2}$, em que a resistência ao corte do piso foi determinada recorrendo aos valores da resistência de corte de cada um dos elementos verticais, dadas pelas expressões acima apresentadas. Para que este índice seja comparável ao índice E_0 , combinou-se a resistência dos diferentes elementos de forma análoga ao efectuado na metodologia ICIST/ACSS. Ou seja considerou-se que o colapso dos três corpos se devia à rotura dos pilares, desprezando-se assim o contributo de paredes e colunas curtas, nos casos em que estas existiam. Assim o coeficiente a determinar é dado pelo quociente entre a soma da resistência de corte de todos os pilares e o valor das acções gravíticas correspondentes às acções permanentes e ao valor quase permanente das acções variáveis, afectado do coeficiente de modificação ao corte.

Apresenta-se na Tabela 4.2 uma comparação entre o índice de desempenho sísmico de referência, calculado através da metodologia ICIST/ACSS, (E_0) e um coeficiente equiparável ao índice de desempenho sísmico de referência, mas em que as resistências dos elementos verticais são dadas pelas expressões do nível dois das normas japonesas ($E_{0,2}$). A comparação foi feita recorrendo à variável Δ_R , dada pela Equação 4.13:

$$\Delta_R = \frac{E_{0,2} - E_0}{E_{0,2}} \quad (4.13)$$

Tabela 4.2 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico obtido pela metodologia ICIST/ACSS e pelas expressões do segundo nível da metodologia japonesa

Corpos		Direcção	E_0	$E_{0,2}$	Δ_R
-		-	-	-	%
V		x	0,30	0,50	39%
		y	0,28	0,50	43%
VII	1º Piso	x	0,35	0,62	43%
	2º Piso		0,48	0,76	37%
	1º Piso	y	0,37	0,64	42%
	2º Piso		0,51	0,82	37%
IX		x	0,85	0,99	14%
		y	0,85	0,89	4%

Confirma-se que também do ponto de vista da resistência a metodologia em análise é conservativa, subestimando o valor da resistência dos elementos verticais. Neste caso a variação oscila entre os 4% e os 43%.

Calculou-se ainda a tensão a que as secções dos elementos verticais estão sujeitas quando se atinge o valor da força de corte dado pelas expressões do nível dois, a fim de ser comparado com os valores propostos pela metodologia ICIST/ACSS.

Como a esmagadora maioria dos elementos verticais foram classificados como Pilares C_2 , apresentam-se para estes elementos, gráficos, relativos aos três corpos, nas direcções x e y, em que se registam as tensões de corte calculadas para cada pilar através das expressões do nível dois; em cada um dos gráficos a recta $y = 0,70$, correspondente à tensão última de corte assumida pela metodologia ICIST/ACSS para este tipo de elementos, aparece destacada a vermelho. Os pontos que se situam abaixo desta recta correspondem aos pilares cuja tensão de corte determinada recorrendo às expressões é inferior à admitida na metodologia ICIST/ACSS. Nestes casos a resistência foi sobrestimada. Como é facilmente perceptível da análise dos gráficos, na maioria dos pilares a resistência admitida pela metodologia em análise é inferior à resistência obtida através das expressões.

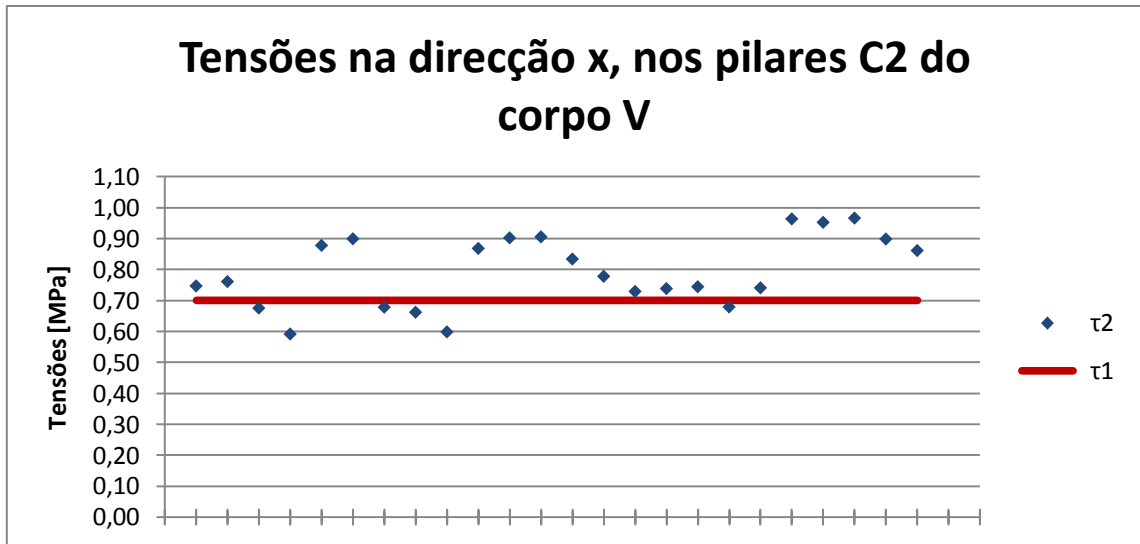


Gráfico 4.8 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo V, na direcção x

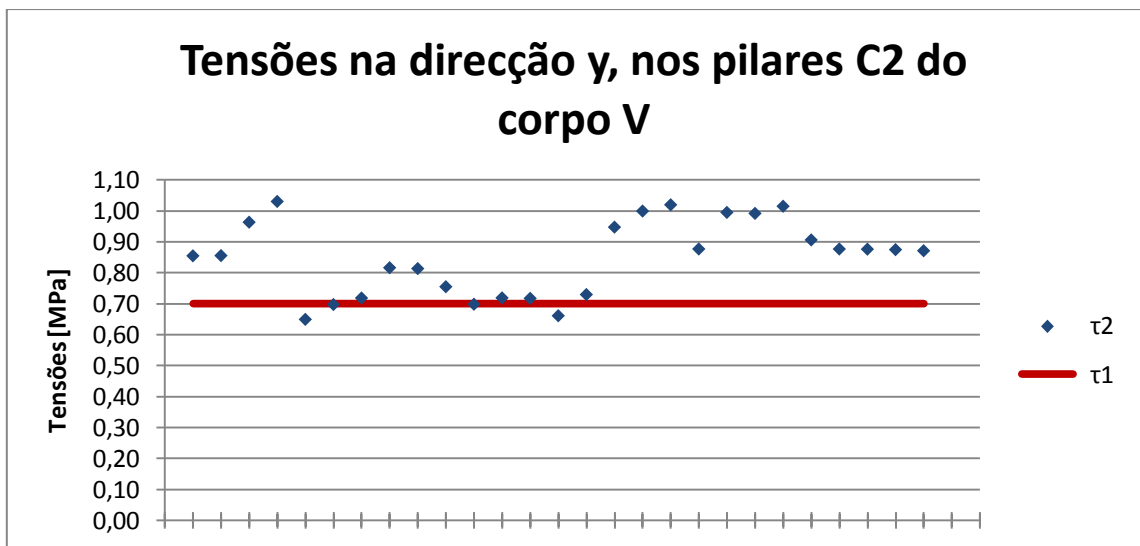


Gráfico 4.9 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo V, na direcção y

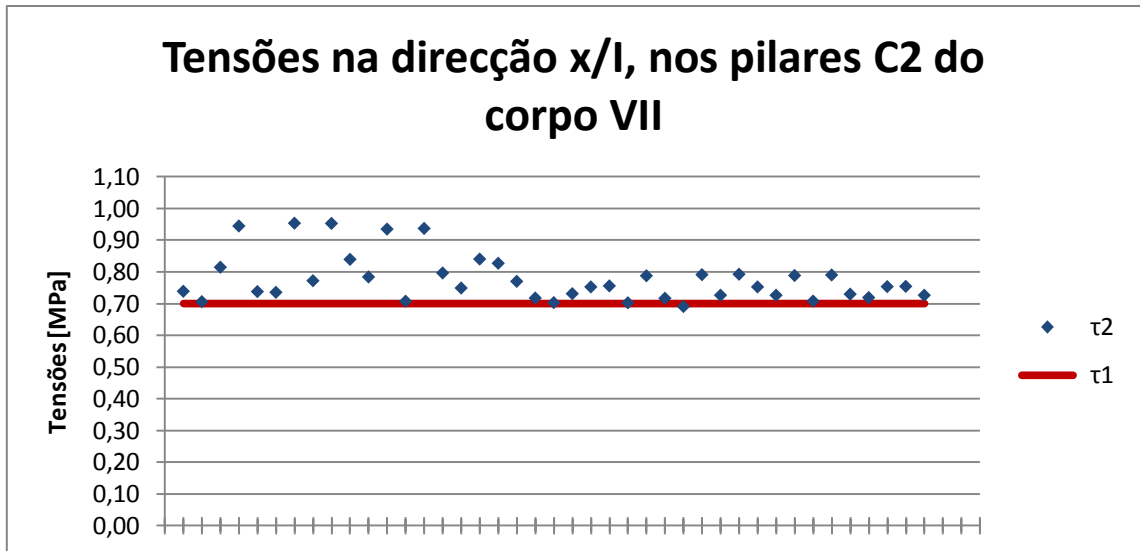


Gráfico 4.10 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo VII, na direcção x/I

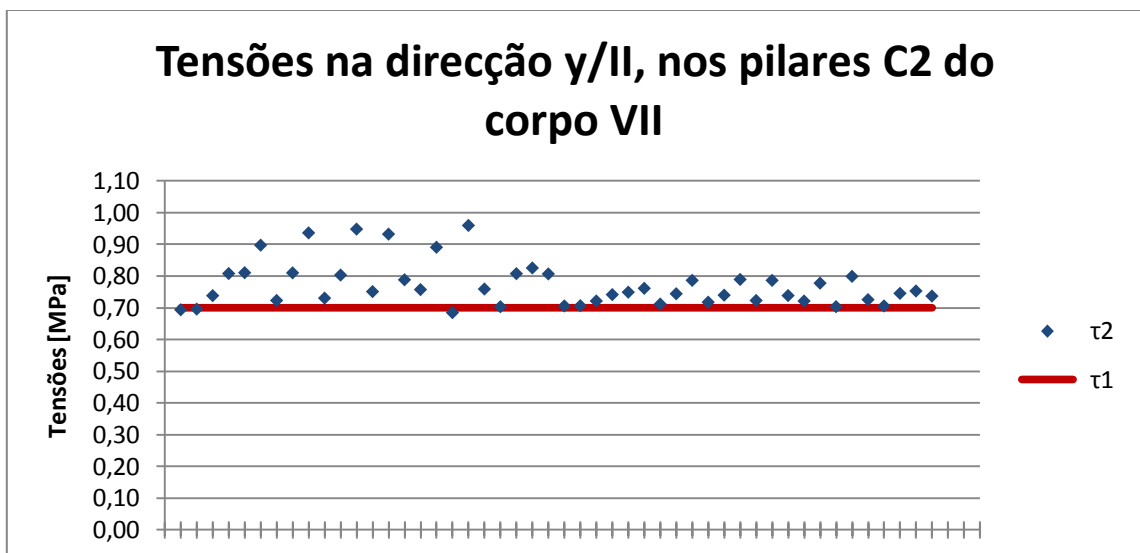


Gráfico 4.11 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo VII, na direcção y/II

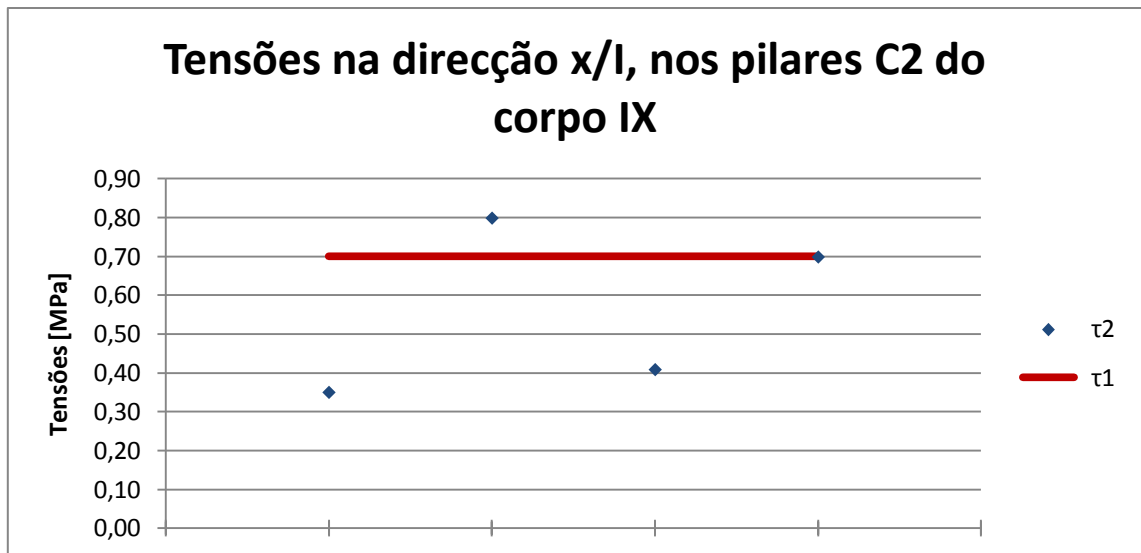


Gráfico 4.12 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo IX, na direcção x/I

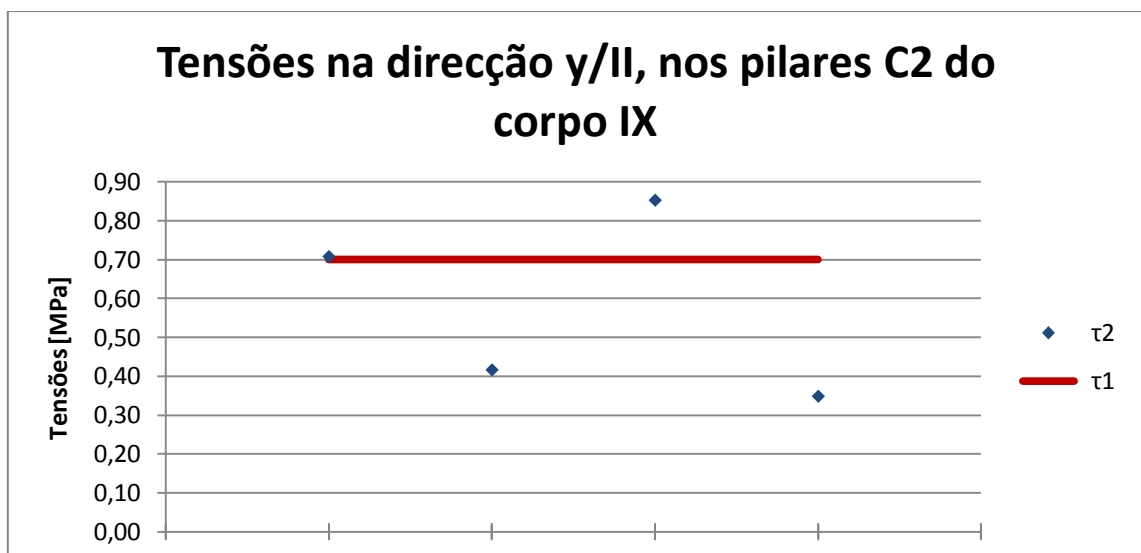


Gráfico 4.13 – Dispersão dos valores da tensão de corte nos pilares C2 do corpo IX, na direcção y/II

Na Tabela 4.3 apresenta-se a mesma informação apresentada nos gráficos acima, mas relativa aos elementos classificados como colunas curtas, pilares C_1 e parede.

Tabela 4.3 – Comparação entre as tensões τ_1 e τ_2

Corpos	Direcção	Nome	τ_2	τ_1	Classf.
-	-	-	MPa	MPa	-
V	x	P1	0,96	1,00	C1
		P2	0,96	1,00	C1
		P4	1,02	1,00	C1
		P5	1,02	1,00	C1
		P31	1,00	1,00	C1
		P32	1,00	1,00	C1
	y	P3	0,78	1,00	C1
		P6	0,78	1,00	C1
		P26	0,77	1,00	C1
		P10	1,02	1,50	SC
VII	x	P5 - 1º Piso	1,09	1,5	SC
		P5 - 2º Piso	1,00	1,5	SC
		P11	0,98	1,5	SC
		PA1	1,03	1,00	PA
		PA2	0,93	1,00	PA
IX	x	P5	0,66	1,00	C1
	y	P5	0,66	1,00	C1

Na Figura 4.2, na Figura 4.3, na Figura 4.4 e na Figura 4.5 apresentam-se evidenciados os pilares em que as tensões de corte, dadas pelas metodologia ICIST/ACSS, são inferiores às tensões calculadas através das expressões do nível dois das normas japonesas; as circunferências a vermelho referem-se aos pilares em que isto acontece na direcção x e as cor-de-laranja quando acontece na direcção y. Não se conseguiu distinguir claramente um padrão que explique o porquê de nestes pilares a metodologia ICIST/ACSS não ser conservativa.

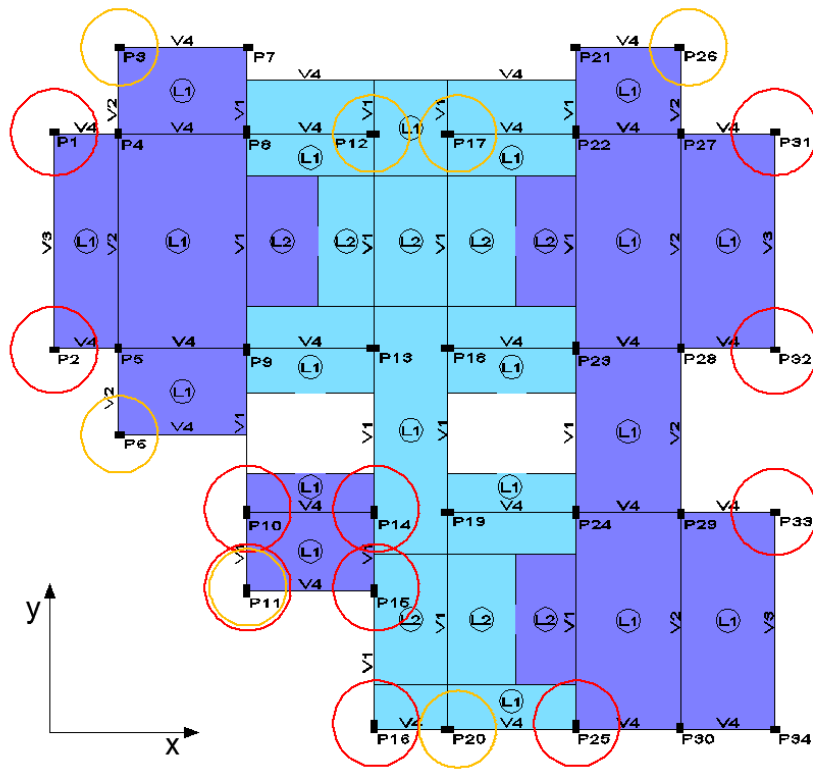


Figura 4.2 – Pilares do corpo V em que τ_1 é inferior a τ_2

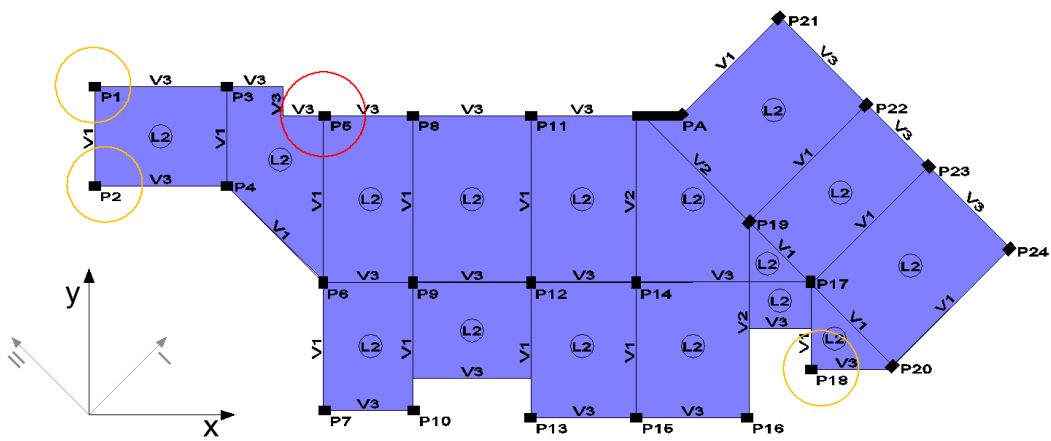


Figura 4.3 – Pilares do corpo VII, primeiro piso, em que τ_1 é inferior a τ_2

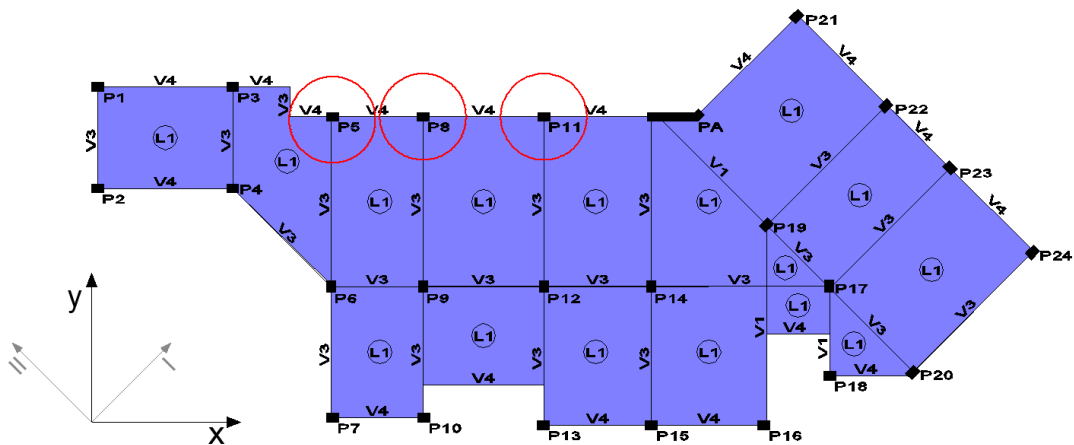


Figura 4.4 – Pilares do corpo VII, segundo piso, em que τ_1 é inferior a τ_2

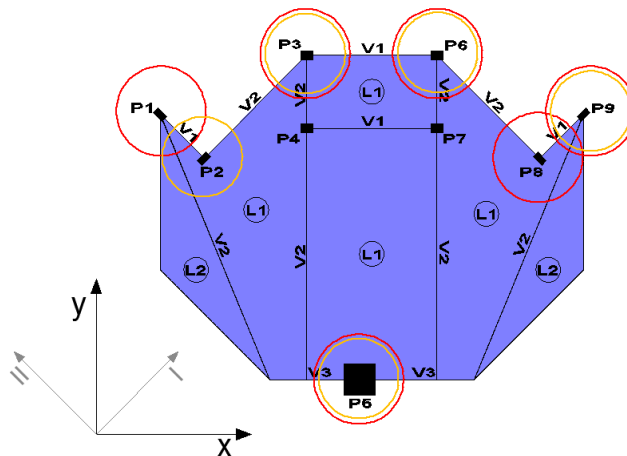


Figura 4.5 – Pilares do corpo IX em que τ_1 é inferior a τ_2

4.2.3 Comparação entre os índices de desempenho sísmico e de solicitação sísmica

Por fim procedeu-se à comparação entre os índices de desempenho sísmico e de solicitação sísmica, obtidos através dos processos mais elaborados que foram aqui apresentados.

O índice de desempenho sísmico ($I_{s,2}$) foi calculado da forma prescrita pela metodologia ICIST/ACSS, à exceção do índice de desempenho sísmico de referência, que foi obtido recorrendo às expressões do nível dois das normas japonesas, da forma apresentada atrás. O índice de solicitação sísmica (I_{S0}^{SAP}) foi obtido através do coeficiente sísmico apresentado

anteriormente na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, em que os valores das forças de corte foram extraídos do SAP2000, apresentando-se aqui os valores multiplicados pelo factor de modificação ao corte, uma vez que no índice de solicitação sísmica de referência este factor foi considerado.

Apresentam-se os resultados obtidos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Comparação entre o índice de desempenho sísmico e o índice de solicitação sísmica

Corpos	Direcção	$E_{0,2}$	S_d	T	$I_{s,2}$	I_{SO}^{SAP}	$I_s > I_{SO}$	
-	-	-	-	-		-	-	
V	x	0,50	0,78	1,00	0,39	0,44	Não Cumpre	
	y	0,50	0,78	1,00	0,39	0,38	Cumpre	
VII	1º Piso	x	0,62	0,72	1,00	0,45	0,32	Cumpre
	2º Piso	x	0,76	0,72	1,00	0,55	0,41	Cumpre
	1º Piso	y	0,64	0,72	1,00	0,46	0,38	Cumpre
	2º Piso	y	0,82	0,72	1,00	0,59	0,40	Cumpre
IX	x	0,99	0,8	1,00	0,80	0,31	Cumpre	
	y	0,89	0,80	1,00	0,71	0,43	Cumpre	

Constata-se que, recorrendo a uma análise um pouco mais meticulosa, todos os corpos verificam a segurança em ambas as direcções à excepção do corpo V, na direcção x. Isto é então resultado da metodologia ser conservativa, quer do ponto de vista das resistências, subestimando o valor da resistência das estruturas, quer do ponto de vista das acções, sobrestimando o valor das forças de corte. No entanto, é de salientar que em nenhum dos casos em análise era flagrante a disparidade entre os índices, pois num caso destes a metodologia permitiria identificar claramente se a estrutura verificava ou não a resistência.

5. CONCLUSÕES

No final desta dissertação espera ter-se contribuído para a aferição da metodologia ICIST/ACSS, com o intuito de tornar esta uma metodologia válida de avaliação do risco sísmico para a generalidade das estruturas de betão armado, em Portugal.

Considera-se que a metodologia em análise aparenta ter um grau de fiabilidade consistente com as suas características, ou seja, entende-se que numa metodologia expedita, em que o principal objectivo é fazer um primeiro rastreio das estruturas que mais urgentemente precisam de ser reforçadas ou que, pelo contrário, apresentam as condições de segurança mínimas, se sacrifica o rigor pela rapidez em obter resultados, que necessariamente devem ser do lado da segurança.

O índice de solitação sísmica demonstrou, no geral, um grau de rigor surpreendente face à facilidade com que é calculado. No entanto, nos casos em que os factores de participação de massa apresentavam um valor mais baixo na direcção de vibração principal, verificou-se que o índice de solitação sísmica apresentava valores exageradamente superiores aos obtidos através da análise dinâmica efectuada no SAP2000.

Relativamente ao índice de desempenho sísmico verificou-se que os resultados já diferem significativamente dos determinados através de métodos mais rigorosos. Porém, tendo em conta a rapidez com que esta metodologia determina este índice, considera-se que o rigor apresentado é satisfatório. A análise dos gráficos que comparam as tensões de corte ao estado limite último, quando obtidas pela metodologia ICIST/ACSS e recorrendo às expressões do nível dois das normas japonesas, revela que, de um modo geral, a proximidade dos valores é surpreendente, principalmente se se tiver em conta a disparidade na complexidade dos processos de cálculo.

É ainda necessário salientar a importância do engenheiro de estruturas na aplicação desta metodologia. Podem aparecer casos que apresentem detalhes que tenham uma influência grande no comportamento sísmico de uma estrutura e que a metodologia em análise não detecte ou não quantifique devidamente. Nestes casos, é indispensável a análise crítica dos resultados por parte de um engenheiro de estruturas com experiência. Um exemplo concreto é o caso do corpo IX estudado nesta dissertação. A primeira percepção de um engenheiro de estruturas é que dificilmente o corpo verifica a segurança ao sismo, pois o centro de rigidez encontra-se claramente deslocado do centro geométrico da estrutura, causando torção e impondo deslocamentos significativos nos pilares mais afastados do centro de rigidez. Todavia, este é o único corpo que claramente verifica a segurança de acordo com a metodologia ICIST/ACSS, muito devido à grande área da secção transversal do pilar P5. Apesar de a metodologia ter, de certa forma, em conta a excentricidade do centro de rigidez, através do índice de irregularidade estrutural, pode acontecer que não esteja a ser dado o devido peso a este detalhe, que pode penalizar muito o comportamento sísmico da estrutura. Assim, o olhar

crítico de um engenheiro com experiência pode ser crucial para detectar situações como estas, que suscitem dúvidas, nas quais se deve proceder então a análises mais aprofundadas.

Não existe um sismo de consequências catastróficas em Portugal há largos anos. Todavia, o sismo de 1755 não nos deixa esquecer que Portugal é, de facto, um país com zonas de sismicidade elevada. Aliás, nos Açores ocorreram recentemente alguns sismos de consequências graves. Cada vez mais as sociedades são menos tolerantes a perdas económicas de grande escala e ainda mais no que toca à perda de vidas humanas. Existe uma grande quantidade de edifícios de betão armado em que o nível de segurança, apresentado no evento de um sismo de magnitude significativa, é uma incógnita. Muitas vezes sucede ainda a dificuldade acrescida de haver muito pouca informação sobre estes edifícios, não sendo raro ser impossível localizar os projectos. Pensa-se que a metodologia ICIST/ACSS apresenta assim uma série de mais-valias que compensam um certo grau de imprecisão apresentado pelo método:

1. A quantidade de informação necessária é bastante diminuta podendo ser facilmente obtida, mesmo nos casos em que não é possível aceder aos projectos. Isto deve-se em parte ao facto de esta metodologia não entrar em conta com as armaduras.
2. A rapidez da metodologia permite avaliar uma grande quantidade de edifícios num período de tempo relativamente reduzido. Isto é essencial numa fase de rastreio em que se pretende identificar quais as estruturas que apresentam valores mais baixos de segurança.

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No decorrer do processo de validação da metodologia ICIST/ACSS foram identificados alguns pontos que de futuro deviam ser analisados de uma forma mais aprofundada.

No que diz respeito à determinação do índice de solicitação sísmica, a principal fragilidade está relacionada com a percentagem de massa mobilizada nos modos de vibração fundamentais para as direcções em que se aplica o método. Todavia, não se antevê uma forma expedita de resolver este problema.

No que diz respeito ao índice de desempenho sísmico, verificou-se estar a ser subavaliado, sendo proveitoso calibrá-lo de forma a não apresentar valores tão conservativos. Um aspecto relevante que não foi tido em conta neste trabalho foi a consideração da contribuição das alvenarias para a resistência de um edifício. Outro aspecto que poderá ser interessante explorar de futuro está relacionado com os valores admitidos para as tensões de corte dos elementos estruturais. Poderia ser interessante fazer estudos no sentido de entrar em linha de conta com as percentagens de armadura dos pilares assim como com o nível de esforço axial a que os pilares estão sujeitos. Isto poderia ser eventualmente conseguido, recorrendo às expressões do nível dois das normas japonesas, apresentadas nesta dissertação. Contudo

deve ser cuidadosamente pesado se o aumento da complexidade e dispêndio de tempo são compensados pelo aumento de precisão do método, não esquecendo que a grande vantagem deste método é a obtenção de resultados de uma forma expedita.

Caso se considere vantajoso recorrer às expressões do nível dois da metodologia japonesa, sugere-se que se faça uma compatibilização entre os símbolos usados por estas e aqueles adoptados no EC8.

Outro ponto que deve ser mais cuidadosamente analisado prende-se com a questão dos pilares em que os eixos principais da secção transversal não coincidem com a direcção dos eixos principais das secções transversais da maioria dos elementos verticais.

Salienta-se também que as estruturas analisadas nesta dissertação apresentavam um ou dois pisos. Deve portanto aferir-se a validade do método quando aplicado a estruturas mais altas e com mais pisos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 ACSS. **Avaliação do Risco Sísmico de Unidades de Saúde - Aplicação da Metodologia ICIST/ACSS**. V.1 Rev.10. ed. [S.l.]: [s.n.], 2009.

2 ALMEIDA, J. **Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Importantes - O caso de estudo do Corpo 22 do Hospital de Santa Maria**. Tese de Mestrado. ed. Instituto Superior Técnico: [s.n.], 2004.

3 SAFINA, S. **Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico - Memoria de la Tesis Doctoral**. Universidad Politécnica de Cataluña, UPC, Barcelona, España: [s.n.], 2002.

4 LOPES, M. (). **Sismos e Edifícios**. 1ª Edição. ed. Lisboa: Edições Orion, Julho de 2008.

5 CASAROTTI, C.; PELOSO, S.; PAVESE, A. **Seismic response of the hospital facilities during the 2009 Abruzzi earthquake**. 14 ECEE. [S.l.]: [s.n.]. 2010.

6 UGGS/EERI ADVANCED RECONAISSANCE TEAM. **The Mw 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010 V1.1**. [S.l.]. February 23, 2010.

7 EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE. **Haiti Earthquake Update. Volume 44, Number 5**, May 2010.

8 BBC. <http://news.bbc.co.uk/2/hi/8455774.stm>, 2010. Acesso em: Setembro 2010.

9 DAILYMAIL. <http://www.dailymail.co.uk/news/worldnews/article-1242939/Haiti-earthquake-Number-dead-100-000-bloodstained-bodies-pile-streets.html>. Acesso em: Setembro 2010.

10 FUKUYAMA, H.; SUGANO, S. Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake. **Cemenet & Concrete Composites**, Japan, 2000.

11 BUILDING RESEARCH INSTITUTE. **Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings**. [S.l.]: Japan Building Disaster Prevention Association, 2001.

12 GUTERRES, J. **Projecto de Estabilidade e Estruturas**. [S.l.]: [s.n.], 1989.

13 IPQ. **NP 1998-1- Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios**. Lisboa - Caparica: IPQ, v. II de II, 2004.

14 Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, 1983.

15 ALBUQUERQUE, P. **Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Estrutural do Ministério de Construção do Japão - Adaptação e Aplicação ao Corpo 22 do Hospital de Santa Maria**. Tese de Mestrado. ed. Instituto Superior Técnico: [s.n.], 2008.

A1 – VALORES DOS ESPECTROS DE DIMENSIONAMENTO

Sismo 1	
T	S _d
s	m/s ²
0,00	2,359
0,10	4,423
0,20	4,423
0,30	4,423
0,40	4,423
0,50	4,423
0,60	4,423
0,70	3,791
0,80	3,317
0,90	2,948
1,00	2,654
1,10	2,412
1,20	2,211
1,30	2,041
1,40	1,895
1,50	1,769
1,60	1,658
1,70	1,561
1,80	1,474
1,90	1,397
2,00	1,327
2,10	1,203
2,20	1,096
2,30	1,003
2,40	0,921
2,50	0,849
2,60	0,785
2,70	0,728
2,80	0,677
2,90	0,631
3,00	0,590
3,10	0,580
3,20	0,580
3,30	0,580
3,40	0,580
3,50	0,580
3,60	0,580
3,70	0,580
3,80	0,580
3,90	0,580
4,00	0,580

Sismo 2	
T	S _d
s	m/s ²
0,00	1,948
0,10	3,652
0,20	3,652
0,30	3,044
0,40	2,283
0,50	1,826
0,60	1,522
0,70	1,304
0,80	1,141
0,90	1,015
1,00	0,913
1,10	0,830
1,20	0,761
1,30	0,702
1,40	0,652
1,50	0,609
1,60	0,571
1,70	0,537
1,80	0,507
1,90	0,481
2,00	0,457
2,10	0,425
2,20	0,425
2,30	0,425
2,40	0,425
2,50	0,425
2,60	0,425
2,70	0,425
2,80	0,425
2,90	0,425
3,00	0,425
3,10	0,425
3,20	0,425
3,30	0,425
3,40	0,425
3,50	0,425
3,60	0,425
3,70	0,425
3,80	0,425
3,90	0,425
4,00	0,425

A2 – CLASSIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS VERTICAIS

Corpo V										
Tipo	Nome	A	D _x	h _{ox}	h _{ox} /D _x	Class.	D _y	h _{oy}	h _{oy} /D _y	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P2	P1	0,060	0,30	0,80	2,67	C1	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P2	0,060	0,30	0,80	2,67	C1	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P3	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	0,80	4,00	C1
P2	P4	0,060	0,20	0,80	4,00	C1	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P5	0,060	0,20	0,80	4,00	C1	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P6	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	0,80	4,00	C1
P2	P7	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P8	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P9	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P10	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	0,80	2,00	SC
P1	P11	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P12	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P13	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P14	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P15	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P16	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P17	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P18	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P19	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P20	0,080	0,40	2,40	6,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P21	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2
P1	P22	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P23	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P24	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2
P1	P25	0,080	0,20	2,40	12,00	C2	0,40	2,40	6,00	C2

Corpo V (cont.)										
Tipo	Nome	A	D _x	h _{ox}	h _{ox} /D _x	Class.	D _y	h _{oy}	h _{oy} /D _y	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P2	P26	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	0,80	4,00	C1
P2	P27	0,060	0,20	2,40	12,00	C2	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P28	0,060	0,20	2,40	12,00	C2	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P29	0,060	0,20	2,40	12,00	C2	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P30	0,060	0,20	2,40	12,00	C2	0,30	2,40	8,00	C2
P2	P31	0,060	0,30	0,80	2,67	C1	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P32	0,060	0,30	0,80	2,67	C1	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P33	0,060	0,30	0,80	2,67	C1	0,20	2,40	12,00	C2
P2	P34	0,060	0,30	2,40	8,00	C2	0,20	2,40	12,00	C2

Corpo VII - 1º Piso										
Tipo	Nome	A	D _x	h _{ox}	h _{ox} /D _x	Class.	D _y	h _{oy}	h _{oy} /D _y	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P5	P1	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P2	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P3	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P4	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P5	0,12	0,40	0,80	2,00	SC	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P6	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P7	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P8	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P9	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P10	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P11	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P12	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P13	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P14	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P15	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P16	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P17	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P18	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2

Corpo VII - 1º Piso										
Tipo	Nome	A	D _I	h _{oI}	h _o /D _I	Class.	D _{II}	h _{oII}	h _{oII} /D _{II}	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P5	P19	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P20	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P21	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P22	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2
P5	P23	0,12	0,30	3,10	10,33	C2	0,40	3,10	7,75	C2
P5	P24	0,12	0,40	3,10	7,75	C2	0,30	3,10	10,33	C2

Corpo VII - 2º Piso										
Tipo	Nome	A	D _x	h _{ox}	h _{ox} /D _x	Class.	D _y	h _{oy}	h _{oy} /D _y	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P5	P1	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P2	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P3	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P4	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P5	0,12	0,40	0,80	2,00	SC	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P6	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P7	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P8	0,12	0,40	0,80	2,00	SC	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P9	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P10	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P11	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P12	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P13	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P14	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P15	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P16	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P17	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P18	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2

Corpo VII - 2º Piso										
Tipo	Nome	A	D _I	h _{oI}	h _o /D _I	Class.	D _{II}	h _{oII}	h _{oII} /D _{II}	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P5	P19	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P20	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P21	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P22	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2
P5	P23	0,12	0,30	3,40	11,33	C2	0,40	3,40	8,50	C2
P5	P24	0,12	0,40	3,40	8,50	C2	0,30	3,40	11,33	C2

Corpo IX										
Tipo	Nome	A	D _x	h _{ox}	h _{ox} /D _x	Class.	D _y	h _{oy}	h _{oy} /D _y	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P5	P3	0,12	0,40	4,10	10,25	C2	0,30	4,10	13,67	C2
P5	P4	0,12	0,40	4,10	10,25	C2	0,30	4,10	13,67	C2
P3	P5	1,00	1,00	4,10	4,10	C1	1,00	4,10	4,10	C1
P5	P6	0,12	0,40	4,10	10,25	C2	0,30	4,10	13,67	C2
P5	P7	0,12	0,40	4,10	10,25	C2	0,30	4,10	13,67	C2

Corpo IX										
Tipo	Nome	A	D _I	h _{oI}	h _o /D _I	Class.	D _{II}	h _{oII}	h _{oII} /D _{II}	Class.
-	-	m ²	m	m	-	-	m	m	-	-
P1	P1	0,08	0,20	4,10	20,50	C2	0,40	4,10	10,25	C2
P1	P2	0,08	0,40	4,10	10,25	C2	0,20	4,10	20,50	C2
P1	P8	0,08	0,20	4,10	20,50	C2	0,40	4,10	10,25	C2
P1	P9	0,08	0,40	4,10	10,25	C2	0,20	4,10	20,50	C2

A3 – SOMA DAS ÁREAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DOS DIFERENTES ELEMENTOS VERTICAIS

Corpo V			
Direcção	A _{sc}	A _{c1}	A _{c2}
-	m ²	m ²	m ²
x	0	0,42	1,96
y	0,08	0,18	2,12

Corpo VII - 1º Piso				
Direcção	A _{sc}	A _{c1}	A _{c2}	A _{par.}
-	m ²	m ²	m ²	m ²
x	0,12	0	2,04	0,51
y	0	0	2,16	0,51

Corpo VII - 1º Piso			
Direcção	A _{sc}	A _{c1}	A _{c2}
-	m ²	m ²	m ²
I	0	0	0,72
II	0	0	0,72

Corpo VII - 2º Piso				
Direcção	A _{sc}	A _{c1}	A _{c2}	A _{par.}
-	m ²	m ²	m ²	m ²
x	0,24	0	1,92	0,51
y	0	0	2,16	0,51

Corpo VII - 2º Piso			
Direcção	A_{sc}	A_{C1}	A_{C2}
-	m ²	m ²	m ²
I	0	0	0,72
II	0	0	0,72

Corpo IX			
Direcção	A_{sc}	A_{C1}	A_{C2}
-	m ²	m ²	m ²
x	0	1	0,48
y	0	1	0,48

Corpo IX			
Direcção	A_{sc}	A_{C1}	A_{C2}
-	m ²	m ²	m ²
I	0	0	0,32
II	0	0	0,32

A4 – APLICAÇÃO DAS EXPRESSÕES DO NÍVEL DOIS DAS NORMAS JAPONESAS

Corpo V – Direcções x e y								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P1	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P2	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P3	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P4	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P5	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P6	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P7	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P8	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P9	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P10	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P11	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P12	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P13	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P14	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P15	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P16	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P17	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P18	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P19	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P20	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P21	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P22	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P23	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P24	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979
P25	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043	-979

Corpo V – Direcções x e y (cont.)								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P26	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P27	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P28	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P29	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P30	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P31	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P32	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P33	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839
P34	P2	60000	1005	1,675%	0,231%	2412	1637	-839

Corpo V – Direcção x							
Nome	h_{ox}	N_x	σ_{ox}	D_x	d	j	b_y
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	800	39,21	0,65	300	250	240	200
P2	800	37,50	0,62	300	250	240	200
P3	2400	-13,35	-0,22	300	250	240	200
P4	800	166,16	2,77	200	150	160	300
P5	800	165,89	2,76	200	150	160	300
P6	2400	0,16	0,00	300	250	240	200
P7	2400	21,46	0,36	300	250	240	200
P8	2400	192,50	2,41	200	150	160	400
P9	2400	214,41	2,68	200	150	160	400
P10	2400	98,07	1,23	200	150	160	400
P11	2400	8,71	0,11	200	150	160	400
P12	2400	126,81	1,59	400	350	320	200
P13	2400	148,10	1,85	400	350	320	200
P14	2400	101,53	1,27	200	150	160	400
P15	2400	82,67	1,03	200	150	160	400
P16	2400	15,56	0,19	200	150	160	400
P17	2400	117,21	1,47	400	350	320	200
P18	2400	151,19	1,89	400	350	320	200
P19	2400	154,40	1,93	400	350	320	200
P20	2400	82,79	1,03	400	350	320	200
P21	2400	1,65	0,03	300	250	240	200
P22	2400	166,93	2,09	200	150	160	400
P23	2400	179,96	2,25	200	150	160	400
P24	2400	188,69	2,36	200	150	160	400
P25	2400	102,42	1,28	200	150	160	400

Corpo V – Direcção x (cont.)							
Nome	h_{ox}	N_x	σ_{0x}	D_x	d	j	b_y
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P26	2400	-26,28	-0,44	300	250	240	200
P27	2400	170,61	2,84	200	150	160	300
P28	2400	157,15	2,62	200	150	160	300
P29	2400	173,99	2,90	200	150	160	300
P30	2400	99,89	1,66	200	150	160	300
P31	800	62,92	1,05	300	250	240	200
P32	800	63,16	1,05	300	250	240	200
P33	800	63,50	1,06	300	250	240	200
P34	2400	64,04	1,07	300	250	240	200

Corpo V – Direcção x							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	89,53	223,82	57,81	57,81	0,96	1,00	C1
P2	89,30	223,24	57,67	57,67	0,96	1,00	C1
P3	82,34	68,61	45,49	45,49	0,76	0,70	C2
P4	69,11	172,79	61,05	61,05	1,02	1,00	C1
P5	69,10	172,75	61,03	61,03	1,02	1,00	C1
P6	83,96	69,97	46,58	46,58	0,78	0,70	C2
P7	87,07	72,56	48,28	48,28	0,80	0,70	C2
P8	71,73	59,77	75,49	59,77	0,75	0,70	C2
P9	73,08	60,90	77,25	60,90	0,76	0,70	C2
P10	64,86	54,05	67,94	54,05	0,68	0,70	C2
P11	56,82	47,35	60,79	47,35	0,59	0,70	C2
P12	134,26	111,88	70,24	70,24	0,88	0,70	C2
P13	137,41	114,51	71,94	71,94	0,90	0,70	C2
P14	65,14	54,29	68,21	54,29	0,68	0,70	C2
P15	63,58	52,99	66,71	52,99	0,66	0,70	C2
P16	57,49	47,91	61,34	47,91	0,60	0,70	C2
P17	132,78	110,65	69,47	69,47	0,87	0,70	C2
P18	137,86	114,88	72,19	72,19	0,90	0,70	C2
P19	138,32	115,26	72,44	72,44	0,91	0,70	C2
P20	127,19	105,99	66,72	66,72	0,83	0,70	C2
P21	84,18	70,15	46,69	46,69	0,78	0,70	C2
P22	70,03	58,36	73,45	58,36	0,73	0,70	C2
P23	70,91	59,09	74,49	59,09	0,74	0,70	C2
P24	71,48	59,57	75,19	59,57	0,74	0,70	C2
P25	65,21	54,35	68,29	54,35	0,68	0,70	C2

Corpo V – Direcção x (cont.)							
Nome	M_u	Q_{Mu}	Q_{Su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P26	80,78	67,32	44,46	44,46	0,74	0,70	C2
P27	69,37	57,81	60,21	57,81	0,96	0,70	C2
P28	68,58	57,15	59,13	57,15	0,95	0,70	C2
P29	69,56	57,97	60,48	57,97	0,97	0,70	C2
P30	64,70	53,91	54,55	53,91	0,90	0,70	C2
P31	92,63	231,58	59,71	59,71	1,00	1,00	C1
P32	92,66	231,65	59,73	59,73	1,00	1,00	C1
P33	92,70	231,76	59,75	59,75	1,00	1,00	C1
P34	92,77	77,31	51,69	51,69	0,86	0,70	C2

Corpo V – Direcção y							
Nome	h_{oy}	N_y	σ_{oy}	D_y	d	j	b_x
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	2400	58,80	0,98	200	150	160	300
P2	2400	59,37	0,99	200	150	160	300
P3	800	2,16	0,04	200	150	160	300
P4	2400	159,98	2,67	300	250	240	200
P5	2400	161,23	2,69	300	250	240	200
P6	800	0,99	0,02	200	150	160	300
P7	2400	-32,22	-0,54	200	150	160	300
P8	2400	159,06	2,65	400	350	320	200
P9	2400	209,38	3,49	400	350	320	200
P10	800	28,98	0,48	400	350	320	200
P11	2400	-76,74	-1,28	400	350	320	200
P12	2400	123,81	2,06	200	150	160	400
P13	2400	151,11	2,52	200	150	160	400
P14	2400	48,60	0,81	400	350	320	200
P15	2400	46,49	0,77	400	350	320	200
P16	2400	2,51	0,04	400	350	320	200
P17	2400	124,96	2,08	200	150	160	400
P18	2400	151,72	2,53	200	150	160	400
P19	2400	149,70	2,50	200	150	160	400
P20	2400	80,71	1,35	200	150	160	400
P21	2400	-35,10	-0,58	200	150	160	300
P22	2400	147,05	2,45	400	350	320	200
P23	2400	186,06	3,10	400	350	320	200
P24	2400	201,32	3,36	400	350	320	200
P25	2400	94,09	1,57	400	350	320	200

Corpo V – Direcção y (cont.)							
Nome	h_{oy}	N_y	σ_{oy}	D_y	d	j	b_x
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P25	2400	94,09	1,57	400	350	320	200
P26	800	-10,18	-0,17	200	150	160	300
P27	2400	164,09	2,73	300	250	240	200
P28	2400	161,73	2,70	300	250	240	200
P29	2400	179,14	2,99	300	250	240	200
P30	2400	97,38	1,62	300	250	240	200
P31	2400	75,30	1,26	200	150	160	300
P32	2400	74,92	1,25	200	150	160	300
P33	2400	73,80	1,23	200	150	160	300
P34	2400	74,41	1,24	200	150	160	300

Corpo V – Direcção y							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	61,41	153,51	51,27	51,27	0,85	0,70	C2
P2	61,45	153,63	51,31	51,31	0,86	0,70	C2
P3	56,17	46,81	47,93	46,81	0,78	1,00	C1
P4	103,12	257,81	59,36	59,36	0,99	0,70	C2
P5	103,24	258,09	59,46	59,46	0,99	0,70	C2
P6	56,06	46,71	47,83	46,71	0,78	1,00	C1
P7	53,38	44,48	43,99	43,99	0,73	0,70	C2
P8	138,97	115,81	77,06	77,06	0,96	0,70	C2
P9	145,55	121,29	82,43	82,43	1,03	0,70	C2
P10	117,56	97,96	81,47	81,47	1,02	1,50	SC
P11	99,64	83,03	51,91	51,91	0,65	0,70	C2
P12	66,90	55,75	73,30	55,75	0,70	0,70	C2
P13	68,92	57,44	76,21	57,44	0,72	0,70	C2
P14	121,19	100,99	65,28	65,28	0,82	0,70	C2
P15	120,81	100,67	65,05	65,05	0,81	0,70	C2
P16	112,42	93,68	60,36	60,36	0,75	0,70	C2
P17	66,99	55,82	73,42	55,82	0,70	0,70	C2
P18	68,97	57,47	76,28	57,47	0,72	0,70	C2
P19	68,82	57,35	76,06	57,35	0,72	0,70	C2
P20	63,42	52,85	68,70	52,85	0,66	0,70	C2
P21	53,15	44,29	43,75	43,75	0,73	0,70	C2
P22	137,26	114,39	75,78	75,78	0,95	0,70	C2
P23	142,62	118,85	79,94	79,94	1,00	0,70	C2
P24	144,56	120,47	81,57	81,57	1,02	0,70	C2
P25	129,07	107,56	70,13	70,13	0,88	0,70	C2

Corpo V – Direcção y (cont.)							
Nome	M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P26	55,14	45,95	46,94	45,95	0,77	1,00	C1
P27	103,49	86,24	59,69	59,69	0,99	0,70	C2
P28	103,28	86,07	59,50	59,50	0,99	0,70	C2
P29	104,78	87,31	60,89	60,89	1,01	0,70	C2
P30	96,76	80,64	54,35	54,35	0,91	0,70	C2
P31	62,78	156,95	52,59	52,59	0,88	0,70	C2
P32	62,75	156,87	52,56	52,56	0,88	0,70	C2
P33	62,66	156,64	52,47	52,47	0,87	0,70	C2
P34	62,71	52,25	52,52	52,25	0,87	0,70	C2

Corpo VII – 1º Piso – Direcções x e y								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P1	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P2	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P3	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P4	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P5	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P6	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P7	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P8	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P9	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P10	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P11	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P12	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P13	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P14	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P15	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P16	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P17	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P18	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819

Corpo VII – 1º Piso – Direcção x							
Nome	h_{ox}	N_x	σ_{0x}	D_x	d	j	b_y
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	3100	54,65	0,46	400	350	320	300
P2	3100	5,59	0,05	400	350	320	300
P3	3100	114,93	0,96	400	350	320	300
P4	3100	221,14	1,84	400	350	320	300
P5	800	209,05	1,74	400	350	320	300
P6	3100	271,56	2,26	300	250	240	400
P7	3100	9,42	0,08	400	350	320	300
P8	3100	168,41	1,40	400	350	320	300
P9	3100	363,37	3,03	300	250	240	400
P10	3100	53,09	0,44	400	350	320	300
P11	3100	49,66	0,41	400	350	320	300
P12	3100	376,59	3,14	300	250	240	400
P13	3100	104,62	0,87	400	350	320	300
P14	3100	375,73	3,13	300	250	240	400
P15	3100	205,56	1,71	400	350	320	300
P16	3100	122,41	1,02	400	350	320	300
P17	3100	348,71	2,91	300	250	240	400
P18	3100	7,67	0,06	400	350	320	300

Corpo VII – 1º Piso – Direcção x							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	234,39	151,22	88,60	88,60	0,74	0,7	C2
P2	224,95	145,13	84,68	84,68	0,71	0,7	C2
P3	245,16	158,17	93,43	93,43	0,78	0,7	C2
P4	261,93	168,99	101,92	101,92	0,85	0,7	C2
P5	260,17	650,42	130,26	130,26	1,09	1,5	SC
P6	201,68	130,11	105,96	105,96	0,88	0,7	C2
P7	225,71	145,62	84,98	84,98	0,71	0,7	C2
P8	253,96	163,85	97,70	97,70	0,81	0,7	C2
P9	209,97	135,47	113,30	113,30	0,94	0,7	C2
P10	234,10	151,03	88,48	88,48	0,74	0,7	C2
P11	233,46	150,62	88,20	88,20	0,74	0,7	C2
P12	211,03	136,15	114,36	114,36	0,95	0,7	C2
P13	243,39	157,02	92,60	92,60	0,77	0,7	C2
P14	210,97	136,11	114,29	114,29	0,95	0,7	C2
P15	259,65	167,52	100,68	100,68	0,84	0,7	C2
P16	246,44	158,99	94,02	94,02	0,78	0,7	C2
P17	208,75	134,68	112,13	112,13	0,93	0,7	C2
P18	225,36	145,39	84,84	84,84	0,71	0,7	C2

Corpo VII – 1º Piso – Direcção y							
Nome	h_{oy}	N_y	σ_{oy}	D_y	d	j	b_x
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	3100	-11,71	-0,10	300	250	240	400
P2	3100	-8,59	-0,07	300	250	240	400
P3	3100	55,27	0,46	300	250	240	400
P4	3100	159,99	1,33	300	250	240	400
P5	3100	163,94	1,37	300	250	240	400
P6	3100	294,37	2,45	400	350	320	300
P7	3100	32,47	0,27	300	250	240	400
P8	3100	163,18	1,36	300	250	240	400
P9	3100	352,74	2,94	400	350	320	300
P10	3100	43,51	0,36	300	250	240	400
P11	3100	152,83	1,27	300	250	240	400
P12	3100	370,53	3,09	400	350	320	300
P13	3100	74,49	0,62	300	250	240	400
P14	3100	346,83	2,89	400	350	320	300
P15	3100	130,42	1,09	300	250	240	400
P16	3100	83,97	0,70	300	250	240	400
P17	3100	284,50	2,37	400	350	320	300
P18	3100	-25,25	-0,21	300	250	240	400

Corpo VII – 1º Piso – Direcção y							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	166,47	107,40	83,29	83,29	0,69	0,7	C2
P2	166,84	107,64	83,54	83,54	0,70	0,7	C2
P3	175,88	113,47	88,65	88,65	0,74	0,7	C2
P4	189,47	122,24	97,03	97,03	0,81	0,7	C2
P5	189,94	474,85	97,35	97,35	0,81	0,7	C2
P6	271,85	175,39	107,78	107,78	0,90	0,7	C2
P7	172,65	111,39	86,83	86,83	0,72	0,7	C2
P8	189,85	122,48	97,28	97,28	0,81	0,7	C2
P9	278,79	179,86	112,45	112,45	0,94	0,7	C2
P10	174,22	112,40	87,71	87,71	0,73	0,7	C2
P11	188,60	121,68	96,46	96,46	0,80	0,7	C2
P12	280,73	181,12	113,87	113,87	0,95	0,7	C2
P13	178,53	115,18	90,19	90,19	0,75	0,7	C2
P14	278,13	179,44	111,98	111,98	0,93	0,7	C2
P15	185,84	119,90	94,66	94,66	0,79	0,7	C2
P16	179,81	116,01	90,95	90,95	0,76	0,7	C2
P17	270,59	174,57	106,99	106,99	0,89	0,7	C2
P18	164,84	106,35	82,21	82,21	0,69	0,7	C2

Corpo VII – 1º Piso – Direcções I e II								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P19	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P20	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P21	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P22	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P23	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P24	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819

Corpo VII – 1º Piso – Direcção I							
Nome	h _{oi}	N _I	σ _{oi}	D _I	d	j	b _{II}
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P19	3100	351,82	2,93	400	350	320	300
P20	3100	141,17	1,18	400	350	320	300
P21	3100	70,08	0,58	400	350	320	300
P22	3100	206,93	1,72	400	350	320	300
P23	3100	187,08	1,56	300	250	240	400
P24	3100	101,55	0,85	400	350	320	300

Corpo VII – 1º Piso – Direcção I							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P19	278,69	179,80	112,38	112,38	0,94	0,7	C2
P20	249,57	161,01	95,52	95,52	0,80	0,7	C2
P21	237,23	153,05	89,84	89,84	0,75	0,7	C2
P22	259,85	167,65	100,78	100,78	0,84	0,7	C2
P23	192,65	124,29	99,20	99,20	0,83	0,7	C2
P24	242,85	156,68	92,35	92,35	0,77	0,7	C2

Corpo VII – 1º Piso – Direcção II							
Nome	h_{oII}	N_{II}	σ_{oII}	D_{II}	d	j	b_I
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P19	3100	387,96	3,23	300	250	240	400
P20	3100	86,65	0,72	300	250	240	400
P21	3100	2,82	0,02	300	250	240	400
P22	3100	159,43	1,33	300	250	240	400
P23	3100	186,43	1,55	400	350	320	300
P24	3100	158,26	1,32	300	250	240	400

Corpo VII – 1º Piso – Direcção II							
Nome	M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P19	211,92	136,72	115,27	115,27	0,96	0,7	C2
P20	180,17	116,24	91,16	91,16	0,76	0,7	C2
P21	168,30	108,58	84,46	84,46	0,70	0,7	C2
P22	189,40	122,19	96,98	96,98	0,81	0,7	C2
P23	256,76	165,65	99,14	99,14	0,83	0,7	C2
P24	189,26	122,10	96,89	96,89	0,81	0,7	C2

Corpo VII – 2º Piso – Direcções x e y								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P1	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P2	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P3	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P4	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P5	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P6	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P7	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P8	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P9	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P10	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P11	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P12	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P13	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P14	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P15	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P16	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P17	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P18	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819

Corpo VII – 2º Piso – Direcção x							
Nome	h_{ox}	N_x	σ_{0x}	D_x	d	j	b_y
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	3400	22,61	0,19	400	350	320	300
P2	3400	1,07	0,01	400	350	320	300
P3	3400	43,24	0,36	400	350	320	300
P4	3400	75,28	0,63	400	350	320	300
P5	800	77,73	0,65	400	350	320	300
P6	3400	80,10	0,67	300	250	240	400
P7	3400	0,11	0,00	400	350	320	300
P8	800	52,00	0,43	400	350	320	300
P9	3400	127,96	1,07	300	250	240	400
P10	3400	21,58	0,18	400	350	320	300
P11	3400	-17,51	-0,15	400	350	320	300
P12	3400	133,26	1,11	300	250	240	400
P13	3400	36,04	0,30	400	350	320	300
P14	3400	135,28	1,13	300	250	240	400
P15	3400	75,30	0,63	400	350	320	300
P16	3400	35,98	0,30	400	350	320	300
P17	3400	129,32	1,08	300	250	240	400
P18	3400	8,26	0,07	400	350	320	300

Corpo VII – 2º Piso – Direcção x							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	228,29	134,29	86,04	86,04	0,72	0,7	C2
P2	224,05	131,79	84,32	84,32	0,70	0,7	C2
P3	232,25	136,62	87,69	87,69	0,73	0,7	C2
P4	238,18	140,11	90,25	90,25	0,75	0,7	C2
P5	238,62	596,56	119,75	119,75	1,00	1,5	SC
P6	179,29	105,46	90,64	90,64	0,76	0,7	C2
P7	223,86	131,68	84,24	84,24	0,70	0,7	C2
P8	233,90	584,74	117,70	117,70	0,98	1,5	SC
P9	185,53	109,14	94,47	94,47	0,79	0,7	C2
P10	228,09	134,17	85,96	85,96	0,72	0,7	C2
P11	221,03	130,02	82,83	82,83	0,69	0,7	C2
P12	186,19	109,53	94,89	94,89	0,79	0,7	C2
P13	230,88	135,81	87,11	87,11	0,73	0,7	C2
P14	186,45	109,68	95,05	95,05	0,79	0,7	C2
P15	238,18	140,11	90,25	90,25	0,75	0,7	C2
P16	230,87	135,80	87,11	87,11	0,73	0,7	C2
P17	185,70	109,24	94,58	94,58	0,79	0,7	C2
P18	225,48	132,63	84,89	84,89	0,71	0,7	C2

Corpo VII – 2º Piso – Direcção y							
Nome	h_{oy}	N_y	σ_{oy}	D_y	d	j	b_x
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P1	3400	6,60	0,06	300	250	240	400
P2	3400	7,53	0,06	300	250	240	400
P3	3400	29,93	0,25	300	250	240	400
P4	3400	60,23	0,50	300	250	240	400
P5	3400	71,73	0,60	300	250	240	400
P6	3400	89,97	0,75	400	350	320	300
P7	3400	15,45	0,13	300	250	240	400
P8	3400	64,21	0,54	300	250	240	400
P9	3400	127,66	1,06	400	350	320	300
P10	3400	24,44	0,20	300	250	240	400
P11	3400	57,58	0,48	300	250	240	400
P12	3400	132,01	1,10	400	350	320	300
P13	3400	32,36	0,27	300	250	240	400
P14	3400	127,57	1,06	400	350	320	300
P15	3400	55,66	0,46	300	250	240	400
P16	3400	29,68	0,25	300	250	240	400
P17	3400	114,51	0,95	400	350	320	300
P18	3400	3,11	0,03	300	250	240	400

Corpo VII – 2º Piso – Direcção y							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P1	168,86	99,33	84,76	84,76	0,71	0,7	C2
P2	169,00	99,41	84,83	84,83	0,71	0,7	C2
P3	172,28	101,34	86,62	86,62	0,72	0,7	C2
P4	176,57	103,86	89,05	89,05	0,74	0,7	C2
P5	178,15	445,38	89,97	89,97	0,75	0,7	C2
P6	240,81	141,66	91,43	91,43	0,76	0,7	C2
P7	170,17	100,10	85,47	85,47	0,71	0,7	C2
P8	177,12	442,80	89,37	89,37	0,74	0,7	C2
P9	247,32	145,48	94,44	94,44	0,79	0,7	C2
P10	171,48	100,87	86,19	86,19	0,72	0,7	C2
P11	176,20	103,65	88,84	88,84	0,74	0,7	C2
P12	248,05	145,91	94,79	94,79	0,79	0,7	C2
P13	172,63	101,55	86,82	86,82	0,72	0,7	C2
P14	247,31	145,48	94,44	94,44	0,79	0,7	C2
P15	175,93	103,49	88,68	88,68	0,74	0,7	C2
P16	172,24	101,32	86,61	86,61	0,72	0,7	C2
P17	245,09	144,17	93,39	93,39	0,78	0,7	C2
P18	168,34	99,02	84,48	84,48	0,70	0,7	C2

Corpo VII – 2º Piso – Direcções I e II								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P19	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P20	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P21	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P22	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P23	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819
P24	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	2814	3415	-1819

Corpo VII – 2º Piso – Direcção I							
Nome	h _{oi}	N _I	σ _{oi}	D _I	d	j	b _{II}
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P19	3400	131,71	1,10	400	350	320	300
P20	3400	40,97	0,34	400	350	320	300
P21	3400	24,88	0,21	400	350	320	300
P22	3400	76,70	0,64	400	350	320	300
P23	3400	77,87	0,65	300	250	240	400
P24	3400	36,04	0,30	400	350	320	300

Corpo VII – 2º Piso – Direcção I							
Nome	M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P19	248,00	145,88	94,77	94,77	0,79	0,7	C2
P20	231,82	136,36	87,51	87,51	0,73	0,7	C2
P21	228,73	134,55	86,22	86,22	0,72	0,7	C2
P22	238,44	140,26	90,37	90,37	0,75	0,7	C2
P23	178,99	105,29	90,46	90,46	0,75	0,7	C2
P24	230,88	135,81	87,11	87,11	0,73	0,7	C2

Corpo VII – 2º Piso – Direcção II							
Nome	h_{oII}	N_{II}	σ_{oII}	D_{II}	d	j	b_I
-	mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
P19	3400	146,64	1,22	300	250	240	400
P20	3400	36,35	0,30	300	250	240	400
P21	3400	6,53	0,05	300	250	240	400
P22	3400	66,04	0,55	300	250	240	400
P23	3400	77,34	0,64	400	350	320	300
P24	3400	53,24	0,44	300	250	240	400

Corpo VII – 2º Piso – Direcção II							
Nome	M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
-	kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
P19	187,85	110,50	95,96	95,96	0,80	0,7	C2
P20	173,20	101,88	87,14	87,14	0,73	0,7	C2
P21	168,85	99,32	84,75	84,75	0,71	0,7	C2
P22	177,37	104,34	89,51	89,51	0,75	0,7	C2
P23	238,55	140,32	90,42	90,42	0,75	0,7	C2
P24	175,59	103,29	88,49	88,49	0,74	0,7	C2

Corpo IX – Direcções x e y								
Nome	Tipo	A	a _t	p _t	p _w	a _g	N _{max}	N _{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P3	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	5226	3414,65	-1818,65
P4	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	5226	3414,65	-1818,65
P5	P3	1000000	5536	0,554%	0,125%	14288	-4972,22	-4972,22
P6	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	5226	3414,65	-1818,65
P7	P5	120000	2010	1,675%	0,178%	5226	3414,65	-1818,65

Corpo IX – Direcção x						
h _{ox}	N _x	σ _{ox}	D _x	d	j	b _y
mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
4100	-26,68	-0,22	400	350	320	300
4100	181,20	1,51	400	350	320	300
4100	461,06	0,46	1000	950	800	1000
4100	-31,05	-0,26	400	350	320	300
4100	187,76	1,56	400	350	320	300

Corpo IX – Direcção x						
M _u	Q _{Mu}	Q _{Su}	Q	τ ₂	τ ₁	Classf.
kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
219,57	107,11	82,10	82,10	0,68	0,70	C2
255,96	124,86	98,73	98,73	0,82	0,70	C2
1763,76	860,37	661,57	661,57	0,66	1,00	C1
218,87	106,76	81,75	81,75	0,68	0,70	C2
256,97	125,35	99,25	99,25	0,83	0,70	C2

Corpo IX – Direcção y						
h_{oy}	N_y	σ_{oy}	D_y	d	j	b_x
mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
4100	-21,90	-0,18	300	250	240	400
4100	193,00	1,61	300	250	240	400
4100	457,15	0,46	1000	950	800	1000
4100	-32,56	-0,27	300	250	240	400
4100	205,60	1,71	300	250	240	400

Corpo IX – Direcção y						
M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
165,25	80,61	82,48	80,61	0,67	0,70	C2
193,32	94,30	99,67	94,30	0,79	0,70	C2
1761,94	859,48	661,26	661,26	0,66	1,00	C1
163,97	79,98	81,63	79,98	0,67	0,70	C2
194,74	95,00	100,68	95,00	0,79	0,70	C2

Corpo IX – Direcções I e II								
Nome	Tipo	A	a_t	p_t	p_w	a_g	N_{max}	N_{min}
-	-	mm ²	mm ²	%	%	mm ²	kN	kN
P1	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043,27	-979,27
P2	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043,27	-979,27
P8	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043,27	-979,27
P9	P1	80000	1005	1,256%	0,221%	2814	2043,27	-979,27

Corpo IX – Direcção I						
h_{0I}	N_I	σ_{0I}	D_x	d	j	b_{II}
mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
4100	15,23	0,19	200	150	160	400
4100	105,36	1,32	400	350	320	200
4100	125,80	1,57	200	150	160	400
4100	13,19	0,16	400	350	320	200

Corpo IX – Direcção I						
M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
57,46	28,03	61,31	28,03	0,35	0,70	C2
130,90	63,85	68,52	63,85	0,80	0,70	C2
67,05	32,71	70,16	32,71	0,41	0,70	C2
114,52	55,86	61,15	55,86	0,70	0,70	C2

Corpo IX – Direcção II						
h_{0II}	N_{II}	σ_{0II}	D_{II}	d	j	b_I
mm	kN	MPa	mm	mm	mm	mm
4100	21,22	0,27	400	350	320	200
4100	141,78	1,77	200	150	160	400
4100	165,43	2,07	400	350	320	200
4100	11,75	0,15	200	150	160	400

Corpo IX – Direcção II						
M_u	Q_{Mu}	Q_{su}	Q	τ_2	τ_1	Classf.
kN·m	kN	kN	kN	MPa	MPa	-
116,08	56,62	61,79	56,62	0,71	0,70	C2
68,25	33,29	71,43	33,29	0,42	0,70	C2
139,86	68,22	73,33	68,22	0,85	0,70	C2
57,12	27,86	61,03	27,86	0,35	0,70	C2

