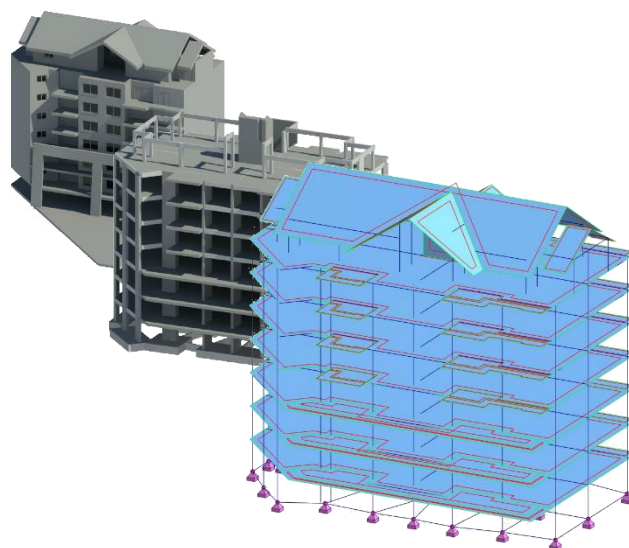




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



**Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado  
com recurso a ferramentas BIM.**

**VITOR NUNES TEIXEIRA ALVES**

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto do ISEL

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogal:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião, Prof. Adjunta do ISEL

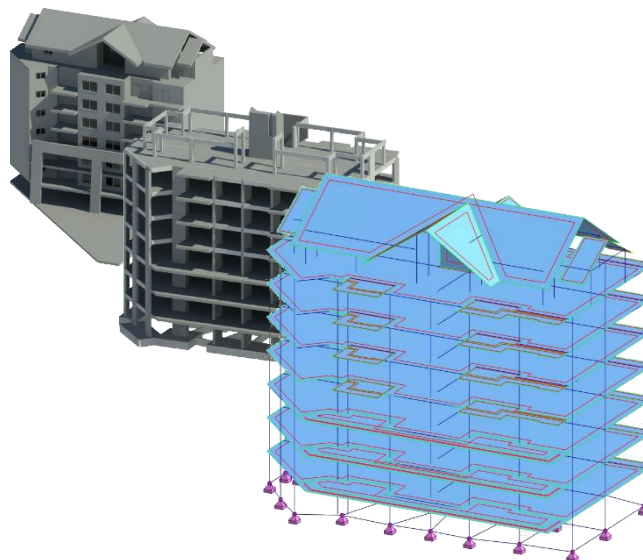
**Fevereiro de 2017**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



**Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado  
com recurso a ferramentas BIM.**

**VITOR NUNES TEIXEIRA ALVES**

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto do ISEL

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL

Vogal:

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião, Prof. Adjunta do ISEL

**Fevereiro de 2017**



## RESUMO

O presente trabalho intitulado “Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso a ferramentas BIM” consiste no desenvolvimento de um projeto estrutural de um edifício em betão armado localizado em Cascais, Portugal, num cenário em que a equipa multidisciplinar de projetistas recorre a ferramentas BIM.

O modelo de arquitetura e o modelo estrutural foram desenvolvidos no Revit e exportados posteriormente para o Robot Structural Analysis, o programa de cálculo automático (ambas as plataformas são da Autodesk).

O edifício em estudo tem sete pisos acima do solo e nenhum piso enterrado. Apresenta uma forma bastante irregular e recortada em planta, o que levou à execução de um sistema estrutural com alinhamentos pouco simétricos.

A resposta da estrutura calculada através do Robot admite um comportamento elástico linear da estrutura, tendo sido feita uma análise modal por espectro de resposta para a ação sísmica.

As verificações regulamentares são apresentadas para elementos estruturais-exemplo, com base nos Eurocódigos, dando especial relevância à NP EN 1998-1:2010 dado o impacto da ação sísmica no dimensionamento.

O presente trabalho passa também pela tentativa de dar relevo às mais valias trazidas pela utilização de ferramentas BIM. As plataformas BIM estão atualmente a trilhar o futuro da indústria da construção, já tendo deixado para trás a exclusividade das suas vantagens para os projetistas, estando atualmente a reestruturar a conceção de programas de obra, estimativa de custos, comunicação com o cliente, planos de manutenção, etc.

Tenta-se com isto dizer que é responsabilidade de todos os envolvidos na indústria, como os técnicos, as empresas e os institutos de ensino, acompanhar o desenvolvimento desta tendência para que se mantenham de forma competitiva no mercado.

Em anexo são apresentadas as peças desenhadas e os cálculos estruturais de toda a estrutura.

**palavras-chave:** Projeto de Estruturas; betão armado; Capacity Design; Eurocódigos; BIM; análise sísmica



## ABSTRACT

---

This project is called “Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso a ferramentas BIM” and aims to the reinforced concrete structure high standards design.

The studied structure was based in the architecture of a building located in Cascais, Portugal.

The architectural and structural models were developed in Revit and lately linked to Robot Structural analysis for the stress analysis, trying to simulate a BIM (Building Information Modelling) processed work environment.

The building is seven stories high with no underground levels. It has an irregular plant geometry leading in to an undesirable asymmetric structural alignment.

The structural stresses calculated by the Robot Structural Analysis did consider the elastic material behavior and a modal analysis for the seismic design.

The Eurocodes specifications were considered with particular attention on the NP EN 1998-1:2010 due the nature of the structural material used and the strong participation of the seismic activity on the ultimate limit states analysis.

It was also pretended to highlight with this study the importance of the BIM tools in nowadays constructions industry. The BIM technology is driving the industry’s future showing indisputable advantages not only for the designer’s clash detection, but also for planners, tendering, cost control, client relationships, maintenance plans, etc.

As a construction industry active player, it’s everyone’s responsibility to keep up with the BIM technological development, otherwise there are serious risks of losing competitive edge in the near future.

**key-words:** Structural design; reinforced concrete; Capacity Design; Eurocodes; BIM; seismic analysis.



## **AGRADECIMENTOS**

---

*Aos meus pais, Manuel e Noémia Alves, por serem muito mais do que alguma vez conseguirei expressar por palavras.*

*Ao Professor António Gorgulho, por todo o carinho, dedicação e suporte que sempre demonstrou ao longo do meu percurso académico, em particular na realização do presente trabalho, que certamente não teria sido concluído sem o seu apoio.*

*Ao engenheiro Fernando Vidal pela referência de excelência técnica aliada à integridade humana.*

*A todos os meus colegas, em particular ao Bruno Laruça, Pedro Moutinho, Ulisses Neto e Rui Mulgãoocar pelos momentos que só bons amigos proporcionam.*

*A todo o corpo docente do ISEL pela dedicação, coragem e paixão pelo ensino.*

*Ao ISEL pelo ambiente familiar e acolhedor que sempre me proporcionou.*



# ÍNDICE

|  |           |
|--|-----------|
| <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....   | <b>1</b>  |
| 1.1 Enquadramento do tema.....                                       | 1         |
| 1.2 Objetivos .....  | 2         |
| 1.3 Estrutura do trabalho .....                                      | 2         |
| 1.4 Enquadramento Regulamentar .....                                 | 2         |
| <b>2. Building Information Modelling (BIM)</b> .....                 | <b>5</b>  |
| 2.1 Modelação paramétrica .....                                      | 7         |
| 2.2 Interoperabilidade.....  | 8         |
| 2.3 Plataformas e ferramentas BIM.....                               | 8         |
| 2.3.1 Revit .....  | 9         |
| 2.3.2 Robot Structural Analysis .....                                | 10        |
| <b>3. PROJETO DE ESTRUTURAS DE UM EDIFÍCIO EM BETÃO ARMADO</b> ..... | <b>11</b> |
| 3.1 Caracterização do edifício .....                                 | 11        |
| 3.2 Materiais.....   | 12        |
| 3.2.1 Betão .....  | 12        |
| 3.2.2 Aço .....  | 13        |
| 3.3 Ações.....   | 13        |
| 3.3.1 Ações Permanentes .....  | 13        |
| 3.3.2 Ações Variáveis.....   | 14        |
| 3.3.3 Ações Acidentais.....  | 19        |
| 3.4 Combinações de ações .....                                       | 19        |
| <b>4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL</b> .....                                 | <b>23</b> |
| 4.1 Solução Estrutural .....   | 23        |
| 4.2 Caracterização estrutural do edifício.....                       | 25        |
| 4.3 Pré-dimensionamento.....   | 26        |
| 4.3.1 Lajes .....  | 26        |
| 4.3.2 Vigas .....  | 27        |
| 4.3.3 Pilares e Paredes.....   | 27        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 4.3.4     | Fundações.....  | 28        |
| 4.4       | Modelação.....  | 28        |
| 4.4.1     | Interoperabilidade entre Revit e o Robot Structural Analysis..... | 29        |
| 4.4.2     | Utilização do Robot Structural Analysis.....                      | 33        |
| 4.4.3     | Ações.....  | 33        |
| 4.5       | Simplificações adotadas.....                                      | 34        |
| <b>5.</b> | <b>Análise Sísmica segundo o EC8.....</b>                         | <b>35</b> |
| 5.1       | Critérios de Regularidade Estrutural.....                         | 35        |
| 5.1.1     | Regularidade em planta.....                                       | 35        |
| 5.1.2     | Regularidade em altura.....                                       | 42        |
| 5.2       | Coefficiente de comportamento.....                                | 43        |
| 5.3       | Espectro de resposta. de cálculo.....                             | 44        |
| 5.4       | Comportamento de diafragma ao nível dos pisos.....                | 46        |
| 5.5       | Análise modal por espectro de resposta.....                       | 46        |
| 5.6       | Efeitos acidentais de torção.....                                 | 47        |
| 5.6.1     | Força de corte na base.....                                       | 48        |
| 5.6.2     | Distribuição das forças sísmicas horizontais.....                 | 49        |
| 5.6.3     | Momentos torsores devido aos efeitos acidentais da torção.....    | 50        |
| 5.6.4     | Efeitos de 2ª Ordem.....  | 51        |
| 5.7       | Dimensionamento por Capacidade Resistente (Capacity Design).....  | 52        |
| 5.7.1     | Definições e Fundamentos.....                                     | 52        |
| 5.7.2     | Comportamento plástico/não-linear do betão armado.....            | 53        |
| 5.7.3     | Dimensionamento pela capacidade resistente (Capacity Design)..... | 54        |
| <b>6.</b> | <b>Dimensionamento Estrutural.....</b>                            | <b>55</b> |
| 6.1       | Aspetos gerais.....   | 55        |
| 6.1.1     | Recobrimento de armaduras.....                                    | 55        |
| 6.1.2     | Distância entre varões.....                                       | 56        |
| 6.1.3     | Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....                        | 56        |
| 6.1.4     | Comprimento de amarração.....                                     | 57        |

|           |  |            |
|-----------|--|------------|
| 6.1.5     | Comprimento de emenda de armaduras .....                             | 57         |
| 6.2       | Lajes .....  | 58         |
| 6.2.1     | Lajes – Momento Fletor e Armadura Longitudinal.....                  | 58         |
| 6.2.2     | Lajes – Esforço Transverso, Punçoamento e Armadura Transversal.....  | 60         |
| 6.2.3     | Escadas .....  | 61         |
| 6.3       | Vigas .....  | 63         |
| 6.3.1     | Vigas - Momento Fletor e Armadura longitudinal.....                  | 63         |
| 6.3.2     | Vigas – Esforço Transverso e Armadura transversal .....              | 67         |
| 6.4       | Pilares .....  | 71         |
| 6.4.1     | Verificação das disposições construtivas para pilares primários..... | 71         |
| 6.4.2     | Momento fletor e Armadura longitudinal .....                         | 74         |
| 6.4.3     | Esforço Transverso e Armadura transversal .....                      | 77         |
| 6.5       | Paredes dúcteis .....  | 78         |
| 6.5.1     | Verificação das disposições construtivas para paredes dúcteis .....  | 79         |
| 6.5.2     | Momento Flectores e Armaduras longitudinais .....                    | 84         |
| 6.5.3     | Esforço Transverso e Armadura transversal .....                      | 89         |
| 6.6       | Fundações.....   | 92         |
| 6.6.1     | Dimensionamento.....   | 93         |
| 6.6.2     | Estados Limites Últimos .....  | 94         |
| 6.6.3     | Vigas de Fundação .....  | 96         |
| 6.7       | Estados Limites de Utilização .....                                  | 96         |
| 6.7.1     | Controlo da fendilhação .....  | 97         |
| 6.7.2     | Controlo da deformação .....   | 97         |
| 6.7.3     | Limitação de danos.....  | 101        |
| <b>7.</b> | <b>Conclusões.....</b>   | <b>103</b> |
|           | <b>Bibliografia .....</b>  | <b>105</b> |
|           | <b>Anexos .....</b>  | <b>a</b>   |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 2-1 Exemplo Modelo BIM - BIM 360 (Autodesk).....   | 6  |
| Figura 2-2 Desenvolvimento histórico do IFC (Fonte: buildingSMART 2014).....                        | 8  |
| Figura 2-3 - Layout do Revit (Fonte: Autodesk).....   | 9  |
| Figura 2-4 Layout do Robot (Fonte: Autodesk).....   | 10 |
| Figura 3-1 - Recuo sucessivo das áreas dos pisos.....   | 11 |
| Figura 3-2 -Modelo 3D do edifício.....  | 11 |
| Figura 3-3 - Exemplo de planta: Piso 3.....   | 12 |
| Figura 3-4 - Exemplo das sobrecargas aplicadas ao nível dos pisos.....                              | 15 |
| Figura 3-5 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental.....   | 16 |
| Figura 4-1 Ligação Parede Viga.....   | 24 |
| Figura 4-2 Núcleo do Elevador.....  | 24 |
| Figura 4-3 Exemplo - Planta Piso 1.....   | 25 |
| Figura 4-4 Modelo de arquitetura (Revit).....   | 28 |
| Figura 4-5 Modelo Estrutural (Revit).....   | 29 |
| Figura 4-6 Elementos estruturais disponíveis em Revit.....  | 30 |
| Figura 4-7 Parametrização dos elementos estruturais.....  | 30 |
| Figura 4-8 Exemplo de Propriedades físicas dos materiais em Revit.....                              | 31 |
| Figura 4-9 Modelo Físico em Revit - Modelo Analítico no Revit - Modelo analítico no Robot.....      | 32 |
| Figura 4-10- Ferramentas de ajuste modelar do Revit.....  | 32 |
| Figura 5-1 Planta estrutural do Piso 1.....   | 36 |
| Figura 5-2 – Localização do centro de massa e do centro de rigidez; a) planta do Piso 1; b) 3D..... | 40 |
| Figura 5-3 – Espectro de resposta de cálculo para o sismo do Tipo 1.....                            | 45 |
| Figura 5-4 – Espectro de resposta de cálculo para o sismo do Tipo 2.....                            | 46 |
| Figura 5-5 –a) 1º modo de vibração b) 3º modo de vibração.....                                      | 47 |
| Figura 5-6 - Diagramas qualitativos da relação a) $M-\Theta$ e b) $F - \delta$ .....                | 53 |
| Figura 6-1 - Momento fletor segundo y – Piso 1 (Robot).....   | 58 |
| Figura 6-2 - "Panel Cut" momento segundo y - Piso 1(Robot).....                                     | 59 |
| Figura 6-3 - 3D Escadas.....  | 61 |
| Figura 6-4 - Modelo de cálculo escadas.....   | 62 |
| Figura 6-5 - Momentos fletores - Envolvente das ações sísmicas.....                                 | 63 |
| Figura 6-6 - Largura do banzo efetivo e respetiva armadura da laje.....                             | 65 |
| Figura 6-7 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar.....                    | 67 |
| Figura 6-8 - Disposição da armadura transversal dos pilares exemplo.....                            | 74 |
| Figura 6-9 - Exemplificação dos resultados obtidos no Robot para um pilar aleatório.....            | 76 |
| Figura 6-10 – 3D das paredes estruturais (em relevo a cor-de-laranja).....                          | 79 |
| Figura 6-11 - Disposição da armadura transversal da parede P3.....                                  | 83 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 6-12 - Momentos fletores de cálculo para as paredes-exemplo .....   | 85 |
| Figura 6-13 - Dimensionamento das armaduras de flexão através dos elementos de extremidade confinados .....                        | 86 |
| Figura 6-14 - Modelo do das paredes do núcleo para o dimensionamento dos cantos .....  | 87 |
| Figura 6-15 - Esforços Transversos de Cálculo para as paredes exemplo .....  | 90 |
| Figura 6-16 - Participação das diferentes armaduras do núcleo do elevado para a resistência ao esforço transversal segundo X ..... | 92 |
| Figura 6-17 – Esquema representativo do método das bielas .....  | 94 |
| Figura 6-18 - Modelo de cálculo da sapata exemplo S16 .....  | 95 |
| Figura 6-19 - Mapa dos deslocamentos verticais no Piso 1 para CQP de Ações .....   | 98 |

## ÍNDICE DE TABELAS

---

|   |    |
|---|----|
| Tabela 2-1 - Nível de detalhe dos elementos BIM – Pilares de Aço (Adaptação do LOD Standard) .....        | 7  |
| Tabela 2-2 Exemplos de plataformas BIM .....  | 9  |
| Tabela 3-1 Características do betão utilizado.....  | 12 |
| Tabela 3-2 Características do aço adotado.....  | 13 |
| Tabela 3-3 – Quantificação das ações permanentes.....   | 14 |
| Tabela 3-4 - Sobrecargas e respetivos valores .....   | 15 |
| Tabela 3-5 Caracterização do zonamento sísmico .....  | 17 |
| Tabela 3-6 Caracterização da classe de importância.....   | 17 |
| Tabela 3-7 - Variáveis do espectro de resposta.....   | 18 |
| Tabela 3-8 - Coeficiente $\psi$ para edifícios.....   | 20 |
| Tabela 3-9 - Coeficientes parciais.....   | 20 |
| Tabela 4-1 Área bruta dos pisos.....  | 25 |
| Tabela 5-1 Centro de massa por piso (Cálculo manual) .....  | 38 |
| Tabela 5-2 - Comparação do Centro de Massa calculado manualmente e o Robot .....                          | 39 |
| Tabela 5-3 - Centro de Rigidez do edifício (Cálculo manual) .....   | 40 |
| Tabela 5-4 - Centro de rigidez (Cálculo do Robot).....  | 41 |
| Tabela 5-5 Cálculo das excentricidades .....  | 41 |
| Tabela 5-6 Verificação da equação 5.1 .....   | 41 |
| Tabela 5-7 Verificação da equação 5.2.....  | 41 |
| Tabela 5-8 - Recuos por piso.....   | 42 |
| Tabela 5-9 – Valor básico do coeficiente de comportamento, $q_0$ , para sistemas regulares em altura..... | 43 |
| Tabela 5-10 - Fatores de participação de massa.....   | 47 |
| Tabela 5-11 Excentricidades acidentais .....  | 48 |
| Tabela 5-12 – Valores das acelerações espectrais dos modos de vibração relativos às direções x e y.....   | 48 |
| Tabela 5-13 – Contabilização da massa do edifício .....   | 49 |
| Tabela 5-14 Forças de corte na base .....   | 49 |
| Tabela 5-15 - Forças Sísmicas por horizontais por piso segundo X .....                                    | 50 |
| Tabela 5-16 - Forças Sísmicas por horizontais por piso segundo Y .....                                    | 50 |
| Tabela 5-17 Momento torsor devido aos efeitos acidentais de torção por piso .....                         | 51 |
| Tabela 5-18 - Deslocamentos relativos entre pisos .....   | 52 |
| Tabela 5-19 - Coeficientes de sensibilidade.....  | 52 |
| Tabela 6-1 – Valores do recobrimento das armaduras .....  | 56 |

|  |    |
|--|----|
| Tabela 6-2 Distância mínima entre varões longitudinais .....   | 56 |
| Tabela 6-3 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões .....  | 56 |
| Tabela 6-4 Comprimento de amarração .....  | 57 |
| Tabela 6-5 – Comprimentos de emendas admitidos .....   | 58 |
| Tabela 6-6-Esforço transverso resistente sem armaduras de esforço transverso .....                         | 61 |
| Tabela 6-7 – Cargas nas escadas .....  | 62 |
| Tabela 6-8 – Dimensionamento das   |    |
| escadas.....   | 62 |
| Tabela 6-9 - Características gerais das vigas-exemplo .....  | 64 |
| Tabela 6-10 - Valores dos momentos atuante e armaduras longitudinais das vigas-exemplo ....                | 64 |
| Tabela 6-11 - Verificação das armaduras longitudinais .....  | 66 |
| Tabela 6-12 - Verificação do diâmetro dos varões longitudinais na ligação viga-pilar .....                 | 66 |
| Tabela 6-13 - Espaçamento mínimo das armaduras de esforço transverso nas zonas críticas ....               | 68 |
| Tabela 6-14 - Momento resistente da laje .....   | 69 |
| Tabela 6-15 - Esforço transverso devido á combinação quase permanente – vigas-exemplo ....                 | 69 |
| Tabela 6-16 - Momento Resistente Global nas extremidades - vigas-exemplo .....                             | 69 |
| Tabela 6-17 – Esforço transverso de cálculo - vigas-exemplo.....   | 70 |
| Tabela 6-18 - Armadura transversal – vigas-exemplo .....   | 70 |
| Tabela 6-19 - Calculo do esforço transverso fora das zonas críticas – vigas-exemplo .....                  | 71 |
| Tabela 6-20 - Armaduras mínimas e máximas - pilares exemplo .....  | 71 |
| Tabela 6-21 - Extensão das zonas críticas para os pilares-exemplo.....                                     | 72 |
| Tabela 6-22 - Espaçamento máximo das armaduras transversais na zona críticas dos pilares-<br>exemplo ..... | 72 |
| Tabela 6-23 – Valores de $\alpha$ e $\omega_{wd}$ para os pilares exemplo .....                            | 73 |
| Tabela 6-24 - Cálculo da 2ª parcela da equação 6.35.....   | 74 |
| Tabela 6-25 - Características gerais dos pilares-exemplo .....   | 74 |
| Tabela 6-26 Armaduras longitudinais dos pilares-exemplo.....   | 75 |
| Tabela 6-27 - Cálculo dos momentos resistente segundo x para os pilares exemplo.....                       | 76 |
| Tabela 6-28Cálculo dos momentos resistente segundo y para os pilares exemplo .....                         | 76 |
| Tabela 6-29 Verificação da inequação 6.40 para os pilares- exemplo .....                                   | 76 |
| Tabela 6-30- Esforço transverso de cálculo segundo x para os pilares exemplo .....                         | 77 |
| Tabela 6-31 - Esforço transverso de cálculo segundo y para os pilares exemplo .....                        | 77 |
| Tabela 6-32 - Armaduras de esforço transverso para os pilares exemplo .....                                | 78 |
| Tabela 6-33 – Características gerais das paredes-exemplo .....   | 79 |
| Tabela 6-34 - Altura crítica das paredes-exemplo.....  | 79 |
| Tabela 6-35 – Restrições geométricas dos pilares fictícios de extremidade .....                            | 80 |
| Tabela 6-36 – Cálculo do esforço normal reduzido .....   | 81 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 6-37 - Limitações geométricas para as armaduras das paredes-exemplo .....                                    | 81  |
| Tabela 6-38 - Valores de $\alpha$ para os elementos de extremidade das paredes dúcteis .....                        | 82  |
| Tabela 6-39 - Posição do eixo neutro e comprimento da extremidade confinada para as paredes exemplo .....           | 83  |
| Tabela 6-40 - Taxa mecânica volumétrica das cintas dos elementos confinados para as paredes exemplo .....           | 83  |
| Tabela 6-41 - Verificação da inequação 6.53 .....   | 83  |
| Tabela 6-42 - Valores do deslocamento vertical (tension shift) para as paredes-exemplo .....                        | 84  |
| Tabela 6-43 - Armaduras de flexão das paredes-exemplo P3 e P22 .....  | 86  |
| Tabela 6-44 - Proporção das paredes que compõem o núcleo do elevador.....   | 87  |
| Tabela 6-45 - Armaduras de flexão das extremidades isoladas das paredes exemplo CX.1 e CX.3 .....                   | 88  |
| Tabela 6-46 - Força de tração de cálculo para os cantos do núcleo do elevador.....                                  | 88  |
| Tabela 6-47 - Armadura de flexão da parede-exemplo 24.....  | 88  |
| Tabela 6-48 - Armadura longitudinal na alma das paredes-exemplo .....   | 88  |
| Tabela 6-49 - Armadura de flexão para parede exemplo 3 - Piso 3 .....   | 89  |
| Tabela 6-50 - Armaduras de Esforço transverso das paredes-exemplo .....   | 91  |
| Tabela 6-51 - Armadura necessária para resistir ao esforço transverso segundo x atuante no núcleo do elevador ..... | 92  |
| Tabela 6-52 - Tensão admissível no solo para as fundações-exemplo.....  | 93  |
| Tabela 6-53 -Armaduras de cálculo para as sapatas-exemplo S03 e S08 .....   | 94  |
| Tabela 6-54-Armaduras de cálculo para as sapatas-exemplo S_16 .....   | 96  |
| Tabela 6-55 - Armaduras de flexão adotadas das sapatas-exemplo .....  | 96  |
| Tabela 6-56 - Verificação da Limitação de Danos (cl.4.4.3.1 do EC8) .....   | 101 |



## LISTA DE ABREVIATURAS

---

### *Siglas*

|        |  |
|--------|--|
| AEC    | Architecture, Engineering and Construction                             |
| BIM    | Building Information Modelling   |
| CAD    | Computer Assisted Design   |
| CEN    | Comité Europeu de Normalização   |
| IFC    | Industry Foundation Classes  |
| LOD    | Level of Development   |
| EC0    | Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas                      |
| EC1    | Eurocódigo 1 – Ações em estruturas                                     |
| EC2    | Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão                          |
| EC8    | Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos       |
| EN     | Normas Europeias   |
| ELS    | Estados limites de serviço   |
| ELU    | Estados limites últimos  |
| RCP    | Restantes Cargas Permanentes   |
| REBAP  | Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado              |
| RSAEEP | Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes |
| RSCCS  | Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos              |
| RSEP   | Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes                      |
| DCM    | Classe de ductilidade média  |
| DCH    | Classe de ductilidade alta   |

### *Letras maiúsculas latinas*

|             |   |
|-------------|---|
| A           | Área de secção transversal                        |
| $A_c$       | Área de secção transversal do betão               |
| $A_{Ed}$    | Valor de cálculo da ação sísmica                  |
| $A_s$       | Área da secção de uma armadura para betão armado  |
| $A_{s,min}$ | Área da secção mínima de armadura                 |
| $A_{sl}$    | Área de armadura longitudinal de tração           |
| $A_{sw}$    | Área de secção de armadura de esforço transversal |
| E           | Efeito de uma ação                                |
| $E_c$       | Módulo de elasticidade do betão                   |
| $E_{c,eff}$ | Módulo de elasticidade efetivo do betão           |
| $E_{cm}$    | Módulo de elasticidade secante do betão           |
| $E_d$       | Esforço atuante de dimensionamento                |

|                   |  |
|-------------------|--|
| $E_s$             | Módulo de elasticidade do aço  |
| $F$               | Força  |
| $F_b$             | Força de corte basal   |
| $F_c$             | Força no betão   |
| $F_i$             | Força horizontal equivalente   |
| $F_{tsd}$         | Força de cálculo no tirante da armadura ordinária junto à base da sapata                                       |
| $G_k$             | Valor característico de uma ação permanente  |
| $I$               | Momento de inércia   |
| $I_I$             | Momento de inércia da secção não fendilhada  |
| $K$               | Rigidez  |
| $L$               | Comprimento  |
| $L_{máx}$         | Dimensão máxima em planta do edifício  |
| $L_{mín}$         | Dimensão mínima em planta do edifício  |
| $M$               | Momento fletor   |
| $M_{ai}$          | Momento torsor   |
| $M_{cr}$          | Momento de fendilhação   |
| $M_{Ed}$          | Momento atuante de cálculo   |
| $M_{Rb}$ $M_{Rc}$ | Momentos resistentes em vigas e pilares, respetivamente  |
| $N_{Ed}$          | Valor de cálculo do esforço normal   |
| $T$               | Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade  |
| $T_1$             | Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa |
| $T_B$             | Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante  |
| $T_C$             | Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante  |
| $T_D$             | Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamentos constante                                       |
| $V$               | Esforço transversal  |
| $V_{Ed}$          | Valor de cálculo de esforço transversal  |
| $V_{Rd}$          | Esforço transversal resistente de cálculo  |
| $V_{total}$       | Força de corte total ao nível do piso em análise   |
| $X_{CR}$ $Y_{CR}$ | Coordenadas do centro de rigidez   |

### ***Letras minúsculas latinas***

|                 |  |
|-----------------|--|
| $a_g$           | 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              |
| $b$             | Largura total da secção transversal  |
| $b_c$           | Dimensão da secção transversal do pilar  |
| $b_w$           | Largura da alma de vigas   |
| $c_{min}$       | Recobrimento mínimo  |
| $c_{nom}$       | Recobrimento nominal   |
| $d$             | Altura útil de uma secção transversal  |
| $d_{bl}$        | Diâmetro de um varão longitudinal  |
| $d_r$           | Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos                                      |
| $d_s$           | Deslocamento real da estrutura   |
| $e$             | Excentricidade   |
| $f_{cd}$        | Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão  |
| $f_{ck}$        | Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade                  |
| $f_{ctm}$       | Valor médio da tensão de rotura à tração simples   |
| $f_{yd}$        | Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado     |
| $f_{yk}$        | Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado |
| $h$             | Altura   |
| $h_{cr}$        | Altura da zona crítica nas paredes   |
| $h_s$           | Altura livre entre pisos   |
| $k_w$           | Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede  |
| $l$             | Comprimento ou vão   |
| $l_0$           | Comprimento de emenda  |
| $l_{b,rqd}$     | Comprimento de amarração de referência   |
| $l_{bd}$        | Comprimento de amarração   |
| $m$             | Massa  |
| $q$             | Coefficiente de comportamento  |
| $s$             | Espaçamento das armaduras transversais   |
| $s_{l,max}$     | Espaçamento máximo entre estribos  |
| $s_{max,slabs}$ | Espaçamento máximo entre varões nas lajes  |
| $s_{t,max}$     | Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos                                     |

### *Letras gregas*

|                          |   |
|--------------------------|---|
| $\alpha$                 | Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal   |
| $\alpha$                 | Coefficiente de homogeneização  |
| $\alpha_1$               | Coefficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado                                      |
| $\alpha_2$               | Coefficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão   |
| $\alpha_3$               | Coefficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais  |
| $\alpha_4$               | Coefficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados   |
| $\alpha_5$               | Coefficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo |
| $\beta$                  | Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro e cálculo horizontal   |
| $\delta_\infty$          | Deformação a longo prazo  |
| $\epsilon_{cu,2}$        | Extensão última do betão não confinado  |
| $\epsilon_{cu,2,c}$      | Extensão última do betão confinado  |
| $\epsilon_{sy,d}$        | Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço  |
| $\gamma_c$               | Peso volúmico do betão  |
| $\gamma_G$               | Coefficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes   |
| $\gamma_Q$               | Coefficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis   |
| $\gamma_s$               | Peso volúmico do aço  |
| $\varphi$                | Coefficiente de fluência  |
| $\lambda$                | Parâmetro adimensional  |
| $\mu_\varphi$            | Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura   |
| $\nu$                    | Esforço normal reduzido   |
| $\emptyset$              | Diâmetro do varão   |
| $\emptyset_{m,min}$      | Diâmetro mínimo de dobragem dos varões  |
| $\rho'$                  | Taxa de armadura de compressão  |
| $\rho_{min}$             | Taxa de armadura mínima   |
| $\sigma_{adm}$           | Tensão admissível no solo   |
| $\omega_v$               | Taxa mecânica da armadura vertical na alma  |
| $\omega_{wd}$            | Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas  |
| $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ | Coefficientes de combinação   |
| $\theta$                 | Ângulo que define a inclinação das escoras de betão   |

## **1. INTRODUÇÃO**

O presente estudo encontra-se enquadrado no Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, especializado na área de estruturas pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa e tem como título *Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso a ferramentas BIM*.

### **1.1 Enquadramento do tema**

Embora por vezes a nossa perceção não o considere, Portugal encontra-se geograficamente colocado numa zona de grande atividade sísmica, por um lado provocada pelo movimento relativo entre as placas Euro-Asiáticas e Africana, e por outro pela própria tectónica do nosso território. Nas zonas em que existe uma atividade sísmica considerável, é geralmente esta ação que condiciona o dimensionamento das estruturas de edifícios em betão armado. Tanto as preocupações como os parâmetros de dimensionamento sísmico têm sofrido uma evolução ao longo da história moderna, onde a comunidade técnica portuguesa sempre teve um papel muito ativo. Essa evolução manifestou-se em Portugal através da introdução do Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS) em 1958, substituído em 1961 pelo Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes (RSEP) que por sua vez foi revogado pelo Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSAEP) em 1983. O RSAEP, a par do Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) são os regulamentos que atualmente se encontram em vigor no país. No entanto, estamos numa fase de transição para os Eurocódigos, as normas europeias que tentam abordar o dimensionamento estrutural através de uma plataforma comum a todos os países membros do Comité Europeu de Normalização (CEN). O Eurocódigo 8 trouxe uma abordagem mais sofisticada, alcançada através dos inúmeros desenvolvimentos tecnológicos-científicos. Em particular refere-se à possibilidade de o dimensionamento ser feito através da “Capacidade Resistente”, metodologia que permite ao projetista controlar o comportamento plástico da estrutura em caso de um evento sísmico.

Os esforços estruturais resultantes da ação sísmica foram obtidos através do programa de cálculo automático Robot Structural Analysis, plataforma recorrente do mercado português e internacional, que possui ferramentas avançadas de Building Design Modelling (BIM). Aqui é introduzido o conceito que é abordado ao longo deste estudo, não tanto para a especificidade do dimensionamento sísmico, mas sim pela importância que esta tecnologia hoje possui na indústria da construção. O BIM é reflexo da era da comunicação que hoje é vivida, aliado a um grande desenvolvimento tecnológico. Transformou a compreensão da indústria ao nível do projeto, possibilitando o estudo da compatibilização entre especialidades de uma forma muito mais prática e fiável. Passando pela otimização do planeamento de obra através da introdução dos métodos construtivos no modelo, à segurança proporcionada pela simulação de atividades

com escala temporal, aos custos de obra ou mesmo através da possibilidade de criar planos de manutenção/custos de utilização. Por todas as vantagens referidas anteriormente as várias plataformas BIM presentes no mercado estão definitivamente a moldar e a guiar os processos da indústria da construção para um nível de otimização e excelência nunca anteriormente alcançados.

### **1.2 Objetivos**

O estudo desenvolvido neste trabalho tem como principal objetivo a conceção de uma estrutura em betão armado resistente a sismos recorrendo às melhores práticas regulamentares. Aliar a planta de arquitetura com o compromisso de uma boa resposta ao sismo, garantindo as exigências de não colapso e de limitação de danos impostas pelo EC8, foram as principais linhas orientadoras.

Pretende-se também que o estudo alcance uma perspetiva abrangente, introduzindo o projeto de estruturas como uma das várias especialidades integrantes de um projeto real. Para tal, o programa de cálculo automático foi escolhido propositadamente (Robot Structural Analysis), por possuir ferramentas avançadas de interoperabilidade BIM. Com o mesmo objetivo foi também utilizado o Revit, que por ser uma plataforma BIM, permite a integração de várias especialidades, apenas tendo sido utilizado o modelo estrutural para o presente estudo.

Tem-se também como objetivo abordar a importância da tecnologia BIM junto do corpo docente do ISEL, já que embora não seja uma novidade, parece um pouco desprezada nos conteúdos lecionados até à data.

### **1.3 Estrutura do trabalho**

O presente trabalho está subdividido em 7 capítulos. O primeiro é apenas introdutório, fazendo o enquadramento do estudo realizado. O segundo capítulo faz uma breve abordagem ao BIM, clarificando a sua filosofia e a forma como os projetos de estruturas são integrados com as outras especialidades no projeto geral.

O terceiro e quarto capítulos fazem a descrição sobre o edifício em estudo, as ações envolvidas e a conceção estrutural adotada. A análise sísmica está descrita no quinto capítulo, com especial referência aos critérios de regularidade geométrica e ao método de cálculo pela capacidade real (*Capacity design*). Após a análise da ação mais condicionante, o dimensionamento das peças estruturais é feito no sexto capítulo finalizando com as conclusões e aspetos mais significativos a reter no sétimo capítulo.

### **1.4 Enquadramento Regulamentar**

Como referido brevemente na introdução, embora em Portugal sejam o DL n.º 349-C/83 – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado e o DL n.º 253/83 - Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes os regulamentos que se encontram em vigor para

o desenvolvimento dos projetos de estruturas, as Normas Europeias (EN) podem também ser utilizadas como documentos de referência. As EN são um conjunto vasto de documentos de normalização que visam estabelecer especificações técnicas para produtos, serviços e processos, abrangendo todos os sectores da economia. Particularmente em relação aos projetos estruturais de engenharia civil, as EN foram apelidadas de Eurocódigos, estando estes subdividido em nove documentos mais os respetivos anexos nacionais. Sendo que a estrutura em estudo será em betão armado, apresentam-se em seguida os documentos aplicados:

- Eurocódigo 0 – NP EN 1990(2009) – Base para projeto de Estruturas (EC0);
- Eurocódigo 1 – NP EN 1991 (2009) – Ações em estruturas(EC1);
- Eurocódigo 2 – NP EN 1992 (2010) – Projeto de estruturas de betão(EC2);
- Eurocódigo 7 – NP EN 1997 (2010) – Projeto geotécnico(EC7);
- Eurocódigo 8 – NP EN 1998 (2010) – Projeto de estruturas para a resistência aos sismos(EC8).



### 2. Building Information Modelling (BIM)

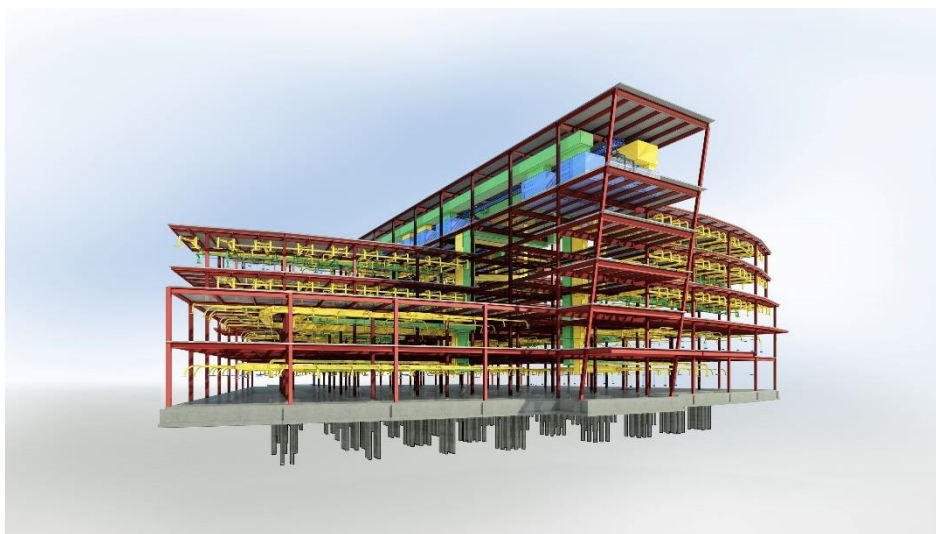
Transversalmente a qualquer indústria, a procura constante na otimização de recursos, desenvolvimento tecnológico, competitividade nos preços, diminuição do impacto ambiental e comunicação com o cliente, são preocupações latentes para garantir a sua permanência saudável no mercado. No caso da indústria da Arquitetura, Engenharia e Construção (Architecture, Engineering and Construction - AEC) uma das respostas mais promissoras às preocupações referidas anteriormente é chamado de Building Information Modelling ou correntemente pelo seu acrónimo BIM.

Segundo a National BIM Standard, norma dos Estados Unidos da América que serve de referência mundial na matéria, a definição de BIM é feita da seguinte forma:

*“Building Information Modeling (BIM) is a digital representation of physical and functional characteristics of a facility. A BIM is a shared knowledge resource for information about a facility forming a reliable basis for decisions during its life-cycle; defined as existing from earliest conception to demolition”.*

Embora existam diversas teorias quanto à sua origem, é assumido de uma forma abrangente que a filosofia do BIM se evidenciou na década de 80 com a criação do Edifício Virtual, um conceito desenvolvido pela Graphisoft através do ARCHICAD, que atualmente é propriedade da Nemetschek SA (de origem alemã). Desde essa data, o BIM sofreu inúmeras alterações, chegando ao patamar atual que embora ainda encontre alguma reticência na sua integração por motivos tecnológicos ou de processo, se está a alastrar de uma forma cada vez mais densificada pela indústria internacional da AEC.

O BIM é então uma plataforma de base digital, que através de um modelo virtual integra todas as especialidades de projeto (Arquitetura, Estruturas, Águas e Esgotos, Eletricidade, AVAC,



*Figura 2-1 Exemplo Modelo BIM - BIM 360 (Autodesk)*

etc.) obtendo no final um objeto geometricamente preciso e integrado, capaz de perceber a interação entre as várias especialidades presentes e por fim produzir as peças desenhadas para a construção.

Ficando apenas pela definição anterior, esta espelha a percepção generalizada do alcance do BIM, que na realidade até foi verdade no passado, mas atualmente fica um pouco à quem das suas capacidades efetivas. Saindo um pouco da esfera das especialidades de projeto para atribuir um pouco de perspectiva, num cenário de construção existem muitas mais entidades envolvidas para além dos arquitetos e projetistas de especialidades, que por si só, geralmente, já são de entidades distintas. Utilizando o exemplo de uma obra com alguma dimensão, os participantes são geralmente o dono de obra, o projetista, a fiscalização, gestores da obra, empreiteiro geral, subempreiteiros e as organizações civis (i.e., Agências governamentais, fornecedores de serviços, etc.). É por esta participação tão extensa que o BIM sofre alguma resistência na sua fase inicial de integração. O BIM veio revolucionar o paradigma da comunicação entre os vários intervenientes da obra, atribuindo integração e velocidade no processo pois todos trabalham numa plataforma comum. Esta tecnologia é muito útil para a Direção de Obra pois consegue agrupar as especialidades, reagir às mudanças de projeto, atribuir responsabilidades e planear de uma forma muito eficaz.

Mais recentemente começaram a ser utilizados os modelos BIM 4D e 5D, que, para além das dimensões, adicionam ao modelo o fator temporal através do planeamento e os custos de obra, respetivamente. Geralmente estes elementos são adicionados através de add-ins ou extensões dos programas BIM de base.

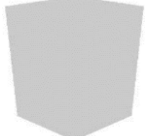
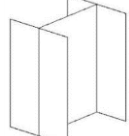


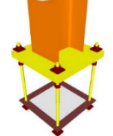
Apenas como nota informativa, o conceito de BIM é amplamente utilizado para além da indústria da AEC, como por exemplo nos sectores tecnológicos e de gestão de instalações.

### 2.1 Modelação paramétrica

Em oposição ao projeto tradicional em que os elementos integrantes são representados através de informação vetorial (2D ou 3D), utilizando programas de Computer Assisted Design (CAD), os modelos BIM são integrados por elementos parametrizáveis, não só geometricamente como relativamente às suas propriedades físicas, custos e integração na escala temporal. Esta parametrização é completamente disruptiva relativamente ao projeto tradicional pois estes para além de serem totalmente editáveis, estabelecem relações de compatibilização com os elementos adjacentes.

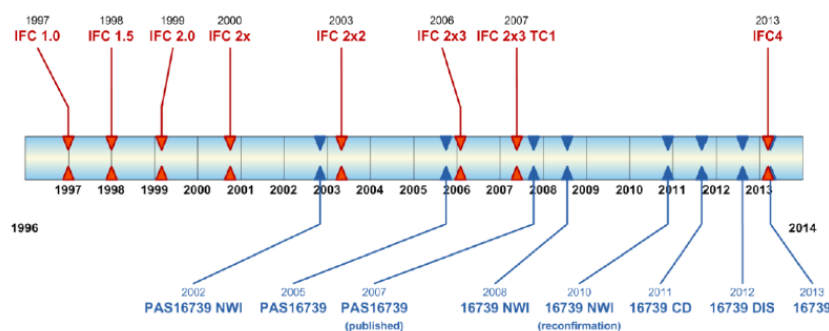
Segundo o Level of Development Specification (LOD) de 2016, documento popularizado pelo BIMForum, um núcleo de apoio à especialidade organizado pela The Associated General Contractors of America (AGCA), os níveis de detalhe atribuídos aos elementos parametrizáveis são divididos em 5 classes.

*Tabela 2-1 - Nível de detalhe dos elementos BIM – Pilares de Aço (Adaptação do LOD Standard)*

| LOD | Características do modelo   | Representação  |
|-----|---|--|
| 100 | Não é identificado nem por tipo nem por material;                                 |  |
| 200 | Geometria aproximada;   |  |
| 300 | Geometria exata;<br>Material atribuído;<br>Posição e orientação horizontal exata; |  |
| 350 | Posição vertical exata;<br>Chapa de ancoragem e parafusos na posição exata;       |  |
| 400 | Soldas, anilhas, porcas e todos os elementos de montagem.                         |  |

## 2.2 Interoperabilidade

Como referido anteriormente, o BIM trouxe muitas alterações aos métodos de comunicação convencionais, onde, a coordenação, colaboração, rapidez e eficiência são fatores que não podem ser dispensados. É entendido como interoperabilidade a capacidade de trocar informação entre os vários sistemas e intervenientes através das plataformas BIM. Por existirem várias plataformas no mercado desenvolvidas por empresas distintas, surgiu a necessidade de uniformizar os ficheiros produzidos pelos softwares garantindo assim a interoperabilidade entre os vários intervenientes. Embora tenham sido feitos esforços por várias entidades no sentido de uniformizar os ficheiros BIM, o modelo mais bem-sucedido e generalizado para todas as especialidades é o Industry Foundation Classes (IFC), um tipo de ficheiro em desenvolvimento desde 1997 pela *buildingSMART International*, cujo o seu desenvolvimento cronológico pode ser observado na Figura 2-2.



**Figura 2-2 Desenvolvimento histórico do IFC (Fonte: *buildingSMART* 2014)**

A *buildingSMART International* é uma organização privada criada pela Autodesk, aliando na sua génese doze empresas do sector do desenvolvimento tecnológico da indústria da AEC para a promoção da interoperabilidade. O resultado é então o IFC, um formato aberto que sofreu várias atualizações ao longo da história, atualmente no estágio IFC4 Add2, a segunda adenda feita ao IFC4 aceite como standard da ISO 16739.

Em desenvolvimento está o formato IFC5, que permitirá a partilha de forma aberta de ficheiros que contemplem a 4ª e 5ª dimensão dos ficheiros BIM, o tempo e custos respetivamente.

## 2.3 Plataformas e ferramentas BIM

Como referido anteriormente existem várias plataformas BIM no mercado com origem em pontos completamente distintos do globo. Na Tabela 2-2 podem ser observados vários exemplos de plataformas BIM e respetivas ferramentas estruturais de cálculo automático que com elas colaboram diretamente. Mais uma vez reitera-se que a aplicação da filosofia BIM não passa só pela utilização dos softwares, mas também pela nova metodologia de trabalho que ela transporta.

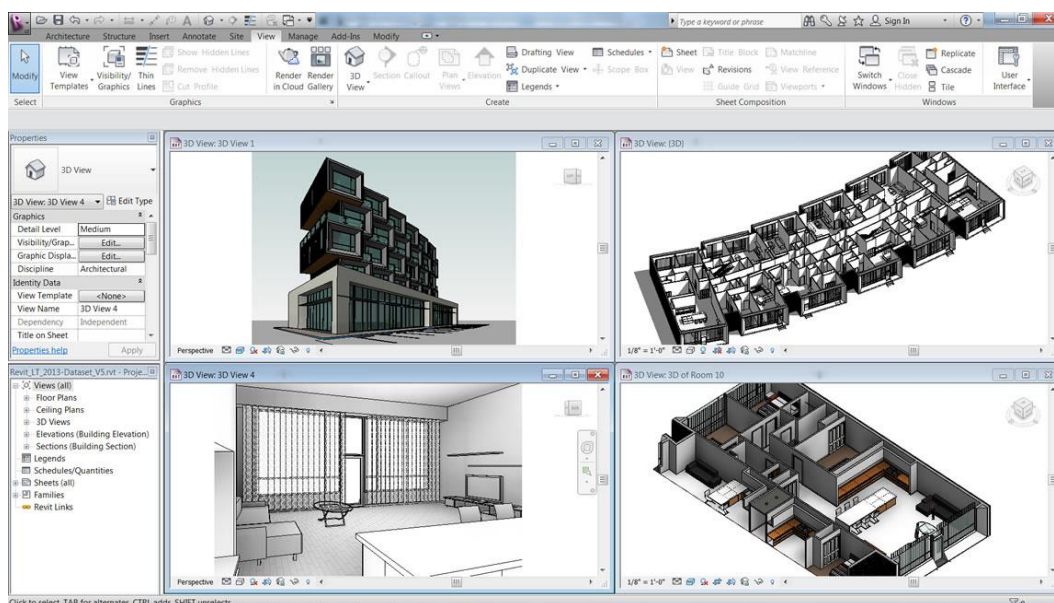
*Tabela 2-2 Exemplos de plataformas BIM*

| <b>Plataforma BIM</b>                       | <b>Ferramenta BIM de Análise Estrutural</b> | <b>Empresa</b>             |
|---|---|----------------------------|
| Revit                                       | Robot Structural Analysis                   | Autodesk                   |
| Archicad                                    | N/A   | Graphisoft                 |
| Bentley                                     | STAAD.pro<br>Bentley RAM Structural System  | Bentley Systems            |
| Allplan Architecture<br>Allplan Engineering | Scia Engineer                               | Nemetshek                  |
| N/A   | SAP2000                                     | Computers&Structures, Inc. |
| TEKLA Structures                            | N/A   | Tekla Corporation          |

Nos dois pontos seguintes irão ser abordados sumariamente as plataformas BIM utilizadas para a realização do presente estudo.

### 2.3.1 Revit

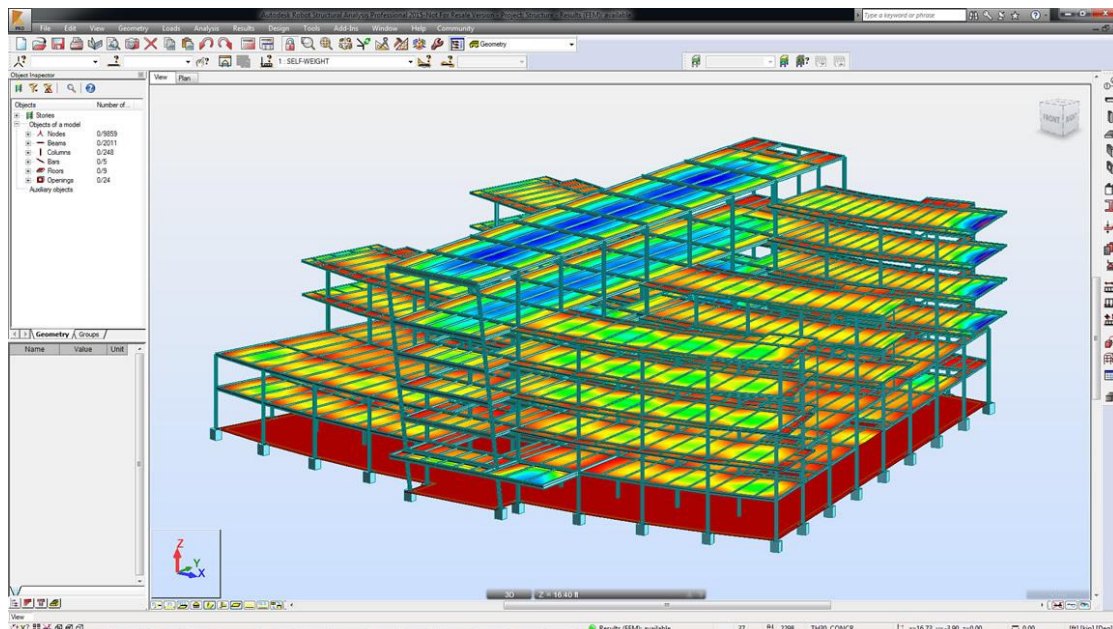
O Revit é a plataforma BIM da Autodesk que incorpora as várias especialidades de projeto. Esta está dividida pelas especialidades de arquitetura, estruturas e serviços que contemplam as instalações mecânicas, elétricas e hidráulicas. Tal como em qualquer plataforma BIM, todos os elementos modelados são paramétricos, estando divididos em “famílias” que podem ser desenvolvidos pelo utilizador ou encontrados nas várias bibliotecas online existentes (i.e. [bimobject.com](http://bimobject.com), [revitcity.com](http://revitcity.com), etc.). Como boa prática deve-se utilizar “*grellhas*” horizontais que definam os alinhamentos principais e todos os elementos estão associados a “*pisos*” contemplando o posicionamento vertical dos mesmos. O Revit possui ferramentas de desenho muito potentes, possibilitando a criação de cortes e plantas de uma forma muito célere e um ambiente de trabalho com múltiplos ecrãs.



**Figura 2-3 - Layout do Revit (Fonte: Autodesk)**

### 2.3.2 Robot Structural Analysis

O Robot Structural Analysis, doravante designado apenas por Robot, é o software de cálculo automático da Autodesk, que possui ferramentas avançadas de integração BIM. É um software robusto, de uso corrente no mercado nacional e internacional, que permite serem feitas análises estáticas, lineares, não lineares e dinâmicas. Possui também módulos avançados de dimensionamento de estruturas de betão armado, metálicas e de madeira com a capacidade de integrar e considerar os vários documentos normativos de cada país. Possui também uma biblioteca integrada de secções e materiais correntes. O Robot também possibilita a criação de aplicações através de linguagem computacionais como C++ ou Visual Basic, com o intuito de automatizar tarefas tais como a criação de relatórios, integração de outros programas (i.e. Excel) ou interpretação de resultados.



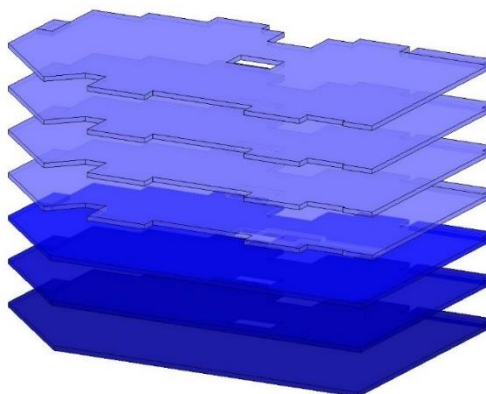
*Figura 2-4 Layout do Robot (Fonte: Autodesk)*

### **3. PROJETO DE ESTRUTURAS DE UM EDIFÍCIO EM BETÃO ARMADO**

#### **3.1 Caracterização do edifício**



*Figura 3-2 -Modelo 3D do edifício*

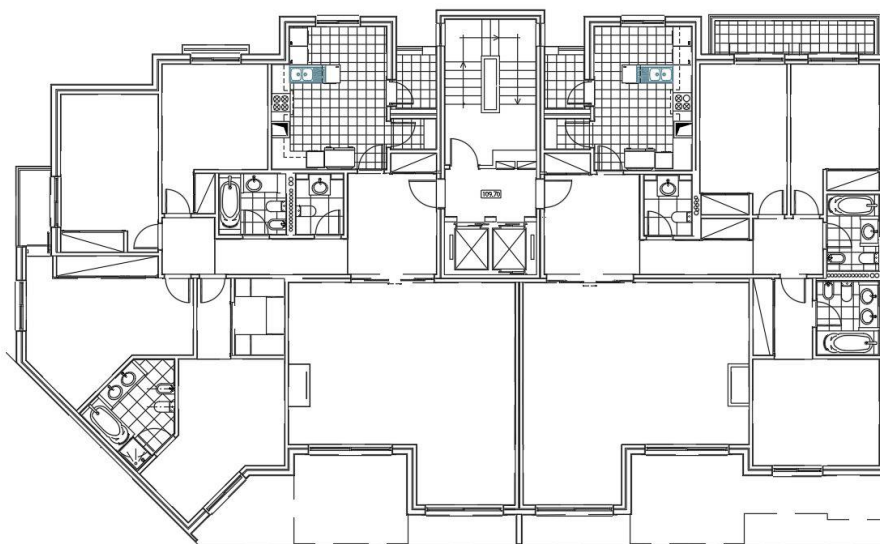


*Figura 3-1 - Recuo sucessivo das áreas dos pisos*

O projeto de arquitetura utilizado para o presente trabalho descreve um dos edifícios (Bloco C) do condomínio habitacional localizado no cruzamento da Rua Joaquim Ereira com a Rua Franklin Lamas, em Cascais, Portugal. O edifício apresenta 7 pisos acima do solo, sendo o rés do chão utilizado como estacionamento automóvel/espços verdes, e os restantes como fogos habitacionais. Entre os Pisos 1 e 6, existem dois apartamentos por piso, e uma única penthouse no Piso 7. O pé direito é de 2.85m para o rés-do-chão e 2,80m nos restantes pisos. Em planta o edifício apresenta uma geometria recortada, com aproximadamente 460 m<sup>2</sup> no Piso 1, recuando a sua área sucessivamente com o aumento da altura, chegando aos 382 m<sup>2</sup> no Piso 7.

Os acessos verticais estão localizados em planta sensivelmente ao centro e lado nascente, com o núcleo do elevador e o vão de escadas respetivamente. Todos os pisos dispõem de varandas, incluindo um terraço na penthouse do piso 7.

É importante referir que as empenas Norte e Sul deste edifício são cegas devido à existência de outras estruturas adjacentes integrantes do mesmo projeto habitacional. No entanto, a existência dessas outras estruturas foi desprezada no âmbito deste trabalho.



*Figura 3-3 - Exemplo de planta: Piso 3*

## 3.2 Materiais

A escolha dos materiais para o presente projeto foi feita em função das disponibilidades correntes do mercado português e dos requisitos gerais sobre os mesmos que podem ser encontrados na Secção 4 do ECO.

### 3.2.1 Betão

Dada a localização/estrutura do edifício não exigir nenhum cuidado particular que obrigasse á utilização de um betão de comportamento específico, optou-se por uma solução corrente escolhida com base nos critérios da Norma NP EN 206-1. Visto que vai ser feita uma análise sísmica para uma estrutura de Classe de Ductilidade Média(CDM), a única limitação apresentada no EC8 é a obrigatoriedade da utilização de betão com uma classe de resistência superior a C12/15 em elementos estruturais principais. Dada a natureza deste trabalho ser académica, foram também assumidos alguns aspetos como a inexistência de químicos agressivos no solo ou a utilização de bombagem para betonagem de elementos estruturais, que influenciam a escolha adequada do betão. Numa situação real, estes pressupostos devem ser verificados aquando início da construção para garantir que os pressupostos feitos em projeto se verificam em obra. A classificação e características do betão utilizado estão presentes na Tabela 3-1.

*Tabela 3-1 Características do betão utilizado*

| <b>C30/37·XC1·CI0.4·D<sub>max</sub>22·S3</b> |                                  |
|--|----------------------------------|
| $f_{ck} = 30,0 \text{ Mpa}$                  | $E_{cm} = 33,0 \text{ Gpa}$      |
| $f_{cd} = 20,0 \text{ Mpa}$                  | $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$ |
| $f_{ctm} = 2,9 \text{ Mpa}$                  | --                               |

### **3.2.2 Aço**

A escolha do aço foi feita através do compromisso entre um bom comportamento em regime plástico e uma capacidade resistente adequada para a solução estrutural adotada, estando as suas características apresentadas na Tabela 3-2. É de notar também que o EC8 limita a utilização do aço nas zonas críticas dos elementos primários, às classes B ou C indicadas no Quadro C.1 do EC2.

*Tabela 3-2 Características do aço adotado*

| <b>Aço A500 NR SD</b>          |
|--------------------------------|
| $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$     |
| $f_{yd} = 434 \text{ Mpa}$     |
| $E_s = 200 \text{ Gpa}$        |
| $\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$ |

### **3.3 Ações**

Recorrendo ao EC1 para a utilização dos seus valores normativos, e ao EC8 para a ação sísmica, as ações foram determinadas de forma a representarem as solicitações reais da estrutura. Algumas simplificações foram tidas em conta, como por exemplo a distribuição homogénea das cargas provocadas pelas paredes sobre as lajes de piso. Após a quantificação das ações, os seus valores são obviamente modificados consoante a situação de projeto em estudo (com as diferentes combinações de ações). Para o dimensionamento estrutural, as ações são divididas consoante a sua variação no tempo da seguinte forma: Ações Permanentes, Ações Variáveis e Ações Acidentais (Ver 3.2 e 4.1.1 do EC0).

#### **3.3.1 Ações Permanentes**

As ações permanentes são aquelas que são provocadas pelo peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, incluindo os revestimentos, paredes, cobertura etc. As soluções construtivas adotadas alteram os valores das ações. Não havendo informação disponível na base deste projeto, quanto às soluções construtivas adotadas, foram assumidos valores de revestimentos, paredes e cobertura partindo do princípio que serão os valores correntes para um edifício deste tipo. Dentro das ações permanentes, usualmente faz-se a distinção entre as ações provocadas pelo peso dos elementos estruturais e não estruturais, às quais se dá o nome de Restantes Cargas Permanentes (RCP). Apresenta-se de seguida um quadro com a descrição de cada uma das ações permanentes consideradas.

*Tabela 3-3 – Quantificação das ações permanentes*

| <b>Ações Permanentes</b>               | <b>Carga</b>           |
|--|------------------------|
| Peso Próprio dos elementos estruturais | 25,0 kN/m <sup>3</sup> |
| Revestimentos (RCP)                    | 1,5 kN/m <sup>2</sup>  |
| Parede interiores (RCP)                | 3,0 kN/m <sup>2</sup>  |
| Parede de alvenaria de 35 cm (RCP)     | 5,7 kN/m               |
| Cobertura (RCP)                        | 1,5 kN/m <sup>2</sup>  |

### **3.3.1.1 Revestimento dos pisos (Incluindo vãos de escadas)**

Considerou-se para a ação em estudo o valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, como sendo um valor adequado para as soluções correntes do mercado.

### **3.3.1.2 Paredes Exteriores**

As paredes exteriores do edifício em estudo têm uma espessura de 35 cm e foram consideradas com uma solução de dois panos de alvenaria e tijolo cerâmico. As paredes exteriores foram aplicadas como cargas lineares ao longo das vigas de bordadura com um valor de 5,7 kN/m.

### **3.3.1.3 Paredes Interiores**

Como referido no ponto 3.3.1, as ações provocadas pelo peso próprio das paredes interiores foi distribuído homogeneamente pelas lajes dos pisos. Foi calculado manualmente o peso próprio de todas as paredes que distribuído pela laje originou a um valor de 3.0 kN/m<sup>2</sup>. Esta ação não foi aplicada nas lajes das varandas.

### **3.3.1.4 Cobertura**

Tal como para o revestimento dos pisos, adotou-se para a cobertura uma solução corrente de mercado, chegando-se ao valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

## **3.3.2 Ações Variáveis**

As ações variáveis estão associadas ao tipo de exploração que a estrutura terá quando em utilização. Estas ao contrário das permanentes, apresentam um carácter variável o que significa que não têm necessariamente que ocorrer em todo o tempo de vida útil da estrutura. Nesta classe de ações estão inseridas as sobrecargas de pavimentos e cobertura, neve e vento. Dada a localização do edifício e de se tratar de uma solução estrutural em betão armado, não foram consideradas as ações da neve e do vento por não serem certamente as mais condicionantes.

### **3.3.2.1 Sobrecarga**

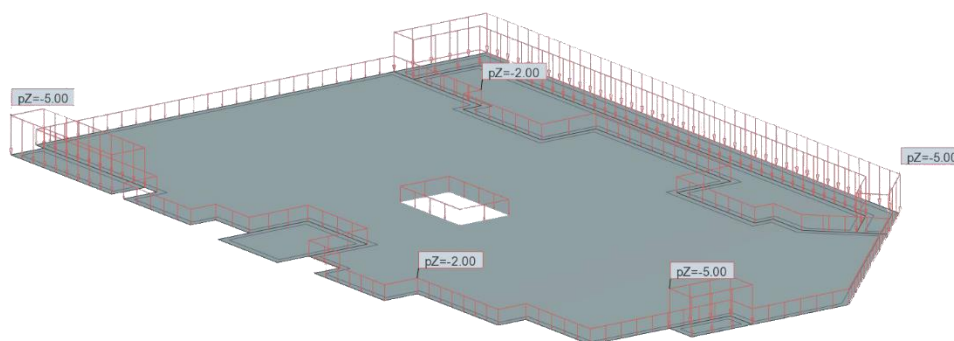
Os valores característicos das sobrecargas são atribuídos consoante as categorias de utilização do edifício. No caso do presente projeto, trata-se dum edifício habitacional com uma cobertura não acessível. Recorrendo ao Quadros 6.2 e Quadro 6.9 do EC1, retira-se a *Categoria A* para os

pisos do edifício e *Categoria H* para a cobertura. Na Tabela 3-4 apresentam-se os valores característicos das sobrecargas para o dimensionamento estrutural.

*Tabela 3-4 - Sobrecargas e respetivos valores*

|                         | <b>Categoria</b> | <b>Valor</b>          |
|-------------------------|------------------|-----------------------|
| Pisos                   | A                | 2,0 kN/m <sup>2</sup> |
| Escadas                 | A                | 3,0 kN/m <sup>2</sup> |
| Varandas                | A                | 5,0 kN/m <sup>2</sup> |
| Cobertura não acessível | H                | 0,4 kN/m <sup>2</sup> |

Importa também referir que o Anexo Nacional NA Português do EC1, apresenta uma correção ao valor das sobrecargas na varanda relativamente ao documento principal. Segundo o Anexo Nacional NA Português, nas varandas devem ser aplicadas sobrecargas iguais às dos pisos adjacentes, à exceção de uma faixa de 1m de largura ao longo do bordo da varanda, com um valor mínimo de 5kN/m<sup>2</sup>.



*Figura 3-4 - Exemplo das sobrecargas aplicadas ao nível dos pisos*

### 3.3.2.2 Ação Sísmica

Um edifício dimensionado para uma região sísmica deve obedecer aos requisitos de desempenhos fundamentais que estão descritos no ponto 2.1 do EC8:

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

O requisito de não colapso está associado a um evento sísmico severo, tendo como objetivo garantir que a estrutura resista à ação sísmica de cálculo sem a criação de roturas globais ou locais, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual. Essa ação sísmica de cálculo é caracterizada através da consideração de dois aspetos. O primeiro é a utilização de uma ação sísmica de referência com uma probabilidade de excedência de referência,  $P_{NCR}$ , de 10% em 50 anos, ou a um período de retorno de referência,  $T_{NCR}$ , de 475

anos. O segundo tem em conta a diferenciação da fiabilidade da estrutura, com a utilização de um coeficiente de importância  $\gamma_I$  que vai ser explicado mais à frente neste capítulo.

Quanto ao requisito de limitação de danos, está associado a um evento sísmico de menor intensidade e maior probabilidade de ocorrência, de que não decorram nem danos estruturais nem limitações de utilização com custos elevados. Esta ação tem uma probabilidade de excedência,  $P_{DLR}$ , de 10% em 10 anos e um período de retorno,  $T_{DLR}$ , de 95 anos.

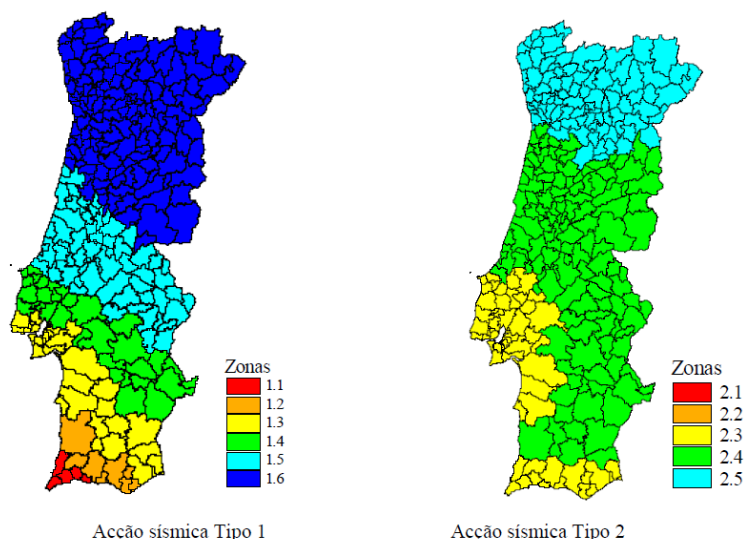
Relativamente à ação sísmica de referência, para efetuar a sua caracterização são considerados os seguintes fatores:

- Tipos de Ação Sísmica

No Anexo Nacional NA Português do EC8 são considerados dois tipos de ação sísmica (1 e 2), que representam os cenários sísmicos mais prováveis a ocorrer no território nacional Português. A Ação Sísmica do tipo, 1 desenrola-se num cenário em que o epicentro do sismo se encontra na Região Atlântica, caracterizando os sismos denominados como “afastados”. Por oposição, a Ação Sísmica do Tipo 2 representa o cenário em que o epicentro do sismo se encontra em território Nacional Português (Portugal Continental ou Arquipélago dos Açores), sendo estes denominados como sismos “próximos”. Para o dimensionamento estrutural considerando a ação sísmica, ambos os tipos de sismos têm de ser considerados.

- Zonamento

Para os fins contemplados no EC8, o território nacional é dividido em zonas sísmicas consoante a sua posição geográfica e o tipo de sismo considerado. A sismicidade de cada zona é definida apenas pelo valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A,  $a_{gR}$ .



*Figura 3-5 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental*

## CAPÍTULO 3 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE UM EDIFÍCIO EM BETÃO ARMADO

Por simplificação, assume-se que o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A ( $a_{gR}$ ), é constante dentro de cada zona sísmica.

Sabendo que o edifício em estudo se encontra em Cascais, retiramos do Quadro NA.I. do EC8 os valores da aceleração de referência na base ( $a_{gR}$ ), que se encontram sumarizados na Tabela 3-5.

*Tabela 3-5 Caracterização do zonamento sísmico*

|                 | <b>Ação Sísmica Tipo1</b> | <b>Ação Sísmica Tipo2</b> |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|
| Zona Sísmica    | 1.3                       | 2.3                       |
| $a_{gR}[m/s^2]$ | 1.5                       | 1.7                       |

- Classe de importância

Consoante a gravidade das consequências em caso de colapso (em termos de segurança pública e impactos socioeconómicos) o EC8 define quatro classes de importância caracterizados por coeficientes de importância distintos,  $\gamma_I$ . Como já referido anteriormente, a estrutura a projetar tem como destino um edifício habitacional. Na Tabela 3-6 apresenta-se um excerto do Quadro 4.3 do EC8, onde se pode encontrar as aplicações associadas à classe de importância da estrutura em estudo.

*Tabela 3-6 Caracterização da classe de importância*

| <b>Classe de importância</b> | <b>Edifícios</b>  |
|------------------------------|---|
| II                           | Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias. |

Sendo a estrutura a projetar pertencente à classe de importância II, os valores dos coeficientes de importância,  $\gamma_I$ , para as duas Ações Sísmicas são unitários (Ver Quadro NA. II do EC8).

O coeficiente de importância permite obter a aceleração à superfície de um terreno do tipo A, dada pela seguinte fórmula:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.1)$$

- Tipo de Terreno

Segundo o EC8 são definidos sete tipos de solo descritos através do seu perfil estratigráfico e pelos seguintes os parâmetros: valor da velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ , valor do número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica,  $N_{SPT}$ , resistência ao corte não drenada do solo,  $c_u$ . Não havendo informação de um eventual estudo geotécnico das camadas de fundação da estrutura em estudo, assumiu-se aleatoriamente que o terreno existente seria do

Tipo C (Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo ou de uma argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros).

• Espectro de Resposta Elástica Horizontal

A ação sísmica é caracterizada por espectros de resposta elásticos de aceleração que simulam a componente horizontal do movimento do solo através do seu efeito sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade.

Dentro de outras variáveis, os espectros de resposta são função do tipo do solo. Tendo visto no ponto anterior que o solo em estudo é do Tipo C, recorre-se aos quadros NA3.2 e NA3.3 do EC8 para obtenção das seguintes variáveis que definem os espectros de resposta (Cada ação sísmica possui o seu espectro de resposta distinto).

*Tabela 3-7 - Variáveis do espectro de resposta*

| Terreno Tipo C | S    | S <sub>máx</sub> | T <sub>B</sub> [s] | T <sub>C</sub> [s] | T <sub>D</sub> [s] |
|----------------|------|------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Ação Sísmica 1 | 1.50 | 1.60             | 0.10               | 0.60               | 2.00               |
| Ação Sísmica 2 | 1.46 | 1.60             | 0.10               | 0.25               | 1.20               |

O espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelo EC8 segundo as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

Sendo:

- $S_e(T)$  é o Espectro de resposta elástico;
- $T$  é o Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $a_g$  é o Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- $T_B$  é o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  é o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  é o coeficiente do solo;
- $\eta$  é o coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Para a definição da ação sísmica ficar terminada através do espectro de resposta, falta a introdução de uma última variável, o coeficiente de comportamento  $q$ , que representa a dissipação da energia devido essencialmente à ductilidade e ao comportamento plástico dos materiais. Esta alteração será abordada mais à frente no ponto 5:2.

#### 3.3.3 Ações Acidentais

Por fim existem as ações acidentais, que representam eventos excepcionais como um incêndio ou o impacto de um veículo. Este tipo de ações não foi considerado no presente estudo.

#### 3.4 Combinações de ações

As ações actantes na estrutura são combinadas de forma a representarem cada uma das situações de projeto apresentadas no ponto 1.5.2.2 do EC0. Estas combinações espelham o comportamento da estrutura em vários cenários de exposição, tais como a situação de projeto persistente, transitória, acidental e sísmica.

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.6)$$

ELU – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.7)$$

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.8)$$

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.9)$$

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.10)$$

Em que:

- “+” significa “a combinar com”;
- $\sum$  significa “o efeito combinado de”;
- $E_d$  é o valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;
- $G_k$  é o valor característico de uma ação permanente;
- $Q_{k,i}$  é o valor característico de uma ação variável;
- $Q_{k1}$  é o valor característico de uma ação variável base;
- $\gamma_G$  é o coeficiente parcial para as ações permanentes;
- $\gamma_Q$  é o coeficiente parcial para as ações variáveis;
- $\psi_0$  é o coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- $\psi_1$  é o coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis;
- $\psi_2$  é o coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;
- $A_{Ed}$  é o valor de cálculo para a ação sísmica.

Os valores dos coeficientes  $\psi$  para edifícios foram retirados do Quadro A1.1 do EC0 e são os seguintes:

*Tabela 3-8 - Coeficiente  $\psi$  para edifícios*

| <b>Categorias</b>            | $\psi_0$ | $\psi_1$ | $\psi_2$ |
|------------------------------|----------|----------|----------|
| Categ. A: Zonas de Habitação | 0.7      | 0.5      | 0.3      |
| Categ. H: Coberturas         | 0.0      | 0.0      | 0.0      |

Os coeficientes parciais foram retirados do quadro A.1.2(A) do EC0 e são os seguintes.

*Tabela 3-9 - Coeficientes parciais*

| $\gamma_G$ | $\gamma_Q$ |
|------------|------------|
| 1,35       | 1,5        |

Na “Combinação para a situação de projeto sísmica”, a componente da ação sísmica ( $A_{Ed}$ ) representa o comportamento bidirecional do sismo, acrescido de um momento torsor acidental criado pela incerteza da localização das massas e na variação do movimento sísmico (Ver 4.3.2 do EC8).

Por se considerar a amplitude total dos sismos em ambas as direções uma situação demasiado gravosa, o EC8 apresenta uma metodologia que mitiga esta situação. A ação sísmica numa dada direção consiste na consideração do efeito da totalidade da ação a atuar nessa direção e de 30% do efeito da ação da direção perpendicular.

No programa de cálculo automático (Robot Structural Analysis) para efeitos de dimensionamento, foi utilizada a regra do SRSS (Square Root of the Sums of the Squares) que

### **CAPÍTULO 3 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE UM EDIFÍCIO EM BETÃO ARMADO**

consiste em obter a resposta, considerando a contribuição do sismo através da ponderação quadrática das duas direções horizontais.

Assim sendo, a contribuição do sismo em cada uma das direções em vez de ser feita de forma individualizada, é feita através da consideração de uma resultante dada pela raiz da soma dos quadrados de cada uma das direções (direção Z desprezada).



## 4. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

### 4.1 Solução Estrutural

A concepção estrutural de um edifício é muito importante no desempenho sísmico real, tanto ao nível da resistência como do impacto económico.

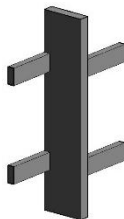
Independentemente do material escolhido para a solução estrutural, como o aço, o betão armado (o presente caso), a madeira, etc., os princípios de concepção orientadores são transversais a todos eles.

Estes princípios de concepção estão indicados no ponto 4.2.1 do EC8, devendo ser respeitados de forma mais fiel possível.

- Simplicidade estrutural: pela sua natureza, origina uma transmissão de esforços clara e direta pelos elementos resistentes, permitindo a previsão de um bom comportamento sísmico.
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura: esta uniformidade é obtida através da distribuição dos elementos estruturais da forma o mais simétrica possível. Não só em planta, como em altura, impedindo a criação de zonas sensíveis com grandes exigências de ductilidade. A redundância refere-se à hiperestaticidade da estrutura, sendo que quanto maior for o seu grau, maior será o número de ligações a plastificar e menor será a probabilidade de colapso.
- Resistência e rigidez nas duas direções: O sismo por ser um fenómeno bidirecional (tridimensional na realidade, mas as ações segundo o eixo vertical são frequentemente desprezadas para este tipo de estruturas), impõe que ambas as direções careçam de uma capacidade resistente adequada.
- Resistência e rigidez à torção: através da uniformidade referida anteriormente, a aproximação do centro de rigidez do centro de massa permite a diminuição da excentricidade e conseqüente redução do momento torsor. Este fenómeno de torção tem a particularidade de solicitar de forma não uniforme os vários elementos resistentes, devendo a resistência dos elementos periféricos ser privilegiada.
- Comportamento de diafragma ao nível dos pisos: é a laje dos pisos que faz a distribuição dos esforços sísmicos pelos vários elementos estruturais verticais, sendo a sua participação particularmente importante nos casos em que a planta tem uma forma complexa e os alinhamentos estruturais sejam pouco uniformes.
- Fundação adequada: A transmissão dos esforços causados pelo sismo tem origem na base do edifício, sendo que as fundações têm particular importância na uniformização dessa transmissão pela estrutura.

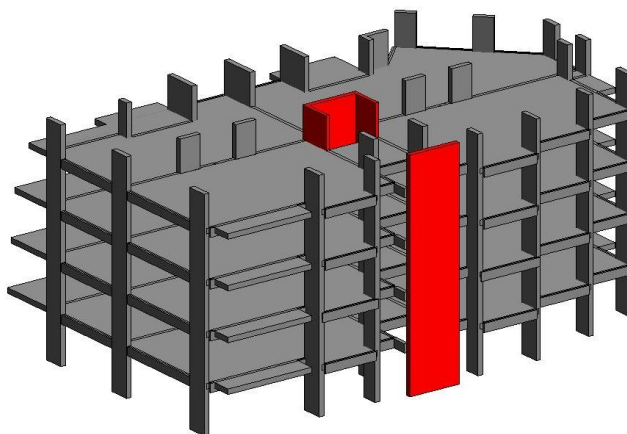
Dadas as especificidades do projeto de arquitetura do edifício em estudo, em particular da sua disposição em planta, não foi possível garantir a tão desejada simetria estrutural. Na tentativa de compensar este efeito privilegiou-se a utilização de paredes estruturais, em particular na periferia exterior do edifício para mitigar eventuais efeitos de torção.

Sendo que o edifício apresenta em planta uma forma muito recortada, as paredes periféricas apresentam-se como uma boa solução para apoiar as vigas de bordadura com alinhamentos diferentes. Embora por vezes isto leve ao sobredimensionamento das paredes, evita-se a criação de vigas curtas entre pilares, para além de se obter um processo construtivo mais simplificado.



*Figura 4-1 Ligação Parede Viga*

Como pode ser visto em mais detalhe na figura 4.2 evidenciado a vermelho, o poço do elevador compõe o núcleo central do edifício, com três paredes estruturais acopladas, e em oposição uma parede de grandes dimensões que servirá de apoio às escadas.



*Figura 4-2 Núcleo do Elevador*

O edifício não apresenta nenhum piso enterrado, tendo sido consideradas as fundações ao nível do Piso 0. A solução passa por um conjunto de sapatas isoladas/agrupadas ligadas entre si por vigas de fundação, encarregues de absorver parte dos momentos fletores na base dos elementos resistentes verticais.

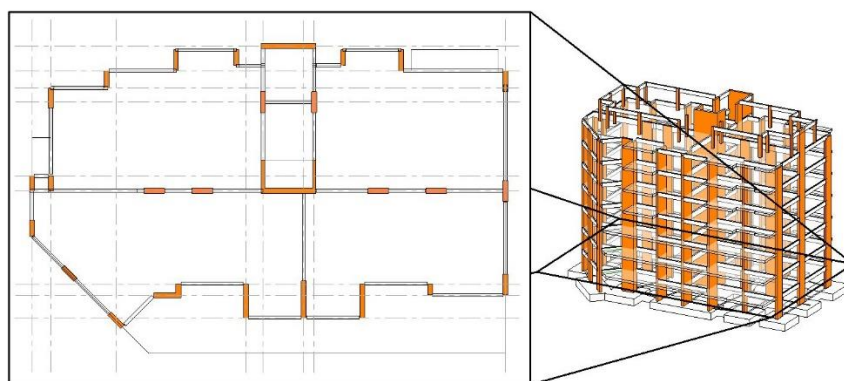
## 4.2 Caracterização estrutural do edifício

Em planta o edifício tem grosseiramente 28m por 19m, sendo que a área dos pisos não é constante, diminuindo da base para o topo, podendo encontrar-se os valores detalhados na tabela 4.1.

*Tabela 4-1 Área bruta dos pisos*

| Piso       | Área               |
|------------|--------------------|
| Piso1      | 459 m <sup>2</sup> |
| Piso 2     | 453 m <sup>2</sup> |
| Piso 3     | 446 m <sup>2</sup> |
| Piso 4 a 7 | 382 m <sup>2</sup> |

Tanto nos pavimentos como na cobertura optou-se pela utilização de lajes maciças vigadas. Todas as lajes possuem vigas periféricas à exceção das varandas, em situação de consola. As vigas são compostas por secções de 25cm de largura e 50/70cm de altura, vencendo um vão médio de quatro metros. Os elementos resistentes verticais são na sua grande maioria compostos por paredes resistentes. Na tentativa de proteger a concepção arquitetónica introduziram-se as paredes resistentes nos alinhamentos das alvenarias interiores. Houve também o cuidado de distribuir os elementos resistentes pela periferia do edifício, na tentativa de contrariar os esforços de torção criados em torno do núcleo do elevador. Os elementos verticais resistentes variam entre os 30cm e os 35cm de largura e 75cm a 335cm de comprimento, num total de trinta unidades.



*Figura 4-3 Exemplo - Planta Piso 1*

Relativamente às fundações, foram inicialmente idealizadas como sapatas isoladas. No entanto, dada à necessidade de respeitar a capacidade resistente do solo foi necessário aumentar a área das mesmas, tendo se transformado nalgumas situações em sapatas agrupadas numa tentativa de simplificar o processo construtivo. Estas encontram-se

interligadas nas duas direções horizontas por vigas de fundação, com uma secção de 30cm por 90cm, partilhando a mesma altura das sapatas.

### **4.3 Pré-dimensionamento**

No pré-dimensionamento dos elementos estruturais foram utilizadas várias técnicas numéricas, aliadas à implantação os elementos através da disponibilidade espacial criada pela arquitetura.

#### **4.3.1 Lajes**

Relativamente às lajes, o pré-dimensionamento foi feito através da seguinte expressão: (NP EN 1992):

$$d \geq \frac{L}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (4.1)$$

Onde:

- d é a espessura da laje;
- L represente o menor vão;
- K é uma constante do quadro 7.4N do EC2;
- $f_{yk}$  é a tensão característica de cedência à tração do aço.

O vão L foi retirado através da medição de um vão médio devido à irregularidade em planta do edifício.

O sistema estrutural do vão condicionante é encastrado-apoiado e foi considerado o betão como levemente solicitado ( $\rho=0,5\%$ ), assim pelo quadro 7.4N do EC2 conclui-se que  $K=26$ .

Assim sendo tem-se:

$$d \geq \frac{7,3}{26 \times \frac{500}{500}} = 0,28 \text{ m} \quad (4.2)$$

Admitiram-se então as lajes com uma espessura de 30 cm, adicionando o recobrimento e obtendo um valor de fácil aplicação.

### 4.3.2 Vigas

Para o cálculo da altura das vigas utilizou-se a seguinte regra:

$$h \geq \frac{L}{10} \quad (4.3)$$

Onde:

- h representa a altura das vigas;
- L representa o vão.

A razão pela qual se optou pela equação 4.3, deveu-se à forma bastante irregular da estrutura em planta. Utilizaram-se os maiores vãos (distância livre entre os apoios) e por simplificação construtiva generalizaram-se os elementos da seguinte forma:

- Na periferia adotaram-se vigas com uma secção de 25 cm de largura por 50 cm de altura.
- Nos alinhamentos centrais adotaram-se vigas com uma secção 25cm de largura por 70 cm de altura. Relativamente ao alinhamento H10 (Peça desenhada A1-00), numa fase posterior ao pré-dimensionamento, foi necessário a introdução de novas paredes estruturais (P23 e P27), diminuindo de forma considerável o vão ponderado inicialmente.

### 4.3.3 Pilares e Paredes

A implantação dos elementos resistentes verticais foi feita de uma forma expedita através do critério descrito anteriormente, aproveitando as disponibilidades deixadas pela arquitetura e dada a geometria recortada em planta nem sempre foi possível homogeneizar as secções obtendo-se 12 geometrias distintas.

Considerou-se também a seguinte expressão:

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,65 \cdot f_{cd}} \quad (4.4)$$

Em que:

- $A_c$  é a área do pilar;
- $N_{Ed}$  é o esforço axial para a combinação fundamental;
- $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão.

Visto que se optou pela utilização de elementos alongados, muitas vezes as dimensões das peças estão próximas da fronteira que faz a distinção entre a parede e o pilar, que segundo o EC2 é a seguinte (Ver EC2 9.6.(1)):

$$a > 4b \quad (4.5)$$

Onde:

- A é comprimento do elemento estrutural vertical;

-  $b$  é largura do elemento estrutural vertical.

As dimensões dos elementos estruturais podem ser vistas nas Peças desenhadas A1-00 a A-08 e no Anexo 6.

### 4.3.4 Fundações

O pré-dimensionamento das fundações consiste num processo iterativo para estimar as dimensões da mesma. Para o cálculo das dimensões em planta utiliza-se a seguinte equação:

$$A_{\min} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad (4.6)$$

Em que:

- $A_{\min}$  é a área mínima da base da fundação;
- $N$  esforço normal (vertical) atuante na fundação;
- $\sigma_{adm}$  é a tensão admissível do solo.

### 4.4 Modelação

Para efeitos do presente trabalho, a modelação foi feita em três fases distintas, na tentativa de simular o que seria expectável de um projeto desenvolvido em ambiente BIM. Numa primeira fase foi desenvolvido o modelo paramétrico tridimensional de arquitetura (simplificado) em Revit, através das plantas de arquitetura obtidas em formato *dwg*. Não é expectável que esta fase seja responsabilidade do engenheiro de estruturas, mas serviu como exemplo do que poderia ter sido recebido por um gabinete de arquitetura num cenário de produção real.

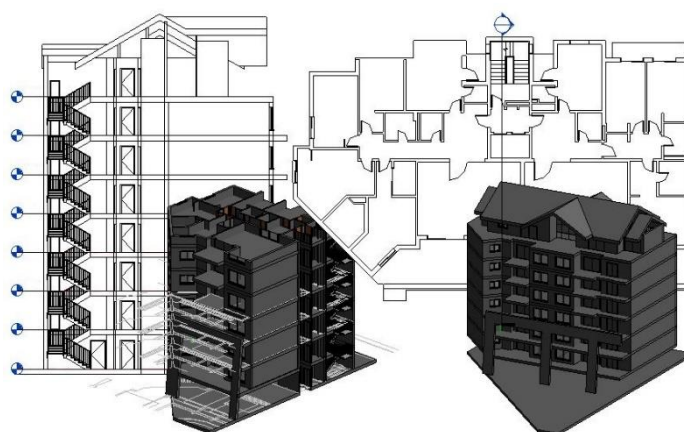
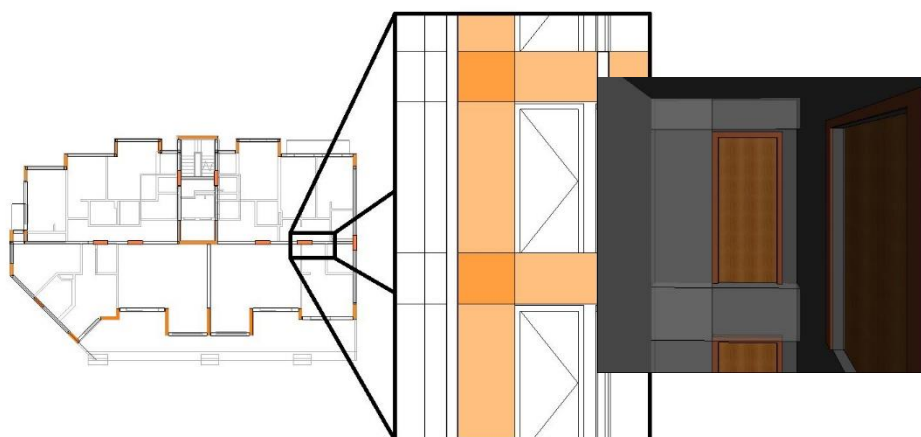


Figura 4-4 Modelo de arquitetura (Revit)

De seguida foi criado um segundo ficheiro de Revit, com o objetivo de fazer a modelação estrutural. Importou-se o modelo de arquitetura (comando “*Link Revit*”) descrito anteriormente,

servindo como matriz para a implantação dos elementos estruturais. Aqui reside uma das muitas vantagens da utilização de um modelo BIM, pois a modelação estrutural é feita através de ficheiros informáticos compatíveis, permitindo uma claríssima perceção dos eventuais conflitos entre as várias especialidades (quanto mais detalhado for o modelo, maior a precisão referida anteriormente). Num cenário real, o modelo de arquitetura importado pode continuar na posse do arquiteto, permitindo a execução de eventuais alterações com uma atualização em tempo real na matriz do modelo estrutural (comandos disponíveis no separador “*Collaborate*”).



*Figura 4-5 Modelo Estrutural (Revit)*

Por fim, importou-se o modelo estrutural (ou analítico) em Revit para o Robot Structural Analysis, para se efetuar o cálculo dos esforços e dimensionamento das peças estruturais. Esta fase não apresenta diferenças relativamente à utilização de qualquer outro programa de cálculo estrutural, à exceção de que não é necessário fazer a modelação no programa de cálculo automático.

### **4.4.1 Interoperabilidade entre Revit e o Robot Structural Analysis**

Como foi referido no ponto anterior, os modelos em Revit são paramétricos (tal como em qualquer outra plataforma BIM). Isto quer dizer que os objetos introduzidos têm parâmetros, ou propriedades, que vão desde a geometria, às propriedades físicas, ao período de vida útil ou ao seu custo, geo-localização, etc.

#### 4.4.1.1 Parametrização do modelo em Revit

O modelo estrutural no Revit é composto por elementos parametrizáveis da classe “Structural”. Estão disponíveis para introdução automática as vigas (beams), pilares (columns), lajes (floors), paredes (wall) e fundações (isolated, wall, slab).

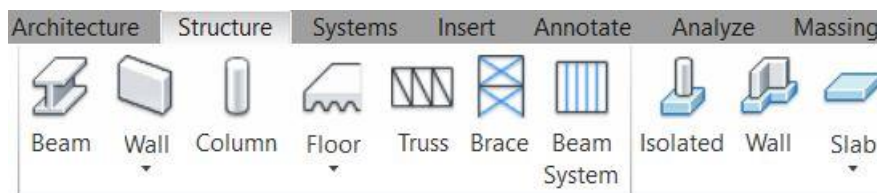


Figura 4-6 Elementos estruturais disponíveis em Revit.

Os elementos “Structural” são divididos em “families”, que não são mais do que subdivisões dos vários elementos do modelo. A título de exemplo, foi definida a família “Pilar\_Betão”, que englobam todos os pilares de betão estruturais. Dentro de cada “family”, existem os “types”, que são uma subdivisão das “families”, onde por exemplo se faz a distinção das diferentes secções transversais.

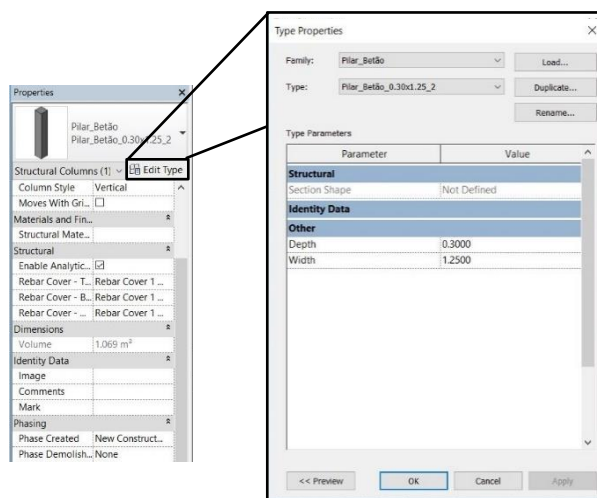
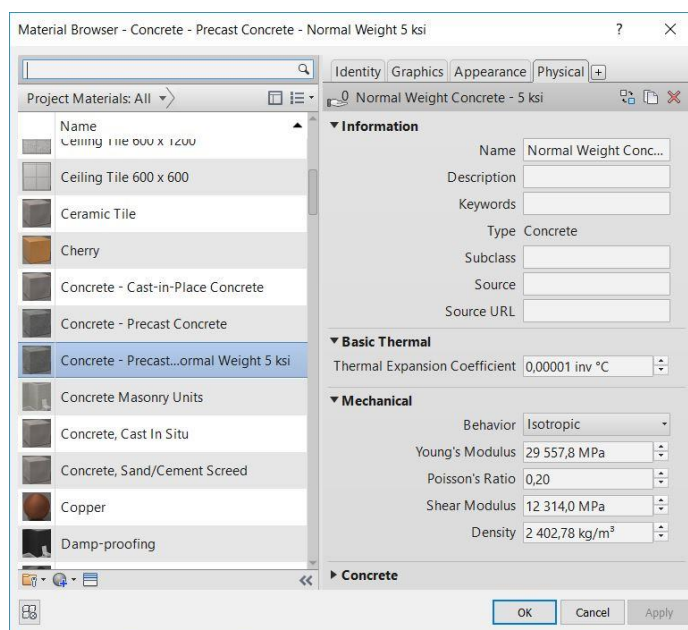


Figura 4-7 Parametrização dos elementos estruturais

Quando são atribuídas as propriedades físicas dos materiais, tal como o Módulo de Elasticidade, coeficiente de Poisson, etc., esta parametrização é feita ao nível das “families”. Queremos com isto dizer que todos os “types” da mesma “family” possuem as mesmas propriedades. De ressaltar que tal como indica o EC8, a rigidez dos elementos estruturais dever ser reduzida a metade devido ao estado de fendilhação num cenário de evento sísmico.

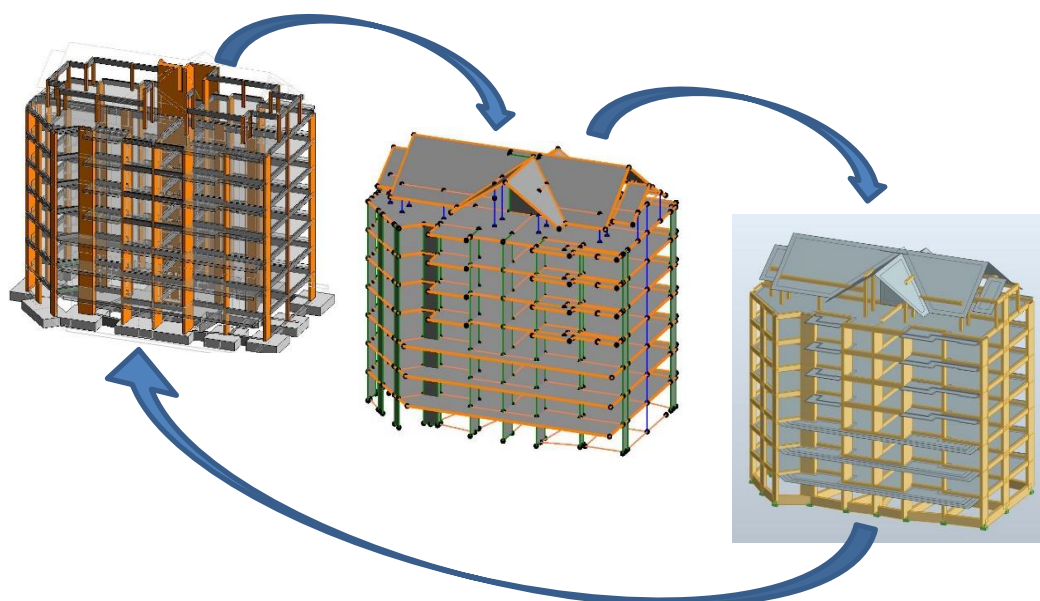
Assim sendo, ou se faz a redução do Módulo de Elasticidade (tanto pode ser feita no Revit como no Robot), ou a redução da inércia sendo que esta última terá que ser feita no Robot.



*Figura 4-8 Exemplo de Propriedades físicas dos materiais em Revit*

#### **4.4.1.2 Modelo Físico e Modelo Analítico em Revit**

Todos os elementos introduzidos com a classe “Structural” no modelo são passíveis de serem exportados para um programa de cálculo automático. Para uma melhor percepção gráfica, faz-se a introdução dos elementos estruturais em ambiente de desenho que o Revit apelida de “Modelo Físico”, que posteriormente será utilizado para a composição das peças desenhadas. Paralelamente e de forma automática, ao introduzir elementos estruturais no Modelo Físico, é criado um “Modelo Analítico” cujos componentes são interpretáveis por um programa de cálculo automático através do método dos elementos finitos. O Revit faz uma distinção expectável entre os vários elementos estruturais, onde as vigas e os pilares são elementos de barra e as lajes e muros são elementos “shell”, unidos por nós de ligação. Deve ser tomada em conta a forma como se pretendem modelar os diferentes elementos. No caso das paredes estruturais, podem ser simuladas como elementos shell ou como elementos barra. No entanto, para a verificação posterior aos estados limites últimos, é mais conveniente possuir um elemento de barra para poder retirar os esforços globais de uma forma expedita.



*Figura 4-9 Modelo Físico em Revit - Modelo Analítico no Revit - Modelo analítico no Robot*

O Modelo Analítico em Revit pode ser enriquecido com as condições de fronteira, ações e respetivas combinações de ações sendo toda a informação passível de ser exportada para o Robot. A introdução ou não destas características nesta fase cabe ao projetista, sendo que as mesmas podem ser introduzidas posteriormente no Robot, tendo sido esse o método adotado no presente trabalho dada a impossibilidade de introduzir a ação sísmica no Revit.

O Revit possui ferramentas de ajuste modelar muito úteis, motivadas essencialmente pelo método de modelação e pelos diferentes propósitos entre os Modelos Físico e Analítico.



*Figura 4-10- Ferramentas de ajuste modelar do Revit*

A título de exemplo, a ferramenta “Adjust” garante que se existirem elementos estruturais cujas extremidades se encontrem separadas, mas dentro de um raio pré-definido pelo utilizador, o programa garante que estes elementos vão estar unidos num nó, respeitando a disposição geométrica da estrutura.

A ferramenta “Consistency” elabora um pequeno relatório, indicando eventuais inconsistências do modelo como peças que estejam ligeiramente desviadas no plano, não existam condições de apoio, ligações inexistentes no modelo analítico etc.

Após a finalização dos ajustes ao Modelo Analítico, a exportação para o Robot pode ser feita, através do comando “Revit Structural Analysis Link”, criando automaticamente um novo ficheiro em Robot (.rtd) com toda a informação relativa ao modelo analítico. Esta ferramenta permite tanto a criação de um ficheiro novo, como a atualização de um existente.

A transmissão de informação é bidirecional, sendo que após os cálculos serem terminados no Robot, o modelo pode ser importado novamente para o Revit com o intuito de analisar eventuais incompatibilidades entre as especialidades e posteriormente elaborar as peças desenhadas.

### 4.4.2 Utilização do Robot Structural Analysis

Para a análise elástica e dinâmica da estrutura recorreu-se ao Robot Structural Analysis.

Os pilares e vigas importados do Revit, mantiveram a modelação como elementos de barra (*frame*), apresentando-se com seis graus de liberdade, três de translação e três de rotação.

As lajes, tal como os pilares e as vigas, mantiveram a modelação do Revit, consideradas como elementos de casca (*Shell*), sendo que a discretização dos elementos finitos é efetuada pelo Robot, de uma forma automática com uma dimensão máxima de 1,0 m nas zonas correntes (à exceção da laje do piso 7, situação onde alguns pilares descarregam diretamente na laje).

Já as paredes estruturais, inicialmente importadas como elemento casca do Revit, foram mais tarde substituídas por elementos de barra devido à limitação da leitura dos resultados apresentados. Esta limitação refere-se ao facto de o resultado dos esforços de cálculo obtidos nas paredes serem dados ao longo de cortes transversais e não através de uma envolvente que caracterize os esforços globais na mesma. Com esta modificação, surgiu a necessidade de ter que unir os nós das vigas e lajes coincidentes com cada uma das paredes estruturais através de elementos rígidos, partilhando assim o mesmo campo de deslocamentos da parede.

Relativamente às fundações, visto que se optou pela utilização de fundações diretas, distribuíram-se apoios simples pela base da estrutura bloqueando as translações nos três eixos principais. Foram consideradas também a presença de vigas de fundação que farão a absorção dos momentos fletores que chegam à base da estrutura.

### 4.4.3 Ações

As cargas permanentes e as sobrecargas aplicadas à estrutura foram descritas anteriormente no ponto 3.3.

Relativamente à ação sísmica definiram-se os espectros de cálculo através dos parâmetros referidos 3.3.2 e utilizada a combinação quadrática completa (CQC) para a combinação modal, tal como sugerido na cl.4.3.3.2(3)P do EC8.

### **4.5 Simplificações adotadas**

Visto que as escadas estariam a descarregar diretamente numa parede estrutural, considerou-se que a sua modelação integral não seria relevante e o seu dimensionamento foi feito manualmente. No entanto, para garantir a solidarização e continuidade dos esforços proporcionada pelas mesmas, a laje de piso foi estendida pelo vão de escadas.

## 5. Análise Sísmica segundo o EC8

Com o intuito de obter o melhor desempenho face à ação sísmica, o EC8 aconselha a que os princípios básicos de conceção sejam tidos em consideração em todas as fases do projeto, mas principalmente na fase de conceção (ver 4.2 do EC8). O cumprimento dos princípios referidos anteriormente carece de uma série de verificações, atendidas na íntegra ao longo deste capítulo.

### 5.1 Critérios de Regularidade Estrutural

Segundo o EC8, as estruturas resistentes aos sismos são divididas em regulares e não regulares (ver 4.2.3.1 do EC8). Por sua vez, as regularidades são subdivididas em planta e em altura. Para efeitos de dimensionamento, o impacto destas distinções reflete-se sumariamente no tipo de modelo e análises sísmicas permitidos e no valor do coeficiente de comportamento  $q$ .

#### 5.1.1 Regularidade em planta

Para otimizar a resposta à ação sísmica de uma estrutura, a distribuição dos seus elementos estruturais deve ser feita de uma forma simples, constante, compacta e simétrica segundo os dois eixos.

Para que uma estrutura seja regular segundo o EC8, são referidas cinco condições que devem ser respeitadas integralmente, isto é, na ausência de uma delas a estrutura é considerada não regular:

- 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.
- 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 afetarem 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.
- 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. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas, em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido. Para efeitos do comportamento global do edifício, deverá ser considerada a aplicação deste parágrafo.

- iv) A esbelteza  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que  $L_{\max}$  e  $L_{\min}$  são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.
- v) A cada nível e para cada direção de cálculo  $x$  e  $y$ , a excentricidade estrutural  $e_o$  e o raio de torção  $r$  devem verificar as duas condições seguintes:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (5.1)$$

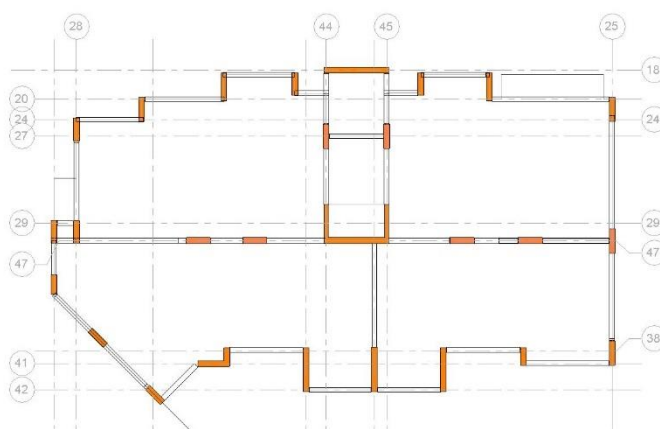
$$r_x \geq l_s \quad (5.2)$$

em que:

- $e_{ox}$  é a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida segundo a direção  $x$ , perpendicular à direção de cálculo considerada;
- $r_x$  é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção  $y$  (“raio de torção”);
- $l_s$  é o raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre (a) o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de massa do piso e (b) a massa do piso).

Cada uma das condições referidas anteriormente foram verificadas da seguinte forma:

- i) Relativamente à simetria estrutural, devido à disposição arquitetónica dos espaços não foi possível garantir a mesma. Pode ser visto na figura 5.1 as diferenças consideráveis entre os dois eixos horizontais.



**Figura 5-1 Planta estrutural do Piso 1**

- ii) Como referido anteriormente, o edifício apresenta uma série de recuos e recortes em planta, no entanto, nenhum desses recuos excede os 5% da área do piso e a condição vê-se satisfeita (a verificação foi feita em cada piso visto que as suas dimensões variam em altura).
- iii) No ponto 4.3.1 (4) do EC8 considera-se que para se formar um diafragma rígido os deslocamentos relativos no plano não podem exceder em qualquer ponto os 10%, comparando os deslocamentos do modelo com a flexibilidade real com o modelo com diafragmas rígidos.
- iv) Sendo que os pisos têm áreas diferentes, considerou-se apenas os pisos 4 a 7 pois possuem a maior diferença entre as duas dimensões horizontais máximas.

A esbelteza é dada por:

$$\lambda = \frac{L_{\max 4a7}}{L_{\min 4a7}} = \frac{28,60}{17,25} = 1,65m \leq 4 \quad (5.3)$$

A condição vê-se satisfeita pois o quociente não excede o valor máximo.

v) O raio de torção foi calculado para ambas as direções horizontais e é dado por:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (5.4)$$

Onde:

- $K_\theta$  é a rigidez que a estrutura apresenta à rotação (kNm/rad);
- $K_y$  é a rigidez que a estrutura apresenta à translação segundo y (kN/m);
- $K_x$  é a rigidez que a estrutura apresenta à translação segundo x (kN/m).

O raio de giração é dado por:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (5.5)$$

O momento polar é dado para uma planta retangular por:

$$I_p = \rho \cdot \left[ \frac{a \cdot b^3}{12} + \frac{a^3 \cdot b}{12} \right] = \frac{m}{12} \cdot (a^2 + b^2) \quad (5.6)$$

Onde:

- $\rho$  é a massa unitária correspondente à carga quase-permanente do edifício (ton/m<sup>2</sup>);
- a e b correspondem às medidas dos pisos do edifício em planta (m);
- Considerou-se a planta como aproximadamente retangular.

**Nota:** embora a planta deste edifício não seja retangular, para este efeito foi assumida como tal.

A quantificação da massa quase-permanente é a seguinte:

$$m = \rho \cdot a \cdot b \quad (5.7)$$

A massa unitária por piso é dada através de:

$$\rho = \frac{\gamma}{g \cdot a \cdot b} \quad (5.8)$$

Onde:

- $\gamma$  é o peso total do piso (kN);
- g é a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

A combinação que resulta na carga quase permanente foi descrita anteriormente no ponto 3.4.

Quanto coeficiente de combinação  $\psi_{Ei}$ , que é utilizado para a minoração das sobrecargas, é dado através da seguinte expressão:

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (5.9)$$

O valor de  $\varphi$  é retirado do Quadro 4.2 do EC8, que dada a categoria do edifício (Categoria A - Habitação) e de os pisos terem ocupações correlacionadas apresenta um valor de 0,8.

Quanto ao coeficiente de combinação  $\Psi_{2i}$ , recorre-se ao Quadro A1.1 do EC0, que dada a categoria do edifício (Categoria A - Habitação), apresenta o valor de 0,3.

Assim tem-se:

$$\Psi_{Ei} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \quad (5.10)$$

### 5.1.1.1 Centro de Massa

Para o cálculo do centro de massa é considerada a massa da própria estrutura e a massa das restantes cargas permanente, distribuídas através das vigas de periferia e laje de piso.

O peso próprio dos elementos estruturais calculou-se através da sua volumetria, utilizando o valor de 25kN/m<sup>3</sup> para o peso volúmico do betão armado, sendo que cada piso sofreu a contribuição de metade dos elementos verticais do piso acima e do piso abaixo.

A participação das Restantes Cargas Permanentes foi calculada através das cargas descritas em 3.3.1 distribuídas pelas respetivas áreas dos pisos.

Dado ao edifício em estudo possuir geometrias em planta distintas, foram calculados os centros de massa para os Pisos 1, 2, 3, 4 a 7, através das seguintes expressões:

$$x_{C.M.} = \frac{\sum P_i \cdot x_i}{\sum P_i}; \quad y_{C.M.} = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\sum P_i} \quad (5.11)$$

Onde:

- $P_i$  é o peso do elemento estrutural (kN);
- $x_i, y_i$  são as coordenadas do centro de massa de cada elemento estrutural (m).
- $x_{C.M.}, y_{C.M.}$  são as coordenadas do centro de massa da estrutura, para cada piso (m).

Na Tabela 5-1 apresentam-se os centros de massa calculados através do método referido anteriormente:

*Tabela 5-1 Centro de massa por piso (Cálculo manual)*

|            | $\sum P$ [kN] | $\sum P \cdot x_i$ [kN·m] | $\sum P \cdot y_i$ [kN·m] | $x_{C.M.}$ [m] | $y_{C.M.}$ [m] |
|------------|---------------|---------------------------|---------------------------|----------------|----------------|
| Piso 1     | 7273,89       | 111199,64                 | 72012,47                  | 15,28          | 9,90           |
| Piso 2     | 7213,16       | 110110,46                 | 72008,20                  | 15,26          | 9,98           |
| Piso 3     | 7147,70       | 108947,24                 | 71982,22                  | 15,24          | 10,07          |
| Piso 4 a 7 | 6873,39       | 104454,94                 | 71600,40                  | 15,19          | 10,41          |

Uma simplificação foi feita ao nível do Piso 7, tendo se considerado a posição do centro de massa igual aos pisos inferiores. Este piso apresenta a mesma planta que os restantes, mas os pilares de suporte à cobertura têm uma distribuição diferente. Esta particularidade não se considerou relevante para o efeito pretendido.

O Robot Structural Analysis faz o cálculo automático do centro de massa de uma forma ligeiramente diferente da referida anteriormente, no que toca à distribuição dos elementos estruturais verticais pelos pisos. Em vez de se utilizar metade dos elementos estruturais dos pisos imediatamente acima e abaixo, é necessário atribuir cada um deles na totalidade a cada piso. Os valores calculados manualmente e obtidos pelo Robot são muito semelhantes, encontrando-se no entanto uma maior discrepância segundo o eixo Y. Esta diferença deve-se à continuidade atribuída à laje na zona do vão de escadas, situação que não foi contemplada no cálculo manual.

*Tabela 5-2 - Comparação do Centro de Massa calculado manualmente e o Robot*

| Excel                            |       | Robot                            |       | Δ     |
|----------------------------------|-------|----------------------------------|-------|-------|
| X <sub>C.M.</sub> <sup>P1=</sup> | 15,29 | X <sub>C.M.</sub> <sup>P1=</sup> | 15,34 | 0,34% |
| Y <sub>C.M.</sub> <sup>P1=</sup> | 9,90  | Y <sub>C.M.</sub> <sup>P1=</sup> | 10,31 | 3,98% |
| X <sub>C.M.</sub> <sup>P2=</sup> | 15,27 | X <sub>C.M.</sub> <sup>P2=</sup> | 15,33 | 0,42% |
| Y <sub>C.M.</sub> <sup>P2=</sup> | 9,98  | Y <sub>C.M.</sub> <sup>P2=</sup> | 10,62 | 6,00% |
| X <sub>C.M.</sub> <sup>P3=</sup> | 15,24 | X <sub>C.M.</sub> <sup>P3=</sup> | 15,28 | 0,25% |
| Y <sub>C.M.</sub> <sup>P3=</sup> | 10,07 | Y <sub>C.M.</sub> <sup>P3=</sup> | 10,58 | 4,81% |
| X <sub>C.M.</sub> <sup>P4=</sup> | 15,20 | X <sub>C.M.</sub> <sup>P4=</sup> | 15,22 | 0,15% |
| Y <sub>C.M.</sub> <sup>P4=</sup> | 10,42 | Y <sub>C.M.</sub> <sup>P4=</sup> | 10,90 | 4,43% |

### 5.1.1.2 Centro de Rigidez

Relativamente ao cálculo do centro de rigidez, apenas os elementos estruturais verticais contribuirão para o mesmo. As lajes e vigas participam na resistência através da garantia do comportamento de diafragma ao nível dos pisos.

A inércia dos elementos estruturais verticais calcula-se da seguinte forma, dado que todos têm uma forma retangular:

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}; \quad I_y = \frac{a^3 \cdot b}{12} \quad (5.12)$$

Onde:

- a e b correspondem às medidas da secção do elemento (m);
- I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub> são as inércias em torno de x e y, respetivamente.

O centro de rigidez da estrutura é calculado através das seguintes fórmulas:

$$x_{C.R} = \frac{\sum y_i \cdot X_i}{\sum y_i}; \quad y_{C.R} = \frac{\sum x_i \cdot y_i}{\sum x_i} \quad (5.13)$$

Onde:

- $x_i$  e  $y_i$  correspondem às coordenadas do centro de rigidez de cada elemento estrutural (m);
- $I_{x_i}$  e  $I_{y_i}$ , são as inércias em torno de x e y, respetivamente ( $m^4$ );
- $x_{C.R}$  e  $y_{C.R}$  correspondem às coordenadas do centro de rigidez de estrutura (m);

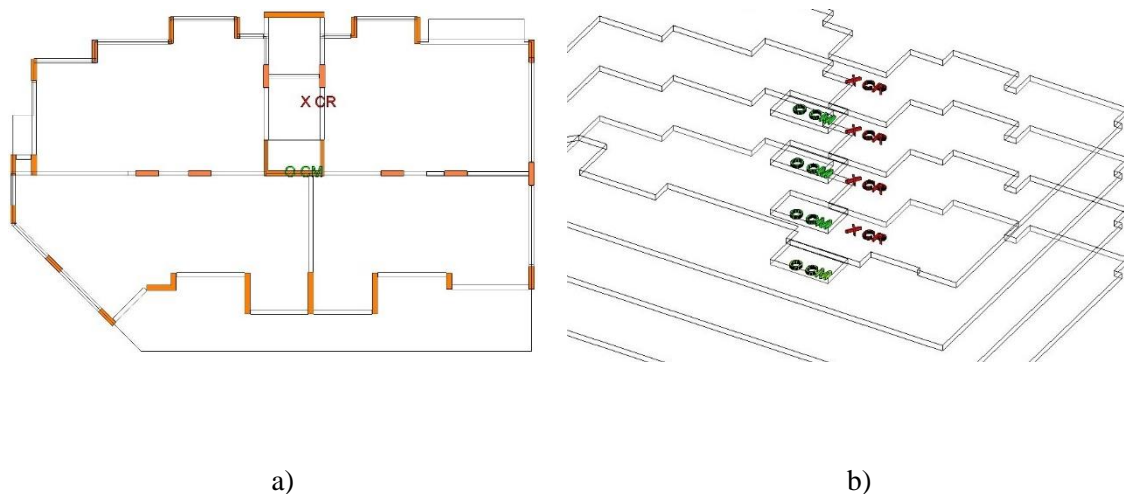
Como todos os elementos estruturais verticais são contínuos desde as fundações ao topo do edifício, e nesta fase do trabalho ainda com secções constantes, o centro de rigidez é comum a todos os pisos (pilares de apoio à cobertura desprezados para este efeito).

As coordenadas do centro de rigidez da estrutura estão descritas na Tabela 5-3 e os cálculos justificativos no Anexo 12:

**Tabela 5-3 - Centro de Rigidez do edifício (Cálculo manual)**

| $\sum I_{y_i} [m^4]$ | $\sum I_{y_i} \cdot x_i [m^5]$ | $\sum I_{x_i} [m^4]$ | $\sum I_{x_i} \cdot y_i [m^5]$ | $x_{C.R} [m]$ | $y_{C.R} [m]$ |
|----------------------|--------------------------------|----------------------|--------------------------------|---------------|---------------|
| 1.57                 | 21.73                          | 1.53                 | 26.67                          | 16.13         | 13.77         |

Na imagem 5.2 é apresentada uma representação gráfica para uma melhor perceção da posição do Centro de Rigidez e do Centro de Massa.



**Figura 5-2 – Localização do centro de massa e do centro de rigidez; a) planta do Piso 1; b) 3D**

O Robot também faz o cálculo do Centro de Rigidez tendo-se obtido valores muito próximos dos obtidos manualmente.

Os valores retirados do Robot são os seguintes:

*Tabela 5-4 - Centro de rigidez (Cálculo do Robot)*

| <b>Centro de Rigidez (Robot)</b> |                |
|----------------------------------|----------------|
| $X_{C.R.}$ [m]                   | $Y_{C.R.}$ [m] |
| 16.05                            | 13.52          |

**5.1.1.3 Excentricidades**

As excentricidades  $e_{ox}$  e  $e_{oy}$  são determinadas através da distância entre o centro de rigidez e o centro de massa em cada um dos eixos horizontais, para os diferentes pisos. As fórmulas utilizadas foram as seguintes:

$$e_{0x} = X_{C.R} - X_{C.M}; \quad e_{0y} = Y_{C.R} - Y_{C.M} \quad (5.14)$$

Onde:

-  $e_{ox}$  e  $e_{oy}$  correspondem às excentricidades em cada um dos eixos horizontais (m);

Na Tabela 5-5 encontram-se as excentricidades para cada uma das direções:

*Tabela 5-5 Cálculo das excentricidades*

| Piso  | $X_{C.M.}$ [m] | $Y_{C.M.}$ [m] | $X_{C.R.}$ [m] | $Y_{C.R.}$ [m] | $e_{0x}$ [m] | $e_{0y}$ [m] |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------|--------------|
| 1     | 15,28          | 9,90           | 16.13          | 13.77          | 0,85         | 3,87         |
| 2     | 15,26          | 9,98           |                |                | 0,87         | 3,79         |
| 3     | 15,24          | 10,07          |                |                | 0,89         | 3,70         |
| 4 a 7 | 15,19          | 10,41          |                |                | 0,94         | 3,35         |

Apresentam-se de seguida os cálculos para a verificação do ponto v) através das inequações 5.1 e 5.2:

*Tabela 5-6 Verificação da equação 5.1*

| Piso  | $e_{0x}$ (m) | $r_x$ (m) | $0,3 \cdot r_x$ (m) | Validade | $e_{0y}$ (m) | $r_y$ (m) | $0,3 \cdot r_y$ (m) | Validade |
|-------|--------------|-----------|---------------------|----------|--------------|-----------|---------------------|----------|
| 1     | 0,846        | 8,299     | 2,490               | Válido   | 3,871        | 6,773     | 2,032               | Não Vál. |
| 2     | 0,869        | 7,559     | 2,268               | Válido   | 3,788        | 7,423     | 2,227               | Não Vál. |
| 3     | 0,892        | 7,591     | 2,277               | Válido   | 3,700        | 7,936     | 2,381               | Não Vál. |
| 4 a 7 | 0,937        | 7,820     | 2,346               | Válido   | 3,354        | 8,401     | 2,520               | Não Vál. |

*Tabela 5-7 Verificação da equação 5.2*

| Piso  | $l_s$ [m] |   | $r_x$ [m] | Validade | $l_s$ [m] |   | $r_y$ [m] | Validade |
|-------|-----------|---|-----------|----------|-----------|---|-----------|----------|
| 1     | 9,366     | ≤ | 8,299     | Não Vál. | 9,366     | ≤ | 6,773     | Não Vál. |
| 2     | 9,331     | ≤ | 7,559     | Não Vál. | 9,331     | ≤ | 7,423     | Não Vál. |
| 3     | 9,305     | ≤ | 7,591     | Não Vál. | 9,305     | ≤ | 7,936     | Não Vál. |
| 4 a 7 | 9,196     | ≤ | 7,82      | Não Vál. | 9,196     | ≤ | 8,401     | Não Vál. |

Conclui-se então que a estrutura se apresenta como irregular em planta.

### 5.1.2 Regularidade em altura

De forma análoga ao preconizado para a verificação de regularidade em planta, o EC8 define os seguintes critérios para a regularidade em altura:

- i) Todos os sistemas resistentes a ações 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.
- ii) 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.
- iii) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.
- iv) No caso de um único recuo localizado acima dos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 20% da dimensão da planta do nível inferior.

A presente estrutura respeita as condições i), onde a descontinuidade dos pilares da cobertura foi desprezada, ii) e iii). Relativamente à condição iv), visto que a estrutura apresenta recuos não simétricos, as seguintes verificações são necessárias:

- iv.i) a soma dos recuos tem que ser inferior a 30% da dimensão do piso acima da fundação;
- iv.ii) o recuo não deve ser superior a 10% da dimensão do piso imediatamente a baixo.

Os recuos verificam-se segundo o eixo y, sendo que a Tabela 5-8 descreve cada uma das dimensões consideradas (L), e os respetivos recuos por piso:

*Tabela 5-8 - Recuos por piso*

| Piso         | L [m] | $\Delta$                 |    | Condição    |
|--------------|-------|--------------------------|----|-------------|
| Piso 1       | 18,7  | $\Delta_{LP1-P2=}$       | 2% | $\leq 10\%$ |
| Piso 2       | 18,4  | $\Delta_{LP2-P3=}$       | 2% | $\leq 10\%$ |
| Piso 3       | 18,1  | $\Delta_{LP3-P4,5,6,7=}$ | 2% | $\leq 10\%$ |
| Piso 4,5,6,7 | 17,6  | $\Delta_{LP4,5,6-P7=}$   | 6% | $\leq 30\%$ |

Verifica-se então que a estrutura em estudo é regular em altura.

## 5.2 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento  $q$  é introduzido no dimensionamento para representar a capacidade real de dissipação de energia das estruturas associada ao comportamento plástico dos materiais, através da modificação do espectro de resposta elástico.

A sua definição é função da Classe de Ductilidade e Tipo de Estrutura que caracterizam o projeto em estudo.

O EC8 preconiza três Classes de Ductilidade diferentes, relacionadas com a capacidade de resposta pretendida no cenário de um evento sísmico. A Classe de Ductilidade pode ser Baixa, Média ou Alta (DCL, DCM, DCH respetivamente), sendo que a Ductilidade Baixa só é recomendada em caso de baixa sismicidade, definido no ponto NA-3.2.1(4) do Anexo Nacional do EC8, situação essa que não se aplica à estrutura em estudo.

Para as duas classes de ductilidade superiores (DCM ou DCH), o EC8 não estabelece qualquer critério para a sua escolha, sendo que se optou pela DCM por não existirem evidências de ser necessário executar a estrutura de uma forma tão exigente como é imposto pela alta ductilidade. Quanto ao Tipo de Estrutura, como a equação 5.2 não é satisfeita em ambas as direções, é referido no ponto 5.2.2.1(6) do EC8 que a estrutura deve ser definida como “Torsionalmente Flexível”.

Sendo que a classe de ductilidade e o sistema estrutural estão definidos, definiu-se o coeficiente de comportamento através da seguinte expressão (NP EN 1998-1):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (5.15)$$

Em que:

- $q_0$  valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
- $k_w$  coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) retira-se do Quadro 5.1 do EC8, quantificado para este caso com o valor de 2,0.

*Tabela 5-9 – Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , para sistemas regulares em altura*

| Tipo estrutural  | DCM                     | DCH                     |
|--|-------------------------|-------------------------|
| Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas | 3,0 $\alpha_w/\alpha_1$ | 4,5 $\alpha_w/\alpha_1$ |
| Sistema de paredes não acopladas                               | 3,0                     | 4,0 $\alpha_w/\alpha_1$ |
| Sistema torsionalmente flexível                                | 2,0                     | 3,0                     |
| Sistema de pêndulo invertido                                   | 1,5                     | 2,0                     |

O coeficiente  $k_w$  é definido no ponto 5.2.2.2(11) do EC8 e deve ser considerado como se segue:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{array} \right\} \quad (5.16)$$

em que:

$\alpha_o$  é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

A esbelteza  $\alpha_o$  é definida no ponto 5.2.2.2(12) do EC8 da seguinte forma:

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (5.17)$$

Em que:

- $h_{wi}$  altura da parede i;
- $l_{wi}$  comprimento da secção da parede i.

Assim, tem-se o coeficiente  $k_w$  com o seguinte valor:

$$\frac{1 + \alpha_o}{3} = \frac{1 + 13,8}{3} = 4,93 \Rightarrow k_w = 1 \quad (5.18)$$

NOTA: Os cálculos justificativos da esbelteza  $\alpha_o$  podem ser encontrados no Anexo 13.

Por fim, recorrendo à equação 5.15 chegamos ao valor do coeficiente de comportamento a adotar:

$$q = 2,0 \cdot 1,0 = 2,0 \quad (5.19)$$

### **5.3 Espectro de resposta. de cálculo**

Como referido anteriormente, a introdução do coeficiente de comportamento no espectro de resposta elástico modifica as suas propriedades para espelhar de uma forma mais aproximada a resposta real da estrutura.

Ao espectro de resposta elástico afetado pelo coeficiente de comportamento, dá-se o nome de Espectro de resposta de cálculo  $S_d(T)$  que é definido no EC8 pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.20)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.21)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.22)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.23)$$

Os espectros de resposta de cálculo (Tipo 1 e 2) com as variáveis definidas anteriormente, e assumindo um coeficiente de amortecimento de 5% apresentam o seguinte andamento: (Anexo 5).

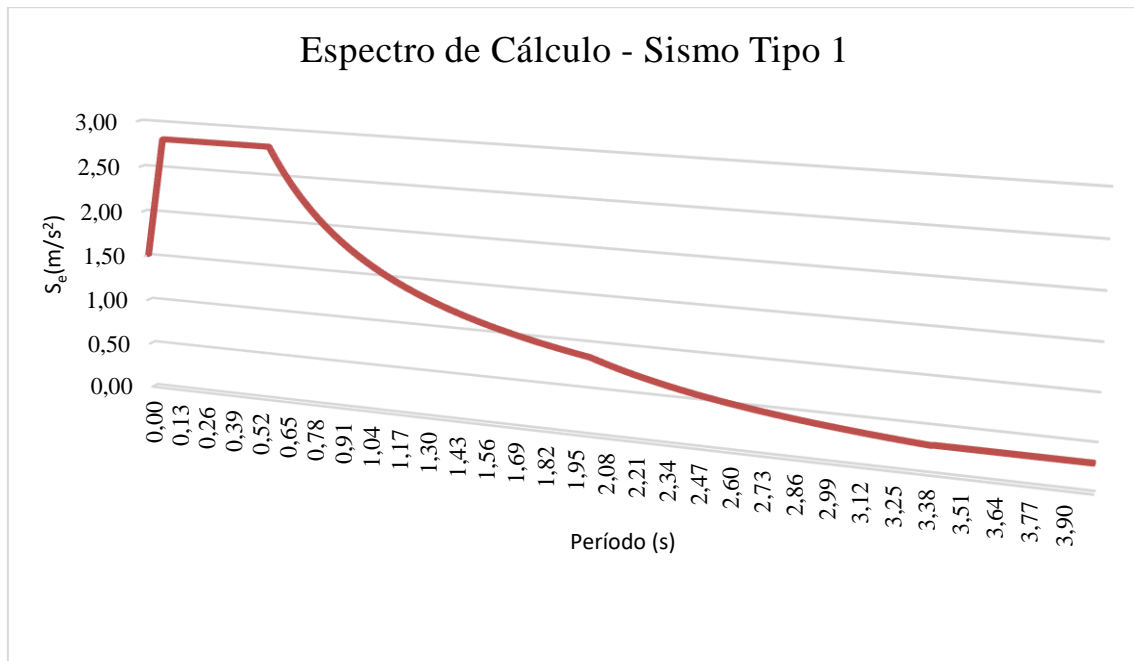
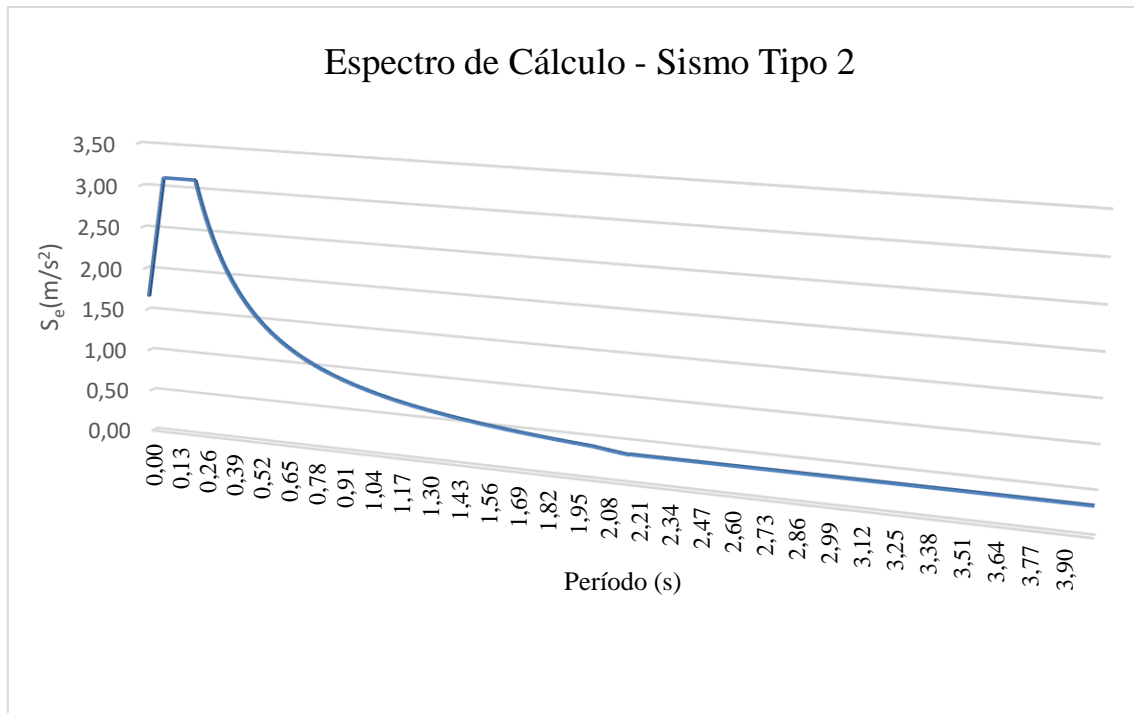


Figura 5-3 – Espectro de resposta de cálculo para o sismo do Tipo 1



*Figura 5-4 – Espectro de resposta de cálculo para o sismo do Tipo 2*

Sendo que os períodos com maior participação modal rondam os 0,65s em ambas as direções, (após análise modal através do Robot), verifica-se que o sismo do Tipo 1 terá um efeito mais danoso na estrutura devido aos maiores valores de aceleração na base.

#### **5.4 Comportamento de diafragma ao nível dos pisos**

A ação da laje de piso e das vigas em caso de um cenário sísmico tem uma função importantíssima na solidarização e transmissão das forças de inércia pelos elementos estruturais verticais. Os pisos devem ser dotados da rigidez necessária para que o efeito referido anteriormente se verifique, tendo especial atenção na situação em que a planta do edifício não apresenta uma forma compacta.

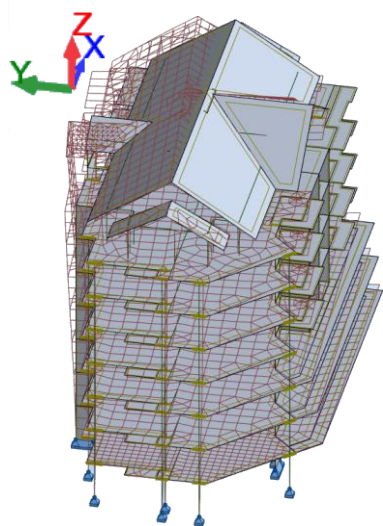
#### **5.5 Análise modal por espectro de resposta**

Para obtenção dos modos naturais de vibração foi utilizada a análise modal disponibilizada pelo Robot. Foram considerados os modos necessários para mobilizar 90% da massa total da estrutura, desprezando a direção Z. Os resultados retirados do Robot estão apresentados na Tabela 5-10 sendo que foram necessários 16 modos de vibração para mobilizar 90% (aproximadamente) da massa segundo ambas as direções horizontais:

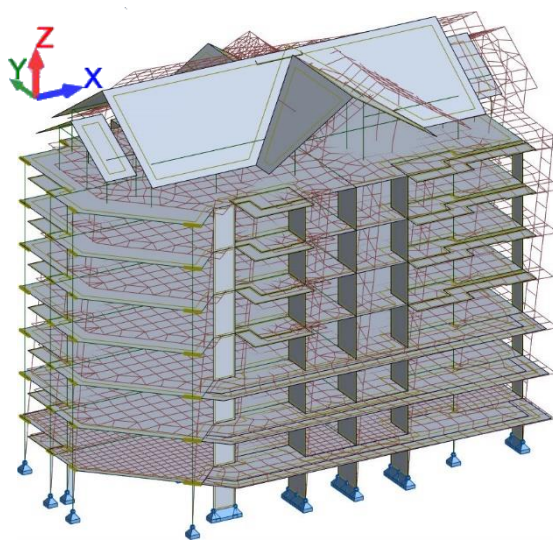
Tabela 5-10 - Fatores de participação de massa

| Modo | Frequência (Hz) | Período (s) | $\Sigma U_x$ (%) | $\Sigma U_y$ (%) |
|------|-----------------|-------------|------------------|------------------|
| 1    | 1,38            | 0,73        | 0,87             | 42,66            |
| 2    | 1,50            | 0,67        | 1,79             | 71,20            |
| 3    | 1,54            | 0,65        | 73,22            | 72,98            |
| 4    | 4,10            | 0,24        | 73,91            | 73,00            |
| 5    | 4,34            | 0,23        | 73,93            | 83,35            |
| 6    | 4,85            | 0,21        | 88,33            | 83,36            |
| 7    | 5,43            | 0,18        | 88,72            | 83,36            |
| 8    | 5,77            | 0,17        | 88,79            | 84,48            |
| 9    | 6,11            | 0,16        | 88,84            | 84,81            |
| 10   | 7,11            | 0,14        | 88,85            | 86,65            |
| 11   | 7,35            | 0,14        | 88,96            | 86,99            |
| 12   | 7,39            | 0,14        | 89,32            | 87,76            |
| 13   | 7,70            | 0,13        | 89,35            | 88,95            |
| 14   | 7,94            | 0,13        | 89,52            | 89,28            |
| 15   | 8,12            | 0,12        | 89,69            | 89,36            |
| 16   | 8,24            | 0,12        | 90,14            | 89,38            |

Apresentam-se em seguida duas figuras com o 1º e 3º modos de vibração, apresentando as maiores participações modais segundo as direções y e x, respetivamente.



a) em y  $f = 1.38\text{Hz} / T = 0.73\text{s}$



b) em x  $f = 1.54\text{ Hz} / T = 0.65\text{s}$

Figura 5-5 –a) 1º modo de vibração b) 3º modo de vibração

## 5.6 Efeitos acidentais de torção

Tal como referido no ponto 4.3.2(1)P do EC8, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso

$i$  deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade accidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.24)$$

Onde:

- $e_{ai}$  excentricidade accidental da massa do piso  $i$  em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- $L_i$  dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Apresenta-se na Tabela 5-11 as excentricidades para cada um dos pisos da estrutura em estudo:

**Tabela 5-11 Excentricidades accidentais**

| <b>Piso</b>  | <b><math>L_x</math>[m]</b> | <b><math>L_y</math> [m]</b> | <b><math>e_{ax}</math>[m]</b> | <b><math>e_{ay}</math>[m]</b> |
|--------------|----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Piso 1       | 28,60                      | 18,70                       | 1,43                          | 0,94                          |
| Piso 2       | 28,60                      | 18,40                       | 1,43                          | 0,92                          |
| Piso 3       | 28,60                      | 18,10                       | 1,43                          | 0,91                          |
| Piso 4,5,6,7 | 28,60                      | 17,60                       | 1,43                          | 0,88                          |

### 5.6.1 Força de corte na base

A força de corte sísmica na base  $F_b$  não é mais do que força criada ao nível da fundação do edifício, considerando a aceleração na base para o período fundamental, a massa total do edifício e um fator de correção que contempla a eventualidade de a massa modal efetiva considerada ser inferior à massa total.

A Força de corte na base é determinada, para cada direção horizontal, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.25)$$

Em que:

- $S_d(T_1)$  é a ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$ ;
- $T_1$  é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;
- $m$  massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- $\lambda$  é o fator de correção, cujo valor é igual a:  $\lambda = 0,85$  se  $T_1 \leq 2 T_c$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou  $\lambda = 1,0$  nos outros casos.  $T_c$  corresponde a 0,6 para sismos do tipo 1 e 0,25 para sismos do tipo 2, assim o fator de correção toma o valor de 0,85 para sismos do tipo 1 e de 1 para sismos do tipo 2.

Os modos 1 e 3 correspondem respetivamente, aos modos de translação fundamentais segundo  $y$  e  $x$ . As seguintes acelerações espectrais são as ordenadas do espectro de cálculo para cada período dos modos referidos anteriormente, considerando ambos os sismos do Tipo 1 e 2.

**Tabela 5-12 – Valores das acelerações espectrais dos modos de vibração relativos às direções  $x$  e  $y$ .**

| Sismo  | Direção | T <sub>1</sub> (s) | S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> ) |
|--------|---------|--------------------|------------------------------------|
| Tipo 1 | X       | 0,65               | 2,45                               |
|        | Y       | 0,73               | 2,31                               |
| Tipo 2 | X       | 0,65               | 1,12                               |
|        | Y       | 0,73               | 1,06                               |

A massa está contabilizada na Tabela 5-13, tendo sido os valores utilizados aquando do cálculo do centro de massa:

*Tabela 5-13 – Contabilização da massa do edifício*

| Piso       | CP (kN) | SC (kN) | ψ <sub>2</sub> | Φ    | ψ <sub>E</sub> | Peso (kN) |
|------------|---------|---------|----------------|------|----------------|-----------|
| Piso 1     | 6456,5  | 817,38  | 0,30           | 0,80 | 0,24           | 6652,68   |
| Piso 2     | 6399,1  | 814,02  |                |      |                | 6594,51   |
| Piso 3     | 6337,3  | 810,41  |                |      |                | 6531,79   |
| Piso 4,5,6 | 6083,1  | 790,33  |                |      |                | 6272,74   |
| Piso 7     | 8897,8  | 927,85  |                |      |                | 9120,48   |

Os valores apresentados referentes ao piso 7 apresentam a massa da cobertura distribuída pela laje de piso, daí o valor ter de ser mais elevado que os restantes.

Por fim, apresenta-se de seguida o cálculo da força de corte na base para cada um dos Tipos de Sismo e direções horizontais:

*Tabela 5-14 Forças de corte na base*

| Sismo  | Direção   | T <sub>1</sub> (s) | S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> ) | m (kNs <sup>2</sup> /m) | λ    | F <sub>b</sub> (kN) |
|--------|-----------|--------------------|------------------------------------|-------------------------|------|---------------------|
| Tipo 1 | Direção x | 0,65               | 2,45                               | 4869,15                 | 0,85 | 10122,01            |
|        | Direção y | 0,73               | 2,31                               | 4869,15                 | 0,85 | 9560,58             |
| Tipo 2 | Direção x | 0,65               | 1,12                               | 4869,15                 | 1    | 5473,38             |
|        | Direção y | 0,73               | 1,06                               | 4869,15                 | 1    | 5161,30             |

### 5.6.2 Distribuição das forças sísmicas horizontais

Por se terem assumido modos de vibração fundamentais de translação, admite-se que o aumento dos deslocamentos horizontais em altura é linear permitindo o cálculo da força estática equivalente em cada piso, em função da força de corte na base utilizando-se seguinte expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.26)$$

Em que:

- F<sub>i</sub> representa a força horizontal atuante no piso i;
- F<sub>b</sub> é a força de corte sísmica na base obtida pela expressão 4.31;
- z<sub>i</sub>, z<sub>j</sub> são as alturas das m<sub>i</sub> e m<sub>j</sub> acima do nível de aplicação da ação sísmica;
- m<sub>i</sub>, m<sub>j</sub> são as massas dos pisos.

Os valores das forças horizontais por piso estão apresentados nas Tabelas 5-15 e 5-16:

*Tabela 5-15 - Forças Sísmicas por horizontais por piso segundo X*

| Piso   | Fb Tipo1 (kN) | Fb Tipo2 (kN) | z <sub>i</sub> (m) | m <sub>i</sub> (ton) | z <sub>i</sub> ·m <sub>i</sub> (ton·m) | ∑z <sub>i</sub> ·m <sub>i</sub> (ton·m) | $\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$ | F <sub>i</sub> Tipo 1 (kN) | F <sub>i</sub> Tipo 2 (kN) |
|--------|---------------|---------------|--------------------|----------------------|--|---|--|----------------------------|----------------------------|
| Piso 1 | 10122,01      | 5473,38       | 2,85               | 678,84               | 1934,71                                | 56635,32                                | 0,03                                       | 345,78                     | 186,98                     |
| Piso 2 |               |               | 5,65               | 672,91               | 3801,94                                |   | 0,07                                       | 679,49                     | 367,43                     |
| Piso 3 |               |               | 8,45               | 666,51               | 5632,00                                |   | 0,10                                       | 1006,57                    | 544,29                     |
| Piso 4 |               |               | 11,25              | 640,08               | 7200,85                                |   | 0,13                                       | 1286,96                    | 695,91                     |
| Piso 5 |               |               | 14,05              | 640,08               | 8993,06                                |   | 0,16                                       | 1607,26                    | 869,11                     |
| Piso 6 |               |               | 16,85              | 640,08               | 10785,28                               |   | 0,19                                       | 1927,57                    | 1042,32                    |
| Piso 7 |               |               | 19,65              | 930,66               | 18287,49                               |   | 0,32                                       | 3268,39                    | 1767,35                    |

*Tabela 5-16 - Forças Sísmicas por horizontais por piso segundo Y*

| Piso   | Fb Tipo1 (kN) | Fb Tipo2 (kN) | z <sub>i</sub> (m) | m <sub>i</sub> (ton) | z <sub>i</sub> ·m <sub>i</sub> (ton·m) | ∑z <sub>i</sub> ·m <sub>i</sub> (ton·m) | $\frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$ | F <sub>i</sub> Tipo 1 (kN) | F <sub>i</sub> Tipo 2 (kN) |
|--------|---------------|---------------|--------------------|----------------------|--|---|--|----------------------------|----------------------------|
| Piso 1 | 9560,578      | 5161,3        | 2,85               | 678,84               | 1934,71                                | 56635,32                                | 0,03                                       | 326,60                     | 176,31                     |
| Piso 2 |               |               | 5,65               | 672,91               | 3801,94                                |   | 0,07                                       | 641,80                     | 346,48                     |
| Piso 3 |               |               | 8,45               | 666,51               | 5632,00                                |   | 0,10                                       | 950,73                     | 513,26                     |
| Piso 4 |               |               | 11,25              | 640,08               | 7200,85                                |   | 0,13                                       | 1215,57                    | 656,23                     |
| Piso 5 |               |               | 14,05              | 640,08               | 8993,06                                |   | 0,16                                       | 1518,11                    | 819,56                     |
| Piso 6 |               |               | 16,85              | 640,08               | 10785,28                               |   | 0,19                                       | 1820,66                    | 982,89                     |
| Piso 7 |               |               | 19,65              | 930,66               | 18287,49                               |   | 0,32                                       | 3087,10                    | 1666,58                    |

### 5.6.3 Momentos torsores devido aos efeitos acidentais da torção

Como referido no ponto 5.6 devido à imprevisibilidade e discrepância da distribuição da massa relativamente ao projeto e à estrutura real, e consequente incerteza da posição do centro de rigidez e centro de massa, um momento torsor de eixo vertical deve ser aplicado no centro de rigidez de cada piso.

Este momento torsor é calculado através da multiplicação das excentricidades acidentais apresentadas na Tabela 5-11, pelas forças horizontais sísmicas obtidas em 5.6.2, respetivamente para cada piso *i*, podendo os seus valores serem observados na Tabela 5-17:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (5.27)$$

Em que:

- M<sub>ai</sub> é o momento torsor de eixo vertical aplicado no piso *i*;
- e<sub>ai</sub> é a excentricidade acidental da massa do piso *i*, obtida pela expressão (5.24) para todas as direções consideradas;
- F<sub>i</sub> é a força horizontal atuando no piso *i*, determinada através da expressão (5.25) para todas as direções relevantes.

*Tabela 5-17 Momento torsor devido aos efeitos acidentais de torção por piso*

| Piso   | L <sub>x</sub> [m] | L <sub>y</sub> [m] | e <sub>ax</sub> [m] | e <sub>ay</sub> [m] | F <sub>x</sub> ·e <sub>ay</sub><br>Tipo 1<br>[kN.m] | F <sub>y</sub> ·e <sub>ax</sub><br>Tipo 1<br>[kN.m] | F <sub>x</sub> ·e <sub>ay</sub><br>Tipo 2<br>[kN.m] | F <sub>y</sub> ·e <sub>ax</sub><br>Tipo 2<br>[kN.m] | M Tipo 1<br>[kN.m] | M Tipo 2<br>[kN.m] |
|--------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---|---|---|---|--------------------|--------------------|
| Piso 1 | 28,60              | 18,70              | 1,43                | 0,94                | 323,30  | 467,03  | 174,82  | 252,13  | 467,03             | 252,13             |
| Piso 2 | 28,60              | 18,40              | 1,43                | 0,92                | 625,13  | 917,78  | 338,03  | 495,46  | 917,78             | 495,46             |
| Piso 3 | 28,60              | 18,10              | 1,43                | 0,91                | 910,94  | 1359,55   | 492,58  | 733,96  | 1359,55            | 733,96             |
| Piso 4 | 28,60              | 17,60              | 1,43                | 0,88                | 1132,52   | 1738,27   | 612,40  | 938,41  | 1738,27            | 938,41             |
| Piso 5 | 28,60              | 17,60              | 1,43                | 0,88                | 1414,39   | 2170,90   | 764,82  | 1171,97   | 2170,90            | 1171,97            |
| Piso 6 | 28,60              | 17,60              | 1,43                | 0,88                | 1696,26   | 2603,54   | 917,24  | 1405,53   | 2603,54            | 1405,53            |
| Piso 7 | 28,60              | 17,60              | 1,43                | 0,88                | 2876,18   | 4414,55   | 1555,27   | 2383,21   | 4414,55            | 2383,21            |

### 5.6.4 Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são esforços adicionais que surgem nas estruturas devido à sua deformação. Estes efeitos podem ter uma grande expressão no caso das estruturas flexíveis (esbelteza elevada) ou pelo contrário ter uma expressão pouco significativa para estruturas pouco flexíveis, sendo que no ponto 4.4.2.2 do EC8 é definida a seguinte condição para que estes efeitos possam ser desprezados:

$$( 5.28 )$$

Onde:

- $\Theta$  é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{tot}$  representa a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- $d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado;
- $V_{tot}$  é a força de corte sísmica total no piso considerado;
- $h$  representa a altura entre pisos.

Para a obtenção dos deslocamentos relativos entre pisos,  $d_r$ , é necessário corrigir o valor dos deslocamentos obtidos através do espectro de cálculo, multiplicando os mesmos pelo coeficiente de comportamento calculado em 5.2 utilizando assim o valor das deformações elásticas:

$$d_s = q_d \times d_e \quad ( 5.29 )$$

Em que:

- $d_s$  é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- $q_d$  é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a  $q$ , salvo indicação em contrário;
- $d_e$  é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Na tabela seguinte encontram-se os deslocamentos elásticos para ambas as direções horizontais principais:

*Tabela 5-18 - Deslocamentos relativos entre pisos*

| Pisos  | d <sub>e,x</sub> [mm] | d <sub>e,y</sub> [mm] | q    | d <sub>s,x</sub> [mm] | d <sub>s,y</sub> [mm] |
|--------|-----------------------|-----------------------|------|-----------------------|-----------------------|
| Piso 1 | 10,14                 | 1,65                  | 2,00 | 20,28                 | 3,30                  |
| Piso 2 | 23,41                 | 4,93                  |      | 46,83                 | 9,86                  |
| Piso 3 | 38,96                 | 8,78                  |      | 77,92                 | 17,57                 |
| Piso 4 | 55,06                 | 13,08                 |      | 110,11                | 26,17                 |
| Piso 5 | 70,68                 | 16,83                 |      | 141,36                | 33,67                 |
| Piso 6 | 84,93                 | 20,23                 |      | 169,86                | 40,47                 |
| Piso 7 | 96,98                 | 23,47                 |      | 193,96                | 46,95                 |

Como descrito na equação 5.28, os coeficientes de sensibilidade estão calculados na seguinte tabela:

*Tabela 5-19 - Coeficientes de sensibilidade*

| Pisos         | d <sub>r,x</sub> [mm] | d <sub>r,y</sub> [mm] | P Total [kN] | V <sub>x</sub> [kN] | V <sub>y</sub> [kN] | h[m] | Θ <sub>x</sub> | Θ <sub>y</sub> |
|---------------|-----------------------|-----------------------|--------------|---------------------|---------------------|------|----------------|----------------|
| <b>Piso 1</b> | 20,28                 | 3,30                  | 52733,78     | 15775               | 5742                | 2,85 | 0,02           | 0,01           |
| <b>Piso 2</b> | 26,54                 | 6,56                  | 45459,90     | 15211               | 5596                | 2,80 | 0,03           | 0,02           |
| <b>Piso 3</b> | 31,09                 | 7,71                  | 38246,73     | 14125               | 5225                | 2,80 | 0,03           | 0,02           |
| <b>Piso 4</b> | 32,19                 | 8,60                  | 31099,03     | 12670               | 4680                | 2,80 | 0,03           | 0,02           |
| <b>Piso 5</b> | 31,25                 | 7,50                  | 24225,64     | 10918               | 4023                | 2,80 | 0,02           | 0,02           |
| <b>Piso 6</b> | 28,50                 | 6,80                  | 17352,25     | 8746,5              | 3228                | 2,80 | 0,02           | 0,01           |
| <b>Piso 7</b> | 24,11                 | 6,48                  | 10478,86     | 6111,9              | 2271                | 2,80 | 0,01           | 0,01           |

Sendo que os coeficientes de sensibilidade são todos inferiores a 0.1, não é necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem na situação sísmica de cálculo.

## **5.7 Dimensionamento por Capacidade Resistente (Capacity Design)**

Proporcionado essencialmente pelo avanço tecnológico, a engenharia sísmica e dos materiais sofreu um desenvolvimento considerável, em particular o estudo do comportamento em regimes pós-elásticos, o que possibilitou ao EC8 disponibilizar uma opção alternativa ao dimensionamento direto que é conhecido como Dimensionamento por Capacidade Resistente ou Capacity Design. Vão ser apresentados de seguida alguns conceitos básicos para facilitar o entendimento da filosofia por trás do Capacity Design.

### **5.7.1 Definições e Fundamentos**

Se o material construtivo escolhido for o betão armado, após a análise da estrutura e do cálculo dos esforços internos, o passo seguinte é a introdução das armaduras necessárias para que os esforços resistentes sejam superiores aos atuantes. A este processo dá-se o nome de dimensionamento.

A obtenção dos esforços pode ser feita considerando o comportamento elástico (linear) ou plástico (não-linear) dos materiais, consoante a análise que esteja a ser feita.

No caso da análise sísmica para os Estados Limites Últimos, onde as estruturas são severamente solicitadas, é muito vantajoso utilizar as propriedades plásticas dos materiais pois estes levam a resultados mais económicos e realistas. No entanto, também obriga a que o comportamento plástico seja controlado e que a estrutura tenha capacidade de dissipar a energia, através da ductilidade, sem entrada em rotura ou perda total de capacidade.

### 5.7.2 Comportamento plástico/não-linear do betão armado

Muito resumidamente, o comportamento plástico dos materiais é aquele que se desenvolve após alcançado o patamar de cedência, caracterizado por um aumento de deslocamentos/rotações sem necessariamente corresponderem a um aumento das tensões internas, e parte dos deslocamentos impostos serão permanentes.

No betão armado o comportamento plástico é fortemente influenciado pelo esforço que lhe deu origem, querendo com isto dizer que dependendo do esforço atuante que primeiro alcance o esforço resistente, a resposta do material é completamente distinta.

Quando o momento atuante atinge o momento resistente, as armaduras de flexão entram em cedência e dá-se o início do comportamento plástico. Na secção onde isto ocorre, embora as armaduras estejam em cedência e se dê um aumento conseqüente das extensões, não existe perda de capacidade resistente e a rotura dá-se geralmente bastante depois pela rotura do betão à compressão, que pode ser incrementada com armaduras de confinamento.

Se o esforço transversal atuante atingir o esforço transversal resistente existe uma redução súbita na capacidade resistente, geralmente atribuída à perda de resistência do betão. Sob cargas cíclicas ocorre também uma redução considerável na capacidade de absorção de energia levando a que este tipo de comportamento não linear deva ser evitado.

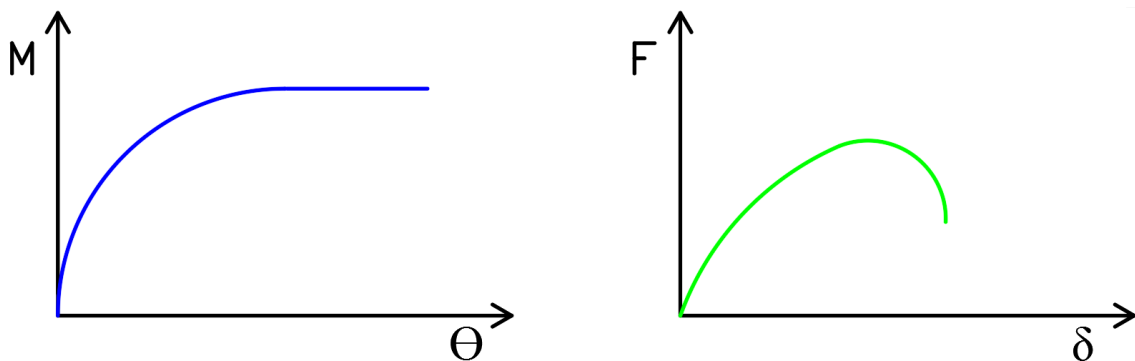


Figura 5-6 - Diagramas qualitativos da relação a)  $M-\Theta$  e b)  $F-\delta$

O regime plástico pode ser obtido também por o esforço normal, punçoamento ou rotura da fundação, situações que também devem ser evitadas pela fragilidade do seu comportamento, mas que não vão ser abordadas em detalhe no presente estudo.

### **5.7.3 Dimensionamento pela capacidade resistente (Capacity Design)**

O comportamento não linear das estruturas é introduzido na prática corrente de projeto através da divisão do resultado da análise sísmica por um coeficiente de comportamento, que é função essencialmente da ductilidade e capacidade de dissipação de energia (ver ponto 5.2).

Em oposição ao dimensionamento direto, em que os coeficientes de segurança e tensões resistentes dos materiais são iguais em qualquer secção da estrutura proporcionando que a cedência ou rotura possa ocorrer em qualquer lugar, o dimensionamento pelo Capacity design introduz a capacidade de controlar o modo de rotura e tipo de comportamento não linear desenvolvido. Para garantir este controlo do comportamento não linear é necessário aplicar no dimensionamento as seguintes exigências:

- Sobre-dimensionar os componentes que se pretendem manter em regime elástico em relação às zonas a plastificar;
- Garantir a ductilidade nas zonas plásticas.

Assumindo então ocorrência de plastificação em zonas específicas na estrutura, e utilizando o referido no ponto 5.7.2, é obviamente desejável que a plastificação ocorra por flexão, em detrimento da ocorrência por esforço transversal pela sua fraca ductilidade após o patamar de cedência ser alcançado. Para garantir a ductilidade necessária (ocorrência da plastificação por flexão e não por esforço transversal), o esforço transversal de cálculo não é obtido através da análise global da estrutura, mas sim através do esforço provocado quando o momento resistente na rótula é alcançado incrementado por um fator de sobre resistência ( $\gamma_0$ ).

Relativamente às zonas plastificadas, geralmente intituladas por rótulas plásticas, estas asseguram a estabilidade global da estrutura através da sua adequada ductilidade e capacidade de dissipação de energia. Estas zonas carecem de um confinamento mais elevado, geralmente obtido pelo aumento da armadura transversal, garantindo a adequada resposta do betão e evitando a encurvadura das armaduras longitudinais (ver cl. 5.2.3.3 do EC8).

## **6. Dimensionamento Estrutural**

Todos os elementos estruturais devem ser dimensionados de forma a garantirem a segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), associados às correspondentes situações de projeto, referidas anteriormente no ponto 3.4.

### **6.1 Aspetos gerais**

São referidos brevemente neste ponto, alguns detalhes de pormenorização estrutural característicos de todos os elementos em betão armado do projeto em estudo:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

#### **6.1.1 Recobrimento de armaduras**

O recobrimento de armaduras é por definição a menor distância entre a superfície de uma armadura e a superfície exterior do betão, cujos objetivos são garantir uma transmissão eficaz das forças de aderência, proteger o aço contra a corrosão e proporcionar uma adequada resistência ao fogo. O ponto 4.4.1.1 do EC2 determina o método para o cálculo do recobrimento da seguinte forma:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

Em que:

-  $\Delta c_{dev}$  é o valor do aumento do recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução. Toma-se o valor recomendado de 10mm pois o Anexo Nacional não se manifesta.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (6.2)$$

-  $c_{min,b}$  é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

-  $c_{min,dur}$  é o recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

-  $\Delta c_{dur,\gamma}$  é uma margem de segurança. Toma-se o valor recomendado de 0 mm pois o Anexo Nacional não se manifesta;

-  $\Delta c_{dur,st}$  é a redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável. Toma-se o valor de 0 mm pois não se aplicou aço inoxidável na estrutura em estudo;

-  $\Delta c_{dur,add}$  é a redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional. Toma-se o valor de 0 mm pois não se aplicou nenhuma proteção adicional na estrutura em estudo.

Com recurso aos quadros 4.3N e 4.4N do Anexo Nacional do EC2 relaciona-se a classe estrutural com a classe de exposição para obter  $c_{min,dur}$ , estando apresentado na Tabela 6-1 o cálculo final do recobrimento.

*Tabela 6-1 – Valores do recobrimento das armaduras*

| Classe de exposição | Classe da estrutura | $C_{min,b}$ [mm] | $C_{min,dur}$ [mm] | $\Delta c_{dev}$ [mm] | $C_{nom}$ [mm] | $C_{nom}$ adotado [mm] |
|---------------------|---------------------|------------------|--------------------|-----------------------|----------------|------------------------|
| XC1                 | S4                  | 20               | 15                 | 20                    | 30             | 30                     |

### 6.1.2 Distância entre varões

A distância entre varões é a distância mínima obrigatória entre as superfícies dos varões de aço estruturais. Esta preocupação tenta garantir as condições necessárias para uma vibração do betão adequada e boas condições de aderência.

O ponto 8.2 do EC2 determina o método para o cálculo da distância mínima entre varões, podendo ser observado o resultado de forma resumida na Tabela 6-2.

*Tabela 6-2 Distância mínima entre varões longitudinais*

| $k_1$ | $k_2$ [mm] | $d_g$ [mm] | $s_{min}$ [mm] | $\Phi_{min}$ Vibr. [mm] |
|-------|------------|------------|----------------|-------------------------|
| 1     | 5          | 20         | 25             | 50                      |

Embora a distância mínima entre varões regulamentar para o presente projeto seja 25mm, tentou-se não utilizar distâncias inferiores a 50mm por ser a dimensão mínima dos vibradores de betão correntes.

### 6.1.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Com o objetivo de evitar o desenvolvimento de fendas ao dobrar os varões de aço, são definidos diâmetros mínimos de dobragem, função do diâmetro do varão em utilização

A Tabela 6-3 apresenta o valor dos diâmetros mínimos de dobragem de acordo com o Quadro 8.1N do EC8.

*Tabela 6-3 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões*

| $\emptyset$ (mm) | $\emptyset_{m,min}$ (mm) |
|------------------|--------------------------|
| 8                | 32                       |
| 10               | 40                       |
| 12               | 48                       |
| 16               | 64                       |
| 20               | 140                      |
| 25               | 175                      |

Onde:

- $\varnothing$  é o diâmetro do varão;
- $\varnothing_{m,min}$  representa o diâmetro mínimo de dobragem dos varões.

### 6.1.4 Comprimento de amarração

O comprimento de amarração garante o comportamento adequado dos varões de aço, evitando fissurações ou destacamento do betão. No ponto 8.4.4 do EC2 é definido o método para a obtenção do comprimento de amarração de cálculo, considerando diversas variáveis, como por exemplo a geometria dos varões, recobrimento, efeito de cintagem das armaduras transversais, etc. A Tabela 6-4, apresenta os cálculos do comprimento de amarração de cálculo segundo o ponto 8.4.4 do EC2:

*Tabela 6-4 Comprimento de amarração*

| $\varnothing$ (mm) | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_4$ | $\alpha_5$ | $l_{b,rqd}$ (mm) | $l_{b,min}$ (mm) | $l_{bd}$ (mm) | $l_{bd,adotado}$ (m) |
|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------------|------------------|---------------|----------------------|
| 8                  | 1,0        | 1,0        | 1,0        | 0,7        | 1,0        | 423              | 254              | 296           | 0,3                  |
| 10                 |            |            |            |            |            | 529              | 317              | 370           | 0,4                  |
| 12                 |            |            |            |            |            | 635              | 381              | 445           | 0,45                 |
| 16                 |            |            |            |            |            | 847              | 508              | 593           | 0,6                  |
| 20                 |            |            |            |            |            | 1058             | 635              | 741           | 0,75                 |
| 25                 |            |            |            |            |            | 1323             | 794              | 926           | 0,95                 |

Em que:

- $\alpha_1$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- $\alpha_2$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão;
- $\alpha_3$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais;
- $\alpha_4$  é o coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados;
- $\alpha_5$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $l_{brqd}$  representa o comprimento de amarração de referência;
- $l_{bd}$  é o comprimento de amarração.

### 6.1.5 Comprimento de emenda de armaduras

O comprimento de emenda de armaduras ou comprimento de sobreposição, tem como objetivos assegurar a transmissão de esforços entre varões, evitar o destacamento do betão na zona das emendas ou criação de fissuração nociva ao desempenho estrutural. O ponto 8.7.3 do EC2 determina o método de cálculo do comprimento de emenda, sendo que na Tabela 6-5 podem ser encontrados os diâmetros utilizados neste projeto:

*Tabela 6-5 – Comprimentos de emendas admitidos*

| $\varnothing$ (mm) | $\alpha_1$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_5$ | $\alpha_6$ | $l_{b,rqd}$ (mm) | $l_{0,min}$ (mm) | $l_0$ (mm) | $l_{0,admitido}$ (m) |
|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------------|------------------|------------|----------------------|
| 8                  | 1,0        | 1,0        | 1,0        | 1,0        | 1,5        | 423              | 200              | 635        | 0,65                 |
| 10                 |            |            |            |            |            | 529              | 238              | 794        | 0,80                 |
| 12                 |            |            |            |            |            | 635              | 286              | 953        | 1,00                 |
| 16                 |            |            |            |            |            | 847              | 381              | 1271       | 1,30                 |
| 20                 |            |            |            |            |            | 1058             | 476              | 1587       | 1,60                 |
| 25                 |            |            |            |            |            | 1323             | 595              | 1985       | 2,00                 |

Em que:

- $l_0$  é o comprimento de sobreposição;
- $\alpha_6$  é dado pela raiz quadrada entre da relação entre  $\rho_1$  e 25 mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0.

## 6.2 Lajes

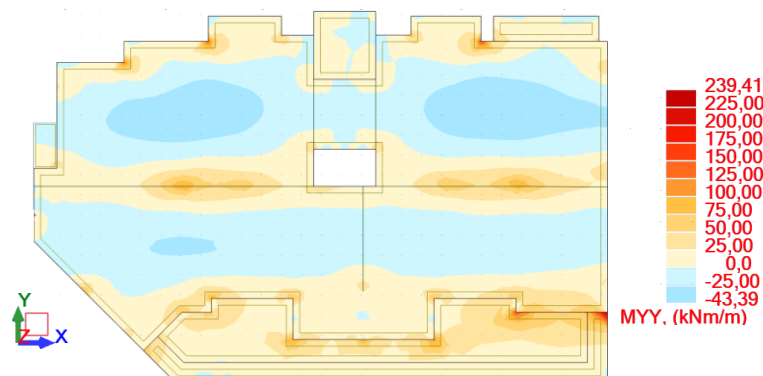
A solução estrutural adotada neste projeto foi a laje maciça vigada, armada nas duas direções. As verificações feitas respeitam o EC2, centrando-se essencialmente na resistência à flexão, esforço transversal, punçoamento e disposições construtivas.

Para a obtenção dos esforços de cálculo e consequentes armaduras, foi utilizado o cálculo automático do Robot, considerando a combinação fundamental (as combinações sísmicas foram desprezadas neste ponto).

### 6.2.1 Lajes – Momento Fletor e Armadura Longitudinal

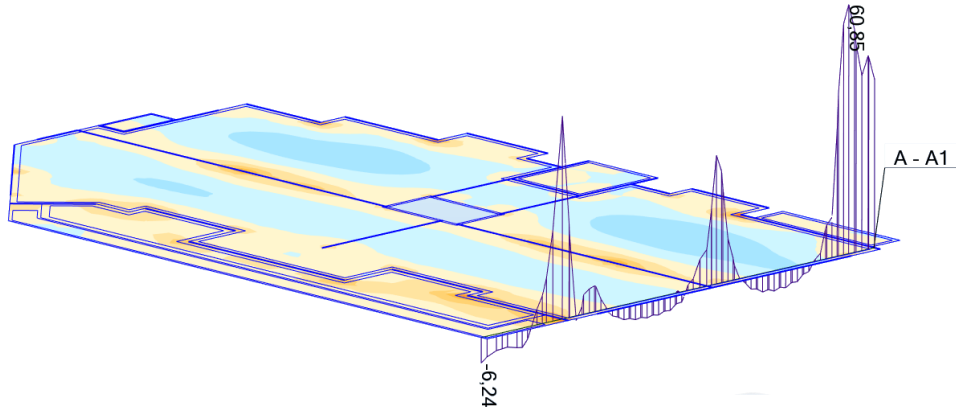
O cálculo das armaduras de flexão foi feito recorrendo às ferramentas disponibilizadas pelo Robot e verificadas pelos métodos de cálculo tradicionais.

Optou-se por homogeneizar as armaduras, atribuindo uma malha quadrada de base ( $\varnothing 10//15$ ) em toda a extensão das lajes e adicionar os reforços quando necessário, junto aos apoios ou nas extremidades.



*Figura 6-1 - Momento fletor segundo y – Piso 1 (Robot)*

Consequência do método de cálculo utilizado, o método dos elementos finitos leva a que surjam valores de momentos fletores de pico, geralmente junto aos apoios ou em zonas de maior concentração de rigidez. Estes valores de pico não foram considerados como valores de dimensionamento. No entanto utilizou-se a ferramenta “panel cut” do Robot, que faz um diagrama de esforços ao longo de um alinhamento pré-definido e permite retirar o valor dos momentos fletores das redondezas ao valor de pico e fazer uma ponderação.



**Figura 6-2 - "Panel Cut" momento segundo y - Piso 1(Robot)**

As armaduras mínimas e máximas foram calculadas manualmente para garantir que a solução adotada se encontrava dentro das normas, através das expressões 6.3 e 6.4:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1,0 \cdot 0,27 = 2,59 \text{cm}^2 / \text{m} \quad (6.3)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,00 \cdot 0,30 = 120,00 \text{cm}^2 / \text{m} \quad (6.4)$$

Em que:

- $f_{ctm}$  é o valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- $b_t$  representa a largura média da zona tracionada. Em lajes considera-se este valor 1 pois as armaduras são representadas por metro;
- $d$  é a altura útil;
- $A_c$  é a área de betão.

$$f_{ctm} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,00 \cdot 0,3 \quad (6.5)$$

Relativamente ao espaçamento máximo entre varões, a cláusula 9.3.1.1 (3) do EC2 apresenta os seguintes requisitos regulamentares:

- Armaduras principais:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 3 \cdot h \leq 400 \text{mm} \quad (6.6)$$

- Armaduras de distribuição:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 3,5 \cdot h \leq 450 \text{mm} \quad (6.7)$$

Em zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, estes espaçamentos máximos passam a ser:

- Armaduras principais:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 2,0 \cdot h \leq 250 \text{mm} \quad (6.8)$$

- Armaduras de distribuição:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 3,0 \cdot h \leq 400 \text{mm} \quad (6.9)$$

As expressões anteriores limitam o espaçamento máximo entre varões a 250mm para a situação do presente projeto.

Para a verificação pontual das armaduras longitudinais sugeridas pelo Robot, foram utilizadas as grandezas adimensionais  $\omega$  e  $\mu$  e o método do diagrama retangular simplificado.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.10)$$

$$\omega = (1 - \sqrt{1 - 2,42 \cdot \mu}) / 1,21 \quad (6.11)$$

Em que:

- $\mu$  é Momento fletor reduzido
- $M_{sd}$  momento atuante de cálculo
- b largura efetiva
- d altura útil
- $f_{cd}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
- $\omega$  percentagem mecânica de armadura

Como referido anteriormente utilizou-se uma malha quadrada de Ø10//0,15 (5,3cm<sup>2</sup>) tanto na face superior como inferior em toda a extensão da laje, sendo que nos locais onde o reforço foi necessário aplicou-se uma malha adicional de Ø8//0,15(3,3cm<sup>2</sup>), situação que pode ser adequadamente analisada nas Peças desenhadas A1-01 a A1-04.

### **6.2.2 Lajes – Esforço Transverso, Punçoamento e Armadura Transversal**

Pode ser encontrado no ponto 6.2.2 do EC2, a definição do valor máximo das ações permitidas para elementos sem armadura de esforço transverso ( $V_{Rd,c}$ ). No caso das lajes vigadas, tenta-se

que a resistência ao esforço transversal seja feita apenas à custa do betão e das armaduras longitudinais devido à dificuldade na montagem destas armaduras.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.12)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_G \quad (6.13)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (6.14)$$

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \quad (6.15)$$

$$k_1 = 0,15 \quad (6.16)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad (6.17)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.18)$$

Em que:

- $V_{Rd,c}$  é o esforço transversal resistente sem armaduras de esforço transversal
- $\rho_L$  taxa das armaduras de tração
- $A_{sl}$  é a armadura de tração longitudinal
- $b_w$  largura da secção transversal na área tracionada (largura do pilar acrescida de  $3 \cdot d$ )
- $\sigma_{cp}$  é a tensão normal na secção crítica (parcela não considerada)

Na Tabela 6-6 pode-se verificar o cálculo do esforço transversal resistente sem armaduras de esforço transversal.

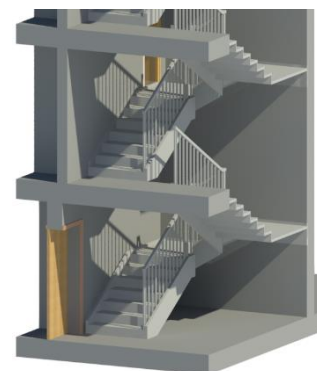
*Tabela 6-6-Esforço transversal resistente sem armaduras de esforço transversal*

| d<br>[m] | b <sub>w</sub><br>[m] | C <sub>Rd,c</sub> | k    | f <sub>ck</sub><br>[MPa] | A <sub>betãox,y</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] | A <sub>açoxy</sub><br>[cm <sup>2</sup> ] | q <sub>lx,y</sub> | V <sub>Rd,c</sub><br>[kN] | v <sub>min</sub><br>[kN] | V <sub>Rd,c min</sub><br>[kN] |
|----------|-----------------------|-------------------|------|--------------------------|---|--|-------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 0,27     | 0,40                  | 0,12              | 1,86 | 30,00                    | 6060,00                                     | 10,21                                    | 0,001             | 364,86                    | 0,49                     | 486,55                        |

As zonas onde os pilares da cobertura apoiam diretamente na laje do Piso 7 foram consideradas como críticas, no entanto, nenhum dos valores excedeu  $V_{Rd,c}$  não sendo necessária a colocação de estribos específicos para o punçoamento.

### 6.2.3 Escadas

Tal como referido no capítulo 4, as escadas não foram introduzidas no modelo de cálculo automático tendo sido o seu dimensionamento feito integralmente através de cálculos manuais. Dada a geometria dos lanços foi caracterizada como tipo de escadas com patins apoiados na extremidade, com bomba (Gorgulho, Betão Estrutural II). Os dois lanços principais (“Vão 2”) estão apoiados nas vigas de



bordadura da laje e na parede estrutural, enquanto que o lanço secundário (“Vão 1”) se encontra apoiado em ambas as extremidades nos lanços principais.

O pré-dimensionamento da laje das escadas foi feito recorrendo à equação 6.19:

$$d \geq \frac{L}{k \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (6.19)$$

A partir da expressão anterior obteve-se o valor da altura útil, considerando apenas o lanço com maior vão:

$$d = \frac{3,0}{20 \times \frac{500}{500}} = 0,15\text{m} \quad (6.20)$$

Ao valor da altura útil adicionou-se o recobrimento e chegou-se finalmente ao valor da espessura total da laje de 20cm.

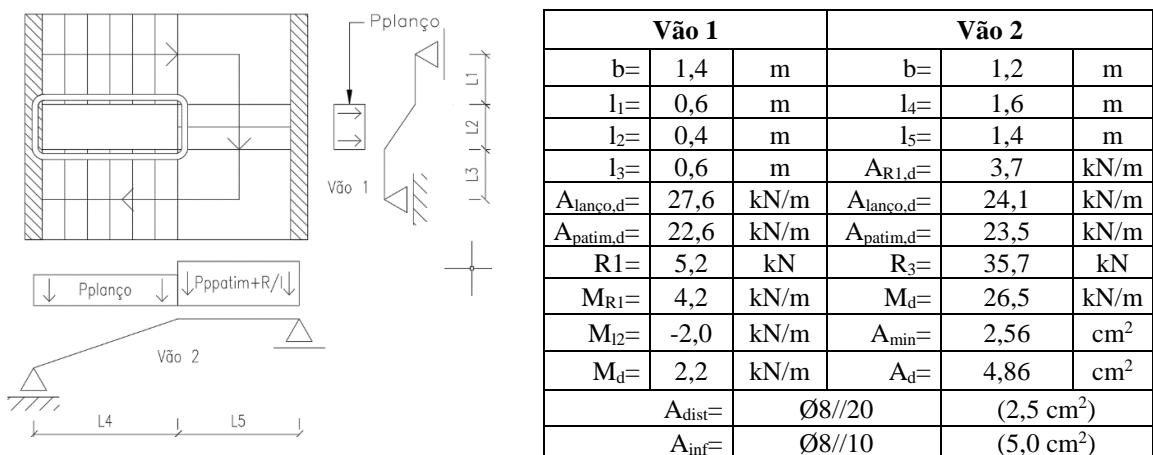
As cargas consideradas englobam o peso próprio do betão, revestimentos e sobrecargas de utilização de acordo com a Tabela 6-7 do presente documento:

*Tabela 6-7 – Cargas nas escadas*

| <b>Ações</b>              | <b>Patins (kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Lanços (kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Peso próprio da laje      | 6,0                              | 6,0                              |
| Peso próprio revestimento | 1,5                              | 1,5                              |
| Peso próprio dos degraus  | -                                | 2,6                              |
| Total cargas permanentes  | 7,5                              | 10,2                             |
| Sobrecarga                | 3                                | 3                                |
| <b>Total</b>              | <b>16,2</b>                      | <b>19,7</b>                      |

O modelo de cálculo para ambos os vãos são vigas simplesmente apoiadas, com as cargas descritas na Figura 6-4 e na Tabela 6-8:

*Tabela 6-8 – Dimensionamento das escadas*



*Figura 6-4 - Modelo de cálculo escadas*

As disposições construtivas das armaduras das escadas podem ser vistas com maior detalhe na Peça Desenhada A1-05.

### 6.3 Vigas

Para o dimensionamento das vigas do presente projeto recorreu-se ao módulo de cálculo automático do Robot, sendo que os cálculos estão detalhados no anexo 7.

Com o intuito de exemplificar o processo de cálculo adotado, apresenta-se sumariamente a verificação duas vigas escolhidas de forma aleatória.

Sendo que a estrutura em estudo não está classificada como porticada ou sistema equivalente, não é necessário verificar a equação (4.29) da cl. 4.4.2.3(4) do EC8.

#### 6.3.1 Vigas - Momento Fletor e Armadura longitudinal

Os momentos fletores de cálculo foram os retirados da análise sísmica sendo que os seus valores máximos são obtidos através de uma envolvente de esforços, contemplado as 32 combinações sísmicas lineares. É apresentado de seguida a titulo de exemplo o digrama de momentos fletores do alinhamento estrutural V23.

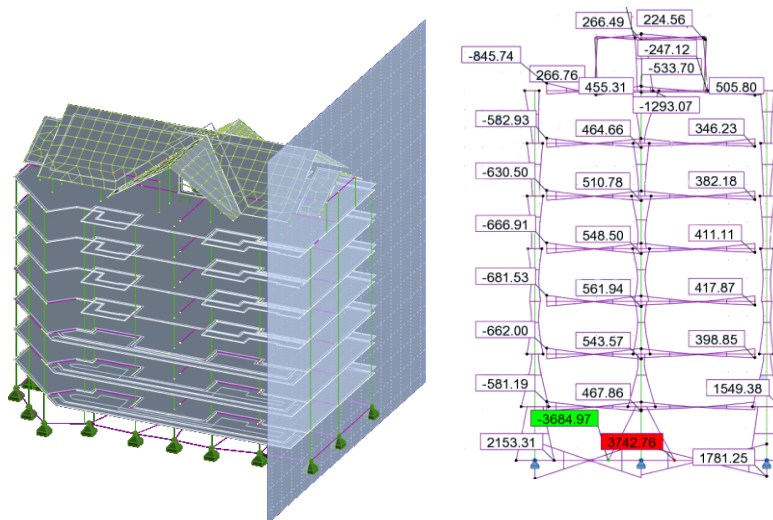


Figura 6-5 - Momentos fletores - Envolvente das ações sísmicas

Para uma maior otimização construtiva, os esforços nas vigas foram agrupados em seis tipos diferentes, cuja a sua distribuição está explicitada nas Peças Desenhadas A1-06 a A1-08.

O Robot disponibiliza um módulo para estruturas de betão armado, chamado “*Provided reinforcement*”, onde as peças podem ser dimensionadas e as verificações regulamentares efetuadas de forma automática.

Algumas sugestões do Robot foram adotadas, no entanto, como referido anteriormente para homogeneizar a construção, diminui-se consideravelmente a variação de armaduras apresentadas pelo programa.

São apresentados ao longo deste capítulo os resultados das verificações para duas vigas-exemplo, cujas características gerais estão expressas na Tabela 6-9, sendo que os resultados para os restantes elementos estruturais podem ser consultados no Anexo 7.

*Tabela 6-9 - Características gerais das vigas-exemplo*

| Nome | Dim.   |       | $f_{yd}$ (Mpa) | $f_{cd}$ (Mpa) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )<br>eq. 6.3 | $A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )<br>eq. 6.4 |
|------|--------|-------|----------------|----------------|---|---|
|      | a (cm) | b (m) |                |                |   |   |
| V1   | 0,25   | 0,50  | 434,78         | 20,00          | 1,77                                    | 50,00                                   |
| V2   | 0,25   | 0,50  |                |                |   |   |

Na Tabela 6-10 podem ser vistos os cálculos realizados pelo programa relativamente aos momentos fletores elásticos resultantes da análise sísmica e respetivas armaduras.

*Tabela 6-10 - Valores dos momentos atuante e armaduras longitudinais das vigas-exemplo*

|          | Nome | Face     | $M_{Ed}$ (kN) | $A_d$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adotada}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|------|----------|---------------|--------------------------|----------------------------------|
| Secção 1 | V1   | Superior | -247,78       | 14,47                    | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 234,95        | 13,55                    | 12,6                             |
|          | V2   | Superior | -249,37       | 14,58                    | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 221,13        | 13,13                    | 12,6                             |
| Secção 2 | V1   | Superior | -35,51        | 1,47                     | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 56,97         | 2,85                     | 12,6                             |
|          | V2   | Superior | -38,46        | 1,91                     | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 56,07         | 2,83                     | 12,6                             |
| Secção 3 | V1   | Superior | -285,17       | 18,44                    | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 202,68        | 11,37                    | 12,6                             |
|          | V2   | Superior | -272,41       | 14,02                    | 18,9                             |
|          |      | Inferior | 130,47        | 6,89                     | 12,6                             |

Embora o Robot considere as disposições regulamentares do EC8, verificaram-se manualmente alguns aspetos, essencialmente ligados às disposições construtivas exigidas pela norma. No ponto 5.4.3.1.2 do EC8, são definidas as exigências para a ductilidade local, cujos objetivos primordiais são o confinamento das zonas críticas e a ausência de encurvadura nas armaduras longitudinais. Têm que ser respeitadas a taxa de armadura mínima e máxima que são dadas a partir das equações 6.21 e 6.22, e as armaduras comprimidas não podem ter uma área inferior a 50% das armaduras tracionadas.

$$\rho_{\min} = 0.5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (6.21)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.22)$$

Em que:

- $\rho'$  representa a taxa de armadura da zona comprimida;
- $\epsilon_{sy,d}$  é a extensão de cedência do aço;
- $\mu_{\phi}$  é o fator de ductilidade em curvatura.

Segundo a cl. 5.2.3.4 (3) o fator de ductilidade em curvatura,  $\mu_{\phi}$ , é dado por:

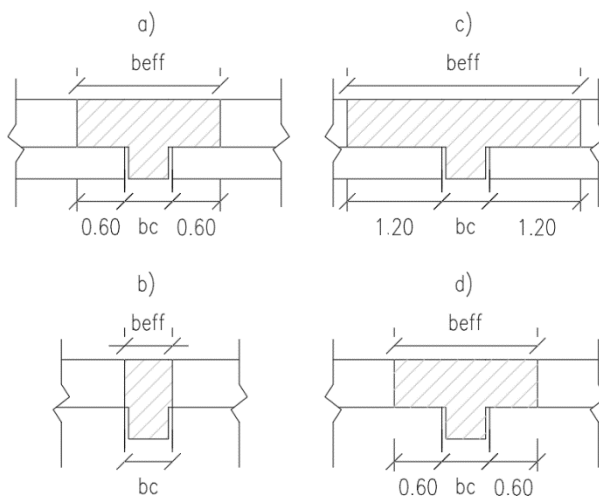
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_c / T_1, & \text{se } T_1 \leq T_c \\ 2 \cdot q_0 - 1, & \text{se } T_1 > T_c \end{cases} \quad (6.21)$$

Uma vez que o valor de  $T_1$  nas duas direções é superior a  $T_c$  utilizou-se o ramo  $T_1 > T_c$  da equação 6.23 e  $\mu_{\phi}$  assume o valor 3.

Para a verificação da taxa de armadura máxima, o EC8 aconselha a introdução das armaduras das lajes que se encontram dentro do banzo efetivo,  $b_{eff}$ , pois na realidade as zonas das lajes na periferia das vigas e as vigas em si funcionam como um único elemento resistente.

A largura do banzo efetivo  $b_{eff}$  é definida na cl. 5.4.3.1.1 do EC8 sendo a sua dimensão função do seguinte:

- a) Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores com viga transversal;
- b) Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores sem viga transversal;
- c) Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores com viga transversal;
- d) Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores sem viga transversal.



| Situação | $b_{eff}$ [m] | $A_{slaje}$ [cm <sup>2</sup> ] |
|----------|---------------|--------------------------------|
| a) e d)  | 1,50          | 6,28                           |
| b)       | 0,30          | 1,57                           |
| c)       | 2,70          | 12,57                          |

**Figura 6-6 - Largura do banzo efetivo e respetiva armadura da laje**

Na Tabela 6-11 estão expostas as verificações do presente ponto para dois tipos distintos de vigas existentes na estrutura em estudo, contemplando já a participação da armadura das lajes:

*Tabela 6-11 - Verificação das armaduras longitudinais*

| Nome | Dim.   |       | A <sub>adotada</sub> (cm <sup>2</sup> ) |      | Secção | ρ      | ρ'     | ρ <sub>máx</sub> | ρ <sub>min</sub> | A <sub>s</sub> '>0,5A <sub>s</sub> | ρ<ρ <sub>máx</sub> |
|------|--------|-------|---|------|--------|--------|--------|------------------|------------------|------------------------------------|--------------------|
|      | a (cm) | b (m) |   |      |        |        |        |                  |                  |                                    |                    |
| V1   | 0,25   | 0,5   | A <sub>inf</sub> =4Ø20                  | 12,6 | 1      | 0,0134 | 0,0161 | 0,0288           | 0,0029           | OK                                 | OK                 |
|      |        |       | A <sub>sup</sub> =6Ø20                  | 18,9 | 2      | 0,0161 | 0,0107 | 0,0234           |                  | OK                                 | OK                 |
| V2   | 0,25   | 0,5   | A <sub>inf</sub> =4Ø20                  | 12,6 | 1      | 0,0134 | 0,0161 | 0,0288           |                  | OK                                 | OK                 |
|      |        |       | A <sub>sup</sub> =6Ø20                  | 18,9 | 2      | 0,0161 | 0,0107 | 0,0234           |                  | OK                                 | OK                 |

Para evitar roturas de aderência, para o diâmetro dos varões longitudinais que atravessam os nós viga pilar, o ponto 5.6.2.2 do EC8 define as seguintes limitações:

- Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bLint}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (6.224)$$

- Nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bLext}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.23)$$

Em que:

- d<sub>bLint</sub> é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal dos nós viga-pilar interiores;
- d<sub>bLext</sub> é o diâmetro dos varões da armadura longitudinal dos nós viga-pilar exteriores;
- h<sub>c</sub> é a largura do pilar na direção paralela aos varões;
- k<sub>D</sub> é o coeficiente função da classe de ductilidade (2/3 para a classe DCM);
- γ<sub>Rd</sub> representa o coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências (1,0 para a classe DCM);
- v<sub>d</sub> é o esforço normal reduzido.

*Tabela 6-12 - Verificação do diâmetro dos varões longitudinais na ligação viga-pilar*

| Nome | A <sub>dotado</sub> [cm <sup>2</sup> ] | d <sub>bL Int</sub> [mm] | d <sub>bL Ext</sub> [mm] | d <sub>bw</sub> [mm] | 10x d <sub>bL</sub> [mm] |
|------|--|--------------------------|--------------------------|----------------------|--------------------------|
| V1   | 4Ø20                                   | 17                       | 21                       | 16                   | 200                      |
|      | 6Ø20                                   | 17                       | 21                       | 13                   | 200                      |
| V2   | 4Ø20                                   | 17                       | 21                       | 16                   | 200                      |
|      | 6Ø20                                   | 17                       | 21                       | 16                   | 200                      |

Como pode ser observado na Tabela 6-12, os valores de d<sub>bL</sub> máximos não conseguem ser respeitados em todas soluções apresentadas. Quando não é possível satisfazer as equações 6.24 e 6.25, a cl. 5.6.2.2(3) do EC8 apresenta as três soluções expostas na Figura 6-7, tendo-se optado pela opção c) para a estrutura em estudo.

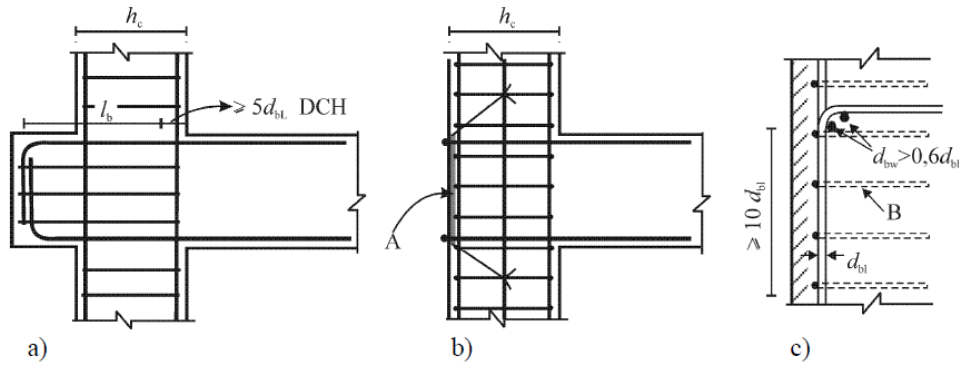


Figura 6-7 – Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar

### 6.3.2 Vigas – Esforço Transverso e Armadura transversal

Tal como na situação do dimensionamento das armaduras longitudinais, o dimensionamento das armaduras transversais foi feito recorrendo ao módulo “Provided Reinforcement” do Robot, embora de uma forma mais cuidadosa pois este não considera a participação das lajes nem a cl. 5.4.2.2 do EC8. Foram também feitas algumas verificações manualmente relacionadas com as disposições construtivas exigidas tanto pelo EC2 como pelo EC8.

Relativamente à armadura transversal mínima, o EC2 impõe um limite descrito no ponto 9.2.2 que é dado por:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0.1\% \quad (6.24)$$

Sendo a taxa de armadura transversal calculada através de:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha} \quad (6.25)$$

Em que:

- $A_{sw}$  representa a área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento  $s$ ;
- $b_w$  é a largura da alma do elemento;
- $\alpha$  é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal ( $90^\circ$ );
- $s$  é o espaçamento longitudinal das armaduras de esforço transverso.

No mesmo ponto do EC2 são definidos também os limites de espaçamento para as armaduras transversais, tanto na direção longitudinal da viga como na direção perpendicular:

$$s_{l,\max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = \begin{cases} 0.35\text{m, se } h_w = 0,5\text{m} \\ 0.50\text{m, se } h_w = 0,7\text{m} \end{cases} \quad (6.26)$$

$$s_{t,\max} = 0,75d = \begin{cases} 0.37\text{m, se } h_w = 0,5\text{m} \\ 0.53\text{m, se } h_w = 0,7\text{m} \end{cases} \quad (6.27)$$

Em que:

- $S_{l,max}$  é o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso;
- $S_{t,max}$  é o espaçamento transversal máximo entre armaduras de esforço transverso;
- $h_w$  é a altura da viga.

Dadas as preocupações adicionais com os modos de rotura em caso de um evento sísmico, o EC8, introduz no dimensionamento duas condições adicionais. A primeira limita o espaçamento longitudinal máximo  $s$  (equação 6.30) entre armaduras de esforço transverso nas zonas críticas, zonas essas cuja a sua extensão é definida na cl.5.4.3.1.2 (1)P e deverá ser igual à altura da viga. A segunda limita inferiormente o diâmetro dos estribos  $d_{bw}$  a 6 mm.

$$s = \min(h_w / 4; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8d_{bL}) \quad (6.30)$$

Em que:

- $d_{bL}$  é o diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em mm);
- $h_w$  representa a altura da viga (em mm).

Os valores do espaçamento mínimo entre armaduras de esforço transverso nas zonas críticas podem ser observados na Tabela 6-13:

*Tabela 6-13 - Espaçamento mínimo das armaduras de esforço transverso nas zonas críticas*

| Nome | $h_w$ (mm) | $l_{cr}$ (mm) | $d_{bw}$ (mm) | $d_{bL}$ (mm) | $s$ (mm) |
|------|------------|---------------|---------------|---------------|----------|
| V1   | 500        | 500           | 10            | 20            | 125      |
| V2   | 500        | 500           | 8             | 25            | 125      |

De forma diferente ao esforço normal e ao momento fletor de cálculo que são retirados diretamente da situação de projeto de sísmica, nas estruturas da classe DCM os esforços transversos de cálculo para as vigas primárias são calculados com base no equilíbrio sob as seguintes ações, tal como proposto pela metodologia do dimensionamento pela capacidade real (consultar cl.5.4.2.2 do EC8):

- A carga transversal que atua na viga na situação de projeto sísmica;
- Os momentos plásticos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os dois sentidos da ação sísmica (positivo e negativo).

Apresenta-se de seguida a formulação analítica do esforço transverso de cálculo:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm \frac{(g + \psi_2 q) \cdot l_{cl}}{2} \quad (6.31)$$

Onde:

- $M_{Rb,i}$  representa o momento resistente na extremidade  $i$  da viga;
- $g+\psi_2q$  é o carregamento para a combinação quase-permanente de ações;
- $l_{cl}$  é o comprimento livre da viga.

Para o momento resistente das vigas referido na equação 6-31 também devem ser consideradas a participação das lajes, segundo a cl. 5.4.3.1.1 do EC8. Embora não existam vigas perpendiculares às vigas exemplo 1 e 2, estas encontram-se apoiadas na extremidade de pilares com um metro de largura, tendo-se assim considerado a participação da armadura da laje numa extensão de duas vezes a espessura da laje.

*Tabela 6-14 - Momento resistente da laje*

| <b>b<sub>eff</sub>(m)</b> | <b>A<sub>slaje</sub>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>z<sub>1</sub>(m)</b> | <b>M<sub>RdLaje</sub>[kN.m]</b> |
|---------------------------|---|-------------------------|---------------------------------|
| 0,6                       | 0,0003                                  | 0,47                    | 64,20                           |

O esforço transversal devido às cargas permanentes e à parcela quase permanente das sobrecargas foi retirada diretamente do Robot:

*Tabela 6-15 - Esforço transversal devido à combinação quase permanente – vigas-exemplo*

| <b>Barra</b> | <b>Secção</b> | <b>l (m)</b> | <b>V (kN)</b> |
|--------------|---------------|--------------|---------------|
| V1           | 1             | 0            | 28,91         |
|              | 3             | 3,4          | -44,84        |
| V2           | 1             | 0            | 44,69         |
|              | 3             | 4,2          | -62,88        |

As armaduras longitudinais e respetivos momentos resistentes são apresentados na Tabela 6-16, contando já com a participação da laje.

*Tabela 6-16 - Momento Resistente Global nas extremidades - vigas-exemplo*

| <b>Barra</b> | <b>Secção</b> | <b>l (m)</b> | <b>Armadura</b>         | <b>M<sub>Rd</sub>[kN.m]</b> |
|--------------|---------------|--------------|-------------------------|-----------------------------|
| V1           | 1             | x=0,0        | A <sub>inf</sub> = 4Ø20 | 209,94                      |
|              |               | x=0,0        | A <sub>sup</sub> = 6Ø20 | 290,85                      |
|              | 3             | x=3,4        | A <sub>inf</sub> = 4Ø20 | 209,94                      |
|              |               | x=3,4        | A <sub>sup</sub> = 6Ø20 | 290,85                      |
| V2           | 1             | x=0,0        | A <sub>inf</sub> = 4Ø20 | 209,94                      |
|              |               | x=0,0        | A <sub>sup</sub> = 6Ø20 | 290,85                      |
|              | 3             | x=4,2        | A <sub>inf</sub> = 4Ø20 | 209,94                      |
|              |               | x=4,2        | A <sub>sup</sub> = 6Ø20 | 290,85                      |

Recorrendo à equação 6.31 obtém-se por fim os valores do esforço transversal de cálculo:

*Tabela 6-17 – Esforço transversal de cálculo - vigas-exemplo*

| Barra | l <sub>c</sub> [m] | M <sub>Rd,bi</sub> <sup>-</sup> [kN.m] | M <sub>Rd,bi</sub> <sup>+</sup> [kN.m] | $\frac{M_{Rd,b1}+M_{Rd,b3}}{l_{cl}}$ | V <sub>ed</sub> [kN] |
|-------|--------------------|--|--|--------------------------------------|----------------------|
| V1    | 3,4                | 290,85                                 | 209,94                                 | 189,33                               | 136,54               |
| V2    | 4,2                | 290,85                                 | 209,94                                 | 153,27                               | 137,11               |

A armadura para as zonas críticas está apresentada na Tabela 6.18:

*Tabela 6-18 - Armadura transversal – vigas-exemplo*

| Barra | V <sub>ed</sub> (kN.m) | V <sub>Rd,max</sub> (kN.m) | A <sub>sd</sub> (cm <sup>2</sup> /m) | A <sub>escolhida</sub> |
|-------|------------------------|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| V1    | 136,54                 | 541,77                     | 5,14                                 | 2RØ8//10 (10cm2)       |
| V2    | 137,11                 | 541,77                     | 5,82                                 | 2RØ8//10 (10cm2)       |

Em que:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.32)$$

- $\alpha_{cw}$  é o coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Onde não exista pré-esforço, toma o valor de 1,0;
- $v_1$  é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal. Toma o valor de 0,6 para  $f_{ck} \leq 60\text{Mpa}$ ;
- $z$  é o braço do binário das forças interiores. Considera-se  $z = 0,9 \cdot d$ ;
- $b_w$  é a largura do pilar. Toma o valor de 0,4m;
- $\theta$  é o ângulo formado pela escora comprimida do betão com o eixo da viga. Toma o valor de 45°.

A armadura transversal retirada da equação disponibilizada na cl. 6.2.3 do Ec2:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V_{Rd,s}} \quad (6.33)$$

É de boa prática calcular as armaduras de esforço transversal fora das zonas críticas podendo diminuir eventualmente a quantidade de aço necessário. Como foi referido anteriormente, a zona crítica tem uma extensão de cinquenta centímetros, sendo necessário obter novos valores de esforço transversal de cálculo. Neste caso, a armadura longitudinal é a mesma em toda a extensão da viga, sendo que a parcela associada aos momentos resistentes permanece inalterada.

Quanto à parcela do esforço transversal retirado da CQP, obtiveram-se os valores nas novas secções através do Robot, estando o resultado presente na Tabela 6-19:

*Tabela 6-19 - Cálculo do esforço transversal fora das zonas críticas – vigas-exemplo*

| Barra | Secção | l (m) | V <sub>CQP</sub> (kN) | V <sub>e,d</sub> (kN) |
|-------|--------|-------|-----------------------|-----------------------|
| V1    | 1      | 0,5   | 23,81                 | 132,26                |
|       | 3      | 2,9   | -37,93                |                       |
| V2    | 1      | 0,5   | 39,15                 | 130,39                |
|       | 3      | 3,7   | -56,12                |                       |

Dada a pequena diminuição dos esforços optou-se por utilizar a armadura da zona crítica em toda a extensão da viga.

## 6.4 Pilares

Procedeu-se de seguida ao dimensionamento dos pilares. Segundo o EC8, os pilares definem-se como elementos estruturais sujeitos a um esforço normal reduzido de cálculo superior a 0,1 e segundo o EC2, como elementos verticais limitados às secções cuja maior dimensão não é superior a 4 vezes a menor.

Sendo que a estrutura em estudo não está classificada como porticada, mista ou sistema equivalente, não é necessário verificar a equação (4.29) da cl. 4.4.2.3(4) do EC8 (viga fraca – pilar forte).

### 6.4.1 Verificação das disposições construtivas para pilares primários

Para garantir a ductilidade local nos pilares sísmicos primários, são verificados neste ponto os requisitos apresentados na cl. 5.4.3.2.2 do EC8.

A taxa de armadura longitudinal ( $\rho$ ) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Recorrendo à Tabela 6.20 pode-se observar o cálculo das armaduras mínimas e máximas para os pilares-exemplo assim como o esforço normal reduzido, que não deve exceder o valor de 0,65:

*Tabela 6-20 - Armaduras mínimas e máximas - pilares exemplo*

| Nome  | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) | v <sub>d</sub> |
|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|
| P2.0  | 31,5                                | 126                                 | 0.40           |
| P40.7 | 16                                  | 64                                  | 0.14           |

Em que:

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6.34)$$

A extensão da zona crítica  $l_{cr}$  é medida a partir das secções de extremidade dos pilares e é definida da seguinte forma, sendo que se a condição  $l/h_c < 3$ , a altura total do pilar deve ser considerada como zona crítica:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (6.35)$$

Em que:

- $h_c$  é a maior dimensão da secção transversal do pilar;
- $l_{cl}$  é o comprimento livre do pilar.

Visto que no piso térreo, os enchimentos de alvenaria não alcançam a totalidade da altura livre dos pilares, segundo a cl 5.9 (2) do EC8, a altura total do pilar deve ser considerada como secção crítica.

*Tabela 6-21 - Extensão das zonas críticas para os pilares-exemplo*

| Nome  | $l_{cr}(m)$ |
|-------|-------------|
| P2.0  | 2.50        |
| P40.7 | 0,47        |

Nas zonas críticas também é necessário garantir um espaçamento máximo das cintas na direção longitudinal, que podem ser observados na equação 6.36 e os resultados na Tabela 6-22:

$$s = \min \{ b_0 / 2; 175; 8 \cdot d_{bL} \} \quad (6.36)$$

Onde:

- $b_0$  é a dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação às cintas);
- $d_{bL}$  é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

*Tabela 6-22 - Espaçamento máximo das armaduras transversais na zona críticas dos pilares-exemplo*

| Nome  | s(mm) |
|-------|-------|
| P2.0  | 120   |
| P40.7 | 170   |

Assim sendo, o afastamento máximo das cintas na direção longitudinal é de 170 mm, tendo-se adotado um espaçamento de 100 mm.

Para garantir o adequado confinamento do núcleo de betão, a cl. 5.4.3.2.1(8) do EC8 define o seguinte requisito:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (6.37)$$

Onde:

- $\omega_{wd}$  representa a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas,
- $\nu_d$  representa o esforço normal reduzido de cálculo,
- $\mu_{\phi}$  representa o coeficiente de ductilidade em curvatura,
- $\varepsilon_{sy,d}$  representa o valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço,
- $b_c$  representa a largura bruta da secção transversal,
- $b_o$  representa a largura do núcleo confinado,
- $\alpha$  representa o coeficiente de eficácia do confinamento.

O coeficiente de eficácia é calculado segundo a seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.38)$$

Para as secções retangulares as componentes do coeficiente de confinamento são calculadas da seguinte forma:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} \quad (6.39)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \quad (6.40)$$

Em que:

- $b_i$  representa a distancia entre varões (longitudinais) consecutivos abraçados;
- $h_o$  representa a altura do núcleo confinado;
- $s$  é o afastamento longitudinal das cintas;
- $n$  representa o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos.

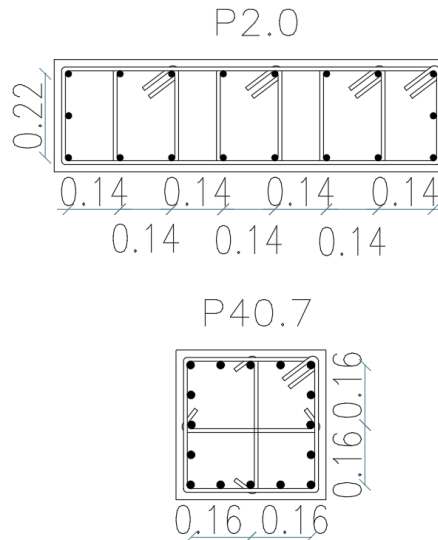
São apresentados na Tabela 6-23 os resultados do cálculo do coeficiente de confinamento para os pilares exemplo considerando as armaduras calculadas mais à frente nos pontos 6.4.2 e 6.4.3.

**Tabela 6-23 – Valores de  $\alpha$  e  $\omega_{wd}$  para os pilares exemplo**

| Nome  | $b_c$ (m) | $h_c$ (m) | $s$ (m) | $\alpha_n$ | $\alpha_s$ | $\alpha$ | $\omega_{wd}$ | $\alpha \cdot \omega_{wd}$ |
|-------|-----------|-----------|---------|------------|------------|----------|---------------|----------------------------|
| P2.0  | 0,3       | 1,05      | 0,1     | 0,8228     | 0,7045     | 0,5797   | 0,2315        | 0,1342                     |
| P40.7 | 0,4       | 0,4       | 0,1     | 0,3333     | 0,5625     | 0,1875   | 0,7127        | 0,1336                     |

Os valores de  $\sum b_i^2$  foram calculados segundo a pormenorização que pode ser vista na figura 6-8 e apresentadas seguidamente:

- Pilar 2.0:  $\sum_n b_i^2 = 14 * 0.14^2 + 2 * 0.22^2$
- Pilar 40.7:  $\sum_n b_i^2 = 4 * 0.16^2$



*Figura 6-8 - Disposição da armadura transversal dos pilares exemplo*

A taxa volumétrica das cintas foi calculada a partir da equação 6.39:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume de cintas} \cdot f_{yd}}{\text{volume do núcleo de betão} \cdot f_{cd}} \quad (6.41)$$

Quanto à segunda parcela da equação 6.37, os resultados para os pilares-exemplo podem ser observados na Tabela 6-24, fazendo a nota que o pilar P40.7 tem um valor negativo devido ao baixo esforço axial de cálculo para a ação sísmica mais condicionante (pilar de suporte da cobertura).

*Tabela 6-24 - Cálculo da 2ª parcela da equação 6.35*

| Nome  | $\mu_\phi$ | $\gamma_d$ | $\epsilon_{sy,d}$ | 2ª Parcela |
|-------|------------|------------|-------------------|------------|
| P2.0  | 3.0        | 0,398      | 0,0022            | 0,0624     |
| P40.7 | 3.0        | 0,1415     | 0,0022            | -0,0024    |

### 6.4.2 Momento fletor e Armadura longitudinal

A título de exemplo apresenta-se o cálculo de dois pilares, cujas características gerais podem ser observadas na Tabela 6-25, e os cálculos dos restantes elementos podem ser consultados no Anexo 6.

*Tabela 6-25 - Características gerais dos pilares-exemplo*

| Barra | $b_c(\text{cm})$ | $h_c(\text{cm})$ | $l_c(\text{m})$ | $A_c(\text{cm}^2)$ |
|-------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|
|-------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|

|       |    |     |      |      |
|-------|----|-----|------|------|
| P2.0  | 30 | 105 | 2,50 | 3150 |
| P40.7 | 40 | 40  | 2,80 | 1600 |

À semelhança do que ocorreu nas vigas, as armaduras longitudinais dos pilares foram obtidas através do Robot e homogeneizadas mais uma vez para obter uma maior facilidade construtiva, podendo as mesmas serem vistas na Tabela 6-26:

*Tabela 6-26 Armaduras longitudinais dos pilares-exemplo*

| Nome  | A <sub>dotada</sub> | A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ] |
|-------|---------------------|-----------------------------------|
| P2.0  | 18Ø16               | 32,17                             |
| P40.7 | 18Ø20               | 56,55                             |

Embora o Robot tenha incluído as exigências do EC2, foi feita manualmente a verificação simplificada da segurança à flexão composta desviada, sendo esta determinada através da aplicação da inequação 6.42 (ver cl. 5.8.9 do EC2):

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1,0 \quad (6.42)$$

Onde:

- $M_{Ed,x/y}$  representa o momento de cálculo em relação ao eixo considerado;
- $M_{Rd,x/y}$  representa o momento resistente na direção considerada;
- $a$  representa o expoente, o qual toma o valor da unidade.

O momento resistente foi calculado segundo a equação 6.43 sendo a respetiva altura da linha neutra obtida através da equação 6.44.

$$M_{Rd} = \left[ A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) \quad (6.43)$$

$$x = \frac{N_{Ed} + (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot d} \quad (6.44)$$

Em que:

- $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  são as armaduras longitudinais na face superior e inferior da secção do pilar. Assumem o mesmo valor pois a pormenorização das armaduras é simétrica.
- $h$  é a altura da secção de betão
- $d$  é a distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e a fibra mais comprimida.

Os momentos resistentes são apresentados nas Tabelas 6-27 e 6-28, apresentados separadamente segundo os eixos principais horizontais (X e Y respetivamente):

**Tabela 6-27 - Cálculo dos momentos resistente segundo x para os pilares exemplo**

| Nome  | b(m) | hc(m) | N <sub>edbase</sub> (kN) | x (m) | d <sub>1</sub> (m) | d (m) | M <sub>Rd</sub> (kN) | M <sub>Ed</sub> (kN) | Combinação |
|-------|------|-------|--------------------------|-------|--------------------|-------|----------------------|----------------------|------------|
| P2.0  | 0,3  | 1,05  | 2507,7                   | 0,52  | 0,05               | 1     | 1177,71              | 280,89               | AS_T1_5    |
| P40.7 | 0,4  | 0,4   | 452,8                    | 0,07  | 0,05               | 0,35  | 449,270              | 336,29               | AS_T1_7    |

**Tabela 6-28 Cálculo dos momentos resistente segundo y para os pilares exemplo**

| Nome  | b <sub>c</sub> [m] | hc(m) | N <sub>edbase</sub> (kN) | x (m) | d <sub>1</sub> (m) | d (m) | M <sub>Rd</sub> (kN) | M <sub>Ed</sub> (kN) | Combinação |
|-------|--------------------|-------|--------------------------|-------|--------------------|-------|----------------------|----------------------|------------|
| P2.0  | 1,05               | 0,3   | 2507,7                   | 0,149 | 0,05               | 0,25  | 367,3316             | 113,31               | AS_T1_5    |
| P40.7 | 0,4                | 0,4   | 452,8                    | 0,071 | 0,05               | 0,35  | 449,2705             | 18,38                | AS_T1_7    |

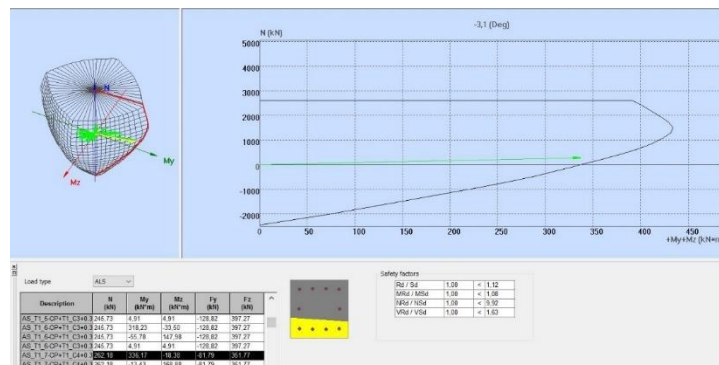
A verificação à inequação 6.40 está apresentada na Tabela 6-29.

**Tabela 6-29 Verificação da inequação 6.40 para os pilares- exemplo**

| Nome  | Verificação |
|-------|-------------|
| P2.0  | 0,50        |
| P40.7 | 0,79        |

O Robot faz a verificação à flexão desviada sem qualquer simplificação fazendo a distribuição real dos esforços pela secção utilizando a metodologia apresentada na cl. 6.1 do EC2, assumindo as seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas;
- A extensão das armaduras aderentes é a mesma das do betão que as envolve;
- As tensões no betão são obtidas do diagrama de tensões-extensões indicado na cl. 3.1.7 do EC2;
- As tensões nas armaduras são obtidas através dos diagramas de cálculo indicados na cl. 3.2 do EC2.



**Figura 6-9 - Exemplificação dos resultados obtidos no Robot para um pilar aleatório**

### 6.4.3 Esforço Transverso e Armadura transversal

A par do método utilizado nas vigas, o esforço transverso de cálculo também é obtido pela regra da capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob a ação do momento na extremidade  $M_{i,d}$  (ver cl. 5.4.2.3 do EC8).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,j,i} \cdot \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (6.45)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  é o coeficiente que tem em conta a sobre resistência por endurecimento do aço e confinamento do betão na zona de compressão do betão, tomando o valor 1,1 as estruturas de classe DCM;
- $M_{Rc,j}$  é o valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico no sentido considerado da ação sísmica.

Sendo que os valores de esforço transverso são dados pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \quad (6.46)$$

Em que:

- $M_{Rc,1}$  e  $M_{Rc,2}$  são os momentos flectores resistentes na extremidade 1 e 2 do pilar.
- $l_{cl}$  representa o comprimento livre do pilar.

Importante mais uma vez referir que o Robot não dimensiona das armaduras de esforço transverso através da equação 6.46.

Utilizando as armaduras longitudinais referidas na Tabela 6-26 os valores dos esforços transversos atuantes nos pilares para as direções horizontais principais podem ser observadas nas Tabelas 6-30 e 6-31.

*Tabela 6-30- Esforço transverso de cálculo segundo x para os pilares exemplo*

| Nome  | $\gamma_r$ | $l_{cl}(m)$ | $M_{Rc1,2}(kN.m)$ | $V_{Ed}(kN)$ | $V_{Rd,max}(kN)$ |
|-------|------------|-------------|-------------------|--------------|------------------|
| P2.0  | 1,1        | 2,5         | 367,33            | 323,25       | 1454.12          |
| P40.7 |            | 2,8         | 449,27            | 350,49       | 703.30           |

*Tabela 6-31 - Esforço transverso de cálculo segundo y para os pilares exemplo*

| Nome  | $\gamma_r$ | $l_{cl}(m)$ | $M_{Rc1,2}(kN.m)$ | $V_{Ed}(kN)$ | $V_{Rd,max}(kN)$ |
|-------|------------|-------------|-------------------|--------------|------------------|
| P2.0  | 1,1        | 2,5         | 1461,79           | 1286,38      | 1454.12          |
| P40.7 |            | 2,8         | 449,27            | 350,49       | 703.30           |

De seguida apresenta-se na Tabela 6-32 as armaduras de esforço transverso necessárias para os esforços de cálculo. A disposição do aço foi feita de forma a verificar as disposições construtivas regulamentares que garantem a ductilidade local.

*Tabela 6-32 - Armaduras de esforço transverso para os pilares exemplo*

| Nome  | $A_{sw/s\ x}$ | $A_{sw/s\ y}$ |
|-------|---------------|---------------|
| P2.0  | 8RØ10//12,5   | 2RØ10//12,5   |
| P40.7 | 3RØ10//12,5   | 3RØ10//12,5   |

Os pormenores das armaduras referidas na Tabela 6-32 podem ser vistas na Peça Desenhada A1-08 ou na Figura 6-8.

### **6.5 Paredes dúcteis**

As paredes estão definidas na cl. 5.1.2 do EC8 como todos os elementos estruturais que suportam outros elementos, de secção transversal alongada com uma relação  $l_w/b_w$  superior a 4.

Em que:

-  $l_w$  é o comprimento da parede;

-  $b_w$  é a espessura da parede.

As paredes dúcteis são aquelas que o mesmo ponto (cl. 5.1.2 do EC8) define como paredes fixas na base de forma que impeça a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural. As mesmas são projetadas de forma a dissipar a energia numa zona da rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

As paredes foram o grande desafio da estrutura em estudo dada a grande frequência da sua utilização. Este fenómeno ocorreu devido à forma muito irregular e recortada em planta que a estrutura apresenta, principalmente na sua periferia, fazendo com que fosse necessário alongar os elementos estruturais verticais para evitar a utilização de vigas curtas altamente solicitadas em zonas sísmicas. As dimensões inicialmente consideradas respeitavam a espessura das paredes, evitando saliências nos espaços interiores, situação essa que não foi possível manter em todas as situações. Numa situação real, esta incompatibilidade teria que ser discutida com o responsável pelo projeto de arquitetura.

A estrutura em estudo apresenta dezoito paredes dúcteis estruturais, incluindo as três que integram o U do núcleo do elevador, desenvolvendo-se de forma continua desde as fundações até ao Piso 7 alcançando os dezanove metros de altura.

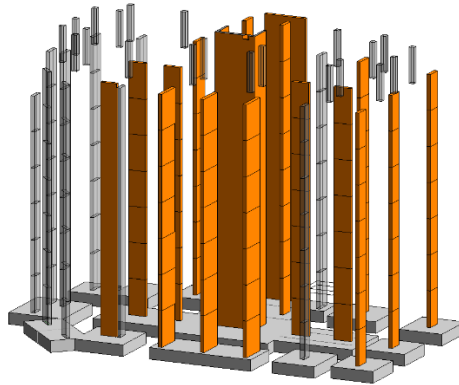


Figura 6-10 – 3D das paredes estruturais (em relevo a cor-de-laranja)

Da mesma forma que foi feito até aqui, vão ser apresentados os cálculos do dimensionamento para duas paredes-exemplo isoladas (P3 e P22) e o dimensionamento das três paredes do núcleo do elevador (CX.1, CX.2 e CX.3), cujas características gerais podem ser encontradas na Tabela 6-33.

Tabela 6-33 – Características gerais das paredes-exemplo

| Parede | $b_w$ (m) | $l_w$ (m) |
|--------|-----------|-----------|
| P3     | 0,30      | 1,50      |
| P22    | 0,30      | 1,40      |
| CX.1   | 0,30      | 2,20      |
| CX.2   | 0,30      | 3,20      |
| CX.3   | 0,30      | 2,20      |

### 6.5.1 Verificação das disposições construtivas para paredes dúcteis

Está definida na cl. 5.4.3.4.2(1) do EC8, a altura máxima da zona crítica,  $h_{cr}$ , apresentadas na equação 6.47 que deverá ser medida a partir da base da parede ou nível da fundação (no caso da estrutura em estudo).

$$h_{cr} = \max(l_w; h_w/6)$$

$$h_{cr,max} = \min \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s \text{ (para } n \geq 7) \end{cases} \quad (6.47)$$

Em que:

-  $h_s$  é a altura livre do piso.

O valor da altura crítica das paredes exemplo pode ser observado na Tabela 6-34.

Tabela 6-34 - Altura crítica das paredes-exemplo

| Parede | $h_w$ (m) | $h_w/6$ (m) | $l_w$ (m) | $h_{cr}$ (m) | $2 \cdot h_s$ (m) | $2 l_w$ (m) | $h_{cr,max}$ (m) | $h_{cr}$ adotado(m) |
|--------|-----------|-------------|-----------|--------------|-------------------|-------------|------------------|---------------------|
| P3     | 19,65     | 3,28        | 1,50      | 3,28         | 5,60              | 3,00        | 3,00             | 3,00                |
| P22    | 19,65     | 3,28        | 1,40      | 3,28         | 5,60              | 2,80        | 2,80             | 2,80                |
| CX.1   | 19,65     | 3,28        | 2,20      | 3,28         | 5,60              | 4,40        | 4,40             | 3,28                |
| CX.2   | 19,65     | 3,28        | 3,20      | 3,28         | 5,60              | 6,40        | 5,60             | 3,28                |
| CX.3   | 19,65     | 3,28        | 2,20      | 3,28         | 5,60              | 4,40        | 4,40             | 3,28                |

Na cláusula 5.4.1.2.3 do EC8 é definido que para projetos de classe DCM, a espessura da alma das paredes,  $b_{w0}$ , deve satisfazer a condição 6.48 assumindo um valor de 15 cm para o presente projeto:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\} \quad (6.48)$$

No entanto, é também recomendado pela cl. 5.4.3.4.2 (10) do EC8 que estes elementos devem ter uma espessura mínima de 200 mm e que cumpram o seguinte requisito:

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > h_s/15 \\ \text{se } l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > h_s/10 \end{cases} \quad (6.49)$$

Em que:

- $l_c$  representa a extensão dos elementos confinados (pilares fictícios);
- $h_s$  é a altura entre pisos.

A extensão mínima dos elementos confinados é limitada regularmente no mesmo ponto (ver cl. 5.4.3.4.2 (6) do EC8) através da seguinte inequação:

$$l_{c,min} \geq \max(0,15 \cdot l_w; 1,50 \cdot b_w) \quad (6.50)$$

A espessura das paredes foi limitada ao máximo pela arquitetura, atingindo uma espessura de 300mm na maioria das situações, com a exceção de alguns elementos que tiveram de ser redimensionados devido às elevadas solicitações.

Sendo que em todas as paredes em estudo da estrutura apenas se respeita a inequação  $b_w > h_s/15$ , a extensão máxima e mínima dos elementos confinados está apresentada na Tabela 6-35.

**Tabela 6-35 – Restrições geométricas dos pilares fictícios de extremidade**

| <b>Parede</b> | <b>2·b<sub>w</sub>(m)</b> | <b>0,2·l<sub>w</sub>(m)</b> | <b>l<sub>c,máx</sub>(m)</b> | <b>1,50·b<sub>w</sub></b> | <b>0,15·l<sub>w</sub></b> | <b>l<sub>c,min</sub>(m)</b> |
|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| P3            | 0,60                      | 0,30                        | 0,60                        | 0,45                      | 0,23                      | 0,45                        |
| P22           | 0,70                      | 0,28                        | 0,70                        | 0,525                     | 0,21                      | 0,45                        |
| CX.1          | 0,60                      | 0,44                        | 0,60                        | 0,45                      | 0,33                      | 0,45                        |
| CX.2          | 0,60                      | 0,64                        | 0,60                        | 0,45                      | 0,48                      | 0,48                        |
| CX.3          | 0,60                      | 0,44                        | 0,60                        | 0,45                      | 0,33                      | 0,45                        |

O valor do esforço normal reduzido das paredes,  $v_d$ , é limitado superiormente por 0,4, valor consideravelmente inferior aos 0,65 apresentados pela norma na situação dos pilares primários. A verificação desta condição está feita na Tabela 6-36.

*Tabela 6-36 – Cálculo do esforço normal reduzido*

| <b>Parede</b> | <b>N<sub>Ed</sub> (kN)</b> | <b>A<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>)</b> | <b>v<sub>d</sub></b> |
|---------------|----------------------------|--------------------------------------|----------------------|
| P3            | 1657,29                    | 0,45                                 | 0,18                 |
| P22           | 2492,52                    | 0,49                                 | 0,25                 |
| CX.1          | 2113,53                    | 0,66                                 | 0,16                 |
| CX.2          | 1890,53                    | 0,96                                 | 0,10                 |
| CX.3          | 2113,53                    | 0,66                                 | 0,16                 |

Relativamente às armaduras longitudinais máximas e mínimas, a cl. 9.6.2 do EC2 define os seus valores regulamentares, sendo importante referir que ao fazer o dimensionamento das paredes com os elementos de extremidade confinados, as áreas de betão presentes no cálculo da armadura mínima e máxima deverão ser a dos elementos confinados e não da totalidade da parede. Ainda na mesma cláusula pode ser encontrado o valor do cálculo das armaduras transversais mínimas

$$\begin{aligned}
 A_{s,v \min} &= 0,002 \cdot A_c \\
 A_{s,v \max} &= 0,04 \cdot A_c \\
 A_{s,h \min} &= \max \{ 25\% \cdot A_{s,v}; 0,001 \cdot A_c \}
 \end{aligned}
 \tag{6.51}$$

Em que:

- $A_{s,v \min}$  é a armadura longitudinal mínima;
- $A_{s,v \max}$  é a armadura longitudinal máxima;
- $A_{s,h \min}$  é a armadura transversal mínima.

É definido no mesmo ponto (ver cl. 9.6.2 do EC2) que a distância entre dois varões verticais adjacentes deve ser definida através da equação 6.52:

$$s_{dv} \leq \min(3 \cdot b_w; 400\text{mm})
 \tag{6.52}$$

*Tabela 6-37 - Limitações geométricas para as armaduras das paredes-exemplo*

| <b>Parede</b> | <b>A<sub>s,v min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A<sub>s,v max</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A<sub>s,h min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>s<sub>dv</sub> (cm)</b> |
|---------------|---|---|---|----------------------------|
| P3            | 3,81  | 79,20                                       | 9,00  | 40                         |
| P22           | 5,73  | 106,40                                      | 9,80  | 40                         |
| CX.1          | 4,86  | 79,20                                       | 13,20                                       | 40                         |
| CX.2          | 4,35  | 84,00                                       | 19,20                                       | 40                         |
| CX.3          | 4,86  | 79,20                                       | 13,20                                       | 40                         |

De forma análoga ao que acontece nos pilares primários, nas paredes também é necessário garantir o confinamento dos núcleos resistentes de betão, constituídos pelos elementos de extremidade confinados ou pilares fictícios.

Para satisfazer esta condição, a cl. 5.4.3.4.2 (4) do EC8 define a seguinte limitação:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} (v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (6.53)$$

Em que:

-  $\omega_v$  representa a taxa mecânica das armaduras verticais de alma.

Este método de verificação é muito semelhante ao utilizado para os pilares primários (equação 6.37), apenas diferindo na consideração das armaduras longitudinais dos elementos de extremidade confinados no segundo termo da inequação.

*Tabela 6-38 - Valores de  $\alpha$  para os elementos de extremidade das paredes dúcteis*

| Nome | b <sub>c</sub> (m) | h <sub>c</sub> (m) | s(m) | $\alpha_n$ | $\alpha_s$ | $\alpha$ | $\omega_{wd}$ | $\alpha \cdot \omega_{wd}$ |
|------|--------------------|--------------------|------|------------|------------|----------|---------------|----------------------------|
| P3   | 0,30               | 1,50               | 0,10 | 0,560      | 0,668      | 0,375    | 0,272         | 0,102                      |
| P22  | 0,30               | 1,40               | 0,10 | 0,576      | 0,723      | 0,417    | 0,272         | 0,106                      |
| CX.1 | 0,30               | 2,20               | 0,10 | 0,585      | 0,639      | 0,374    | 0,272         | 0,106                      |
| CX.2 | 0,30               | 3,20               | 0,10 | 0,575      | 0,676      | 0,389    | 0,344         | 0,135                      |
| CX.3 | 0,30               | 2,20               | 0,10 | 0,585      | 0,639      | 0,374    | 0,425         | 0,166                      |

O valor do fator de ductilidade em curvatura  $\mu_{\phi}$  pode ser calculado aplicando a equação 6.23, situação utilizada no presente projeto.

Para considerar a participação das armaduras na equação 6.53 é necessário primeiro determinar a dimensão dos elementos de extremidade confinados. Segundo a cl. 5.4.3.2 (6) do EC8, o comprimento do elemento de extremidade confinado  $l_c$  é definido pela seguinte equação:

$$l_c = x_u \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.54)$$

Em que:

- $x_u$  representa a posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado;
- $\varepsilon_{cu2}$  é a extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento. Adota-se o valor de 0,0035;
- $\varepsilon_{cu2,c}$  é a extensão última do betão confinado.

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} \quad (6.55)$$

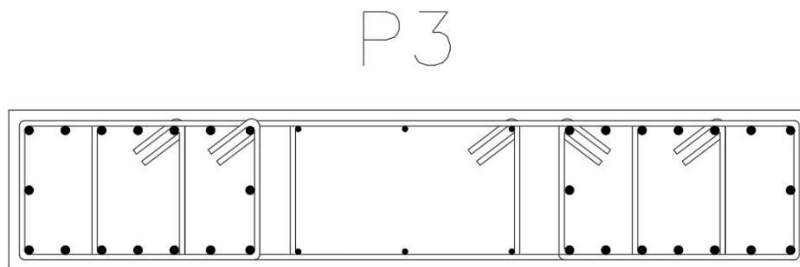
$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha\omega_{wd} \quad (6.56)$$

Como nesta fase ainda não foi definida a dimensão do elemento de extremidade confinado é necessário estimar o valor da taxa mecânica volumétrica das cintas nas zonas críticas,  $\omega_{wd}$ , sendo que foi assumido o valor mínimo regulamentar de 0.08.

*Tabela 6-39 - Posição do eixo neutro e comprimento da extremidade confinada para as paredes exemplo*

| Nome | $v_d$ | $\omega_v$ | $b_0(m)$ | $b_c(m)$ | $l_w(m)$ | $x_u(m)$ | $l_c(m)$ |
|------|-------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| P3   | 0,18  | 0,06       | 0,22     | 0,30     | 1,50     | 0,50     | 0,45     |
| P22  | 0,30  | 0,05       | 0,22     | 0,30     | 1,40     | 0,68     | 0,45     |
| CX.1 | 0,29  | 0,06       | 0,22     | 0,30     | 2,20     | 0,66     | 0,45     |
| CX.2 | 0,32  | 0,06       | 0,22     | 0,30     | 3,20     | 0,65     | 0,45     |
| CX.3 | 0,19  | 0,06       | 0,22     | 0,30     | 2,20     | 0,43     | 0,45     |

Após ser definida a espessura do elemento confinado é agora possível determinar  $\omega_{wd}$ , considerando as dimensões dos elementos referidas anteriormente e representadas na figura 6-11 para a parede exemplo P3.



*Figura 6-11 - Disposição da armadura transversal da parede P3*

*Tabela 6-40 - Taxa mecânica volumétrica das cintas dos elementos confinados para as paredes exemplo*

| Nome | $s[mm]$ | $V_{aço}[m^3]$ | $V_{betão}[m^3]$ | $\omega_{wd}$ | $\alpha \cdot \omega_{wd}$ |
|------|---------|----------------|------------------|---------------|----------------------------|
| P3   | 100     | 0,003          | 0,423            | 0,236         | 0,082                      |
| P22  | 100     | 0,003          | 0,576            | 0,190         | 0,074                      |
| CX.1 | 110     | 0,005          | 0,423            | 0,368         | 0,123                      |
| CX.2 | 100     | 0,005          | 0,451            | 0,358         | 0,125                      |
| CX.3 | 110     | 0,005          | 0,423            | 0,368         | 0,123                      |

Por fim é feita a verificação da inequação 6.53 presente na Tabela 6-41, onde se pode verificar a validação regulamentar por a 1ª parcela ser sempre superior ou igual à 2ª parcela.

*Tabela 6-41 - Verificação da inequação 6.53*

| Nome | 1ª Parcela | 2ª Parcela |
|------|------------|------------|
| P3   | 0,082      | 0,030      |
| P22  | 0,074      | 0,042      |
| CX.1 | 0,123      | 0,023      |
| CX.2 | 0,125      | 0,007      |
| CX.3 | 0,123      | 0,023      |

### 6.5.2 Momento Fletores e Armaduras longitudinais

Na tentativa de considerar as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos plásticos, a cl. 5.4.2.4 sugere a modificação do diagrama de esforços obtido através da análise sísmica adicionando um deslocamento vertical (tension shift)  $a_1$ , aos diagramas de momentos fletores. Este deslocamento vertical é função da inclinação das escoras no modelo considerado para o cálculo do esforço transversal, que para o presente projeto é dado pela equação 6.57 e os resultados para as paredes exemplo na Tabela 6-42:

$$a_1 = z \cdot \cot(\theta) \quad (6.57)$$

*Tabela 6-42 - Valores do deslocamento vertical (tension shift) para as paredes-exemplo*

| Nome | $a_1$ |
|------|-------|
| P3   | 1,69  |
| P22  | 1,58  |
| CX.1 | 5,37  |
| CX.2 | 7,84  |
| CX.3 | 5,37  |

A transformação dos diagramas de momentos fletores para efeitos de dimensionamento utiliza os valores dos esforços calculados através da combinação sísmica, definindo-se de seguida uma envolvente abrangendo os valores de pico. À envolvente é adicionado o valor do deslocamento vertical (tension shift) obtendo-se por fim os momentos fletores de cálculo.

Estão representados na Figura 6-12 os diagramas de momentos fletores para as paredes-exemplo, sendo que o diagrama elástico, digrama da envolvente e diagrama com o deslocamento vertical podem ser vistos respetivamente do interior para o exterior do gráfico.

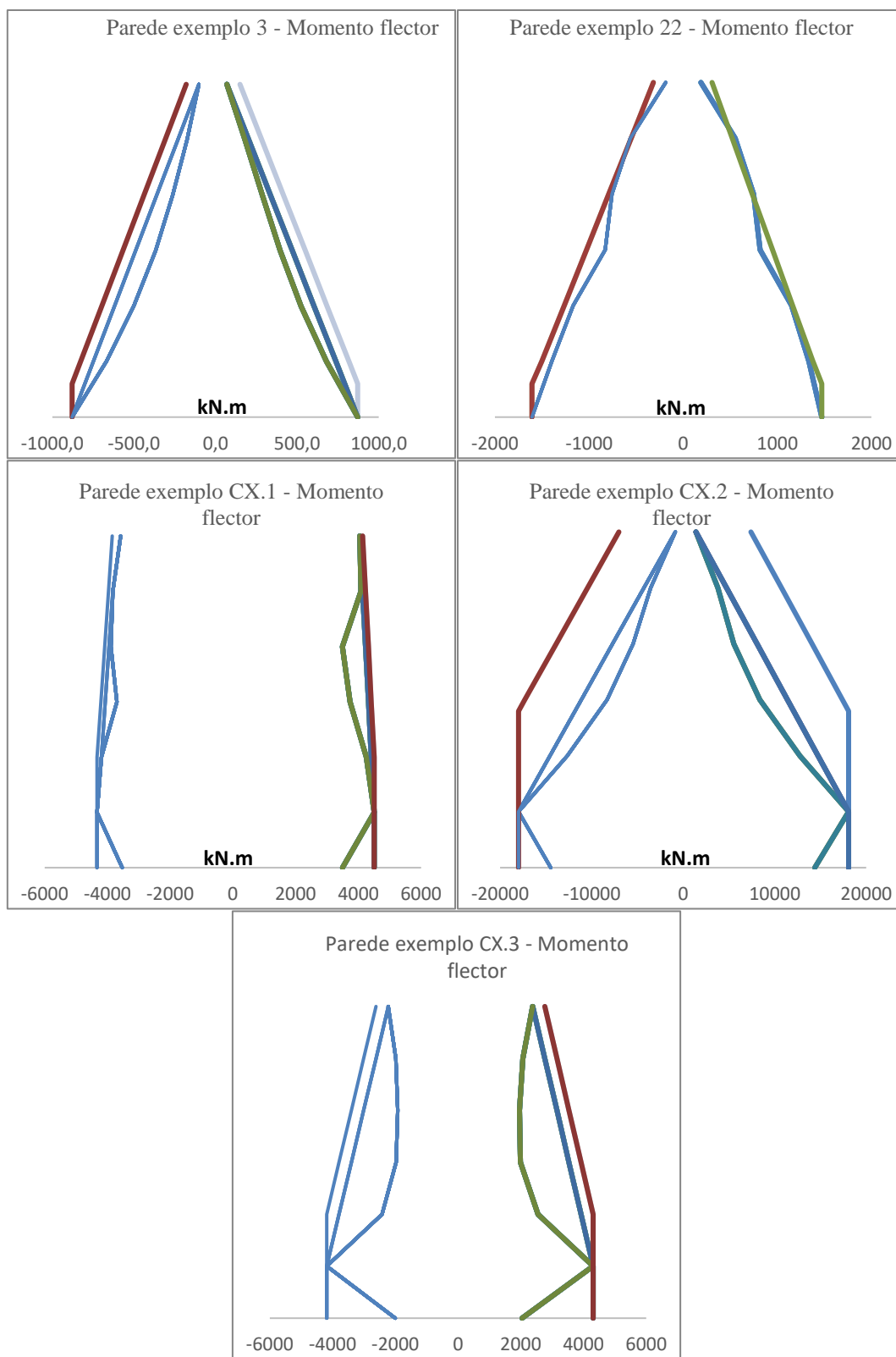


Figura 6-12 - Momentos fletores de cálculo para as paredes-exemplo

É usual no dimensionamento das paredes estruturais considerar-se que a sua capacidade resistente se concentra nas suas extremidades, através da criação dos pilares fictícios ou elementos de extremidade confinados. Para a verificação ao estado limite último de flexão

utilizou-se o método dos pilares fictícios. É um método simplificado, mas garante a eficiência da resposta sísmica das paredes estruturais, por criarem um binário entre as duas extremidades da mesma de forma a absorver os esforços.

Através deste método apenas se consideram os momentos na direção da maior inércia da secção. Os momentos atuantes segundo a menor inércia da secção são desprezados.

Para o cálculo das armaduras nas paredes isoladas, considera-se o esforço normal atuante para a combinação sísmica acrescido do binário provocado pelo momento fletor da mesma combinação sísmica, considerando o braço do binário  $z$ , igual à distância entre os eixos dos elementos de extremidade confinados.

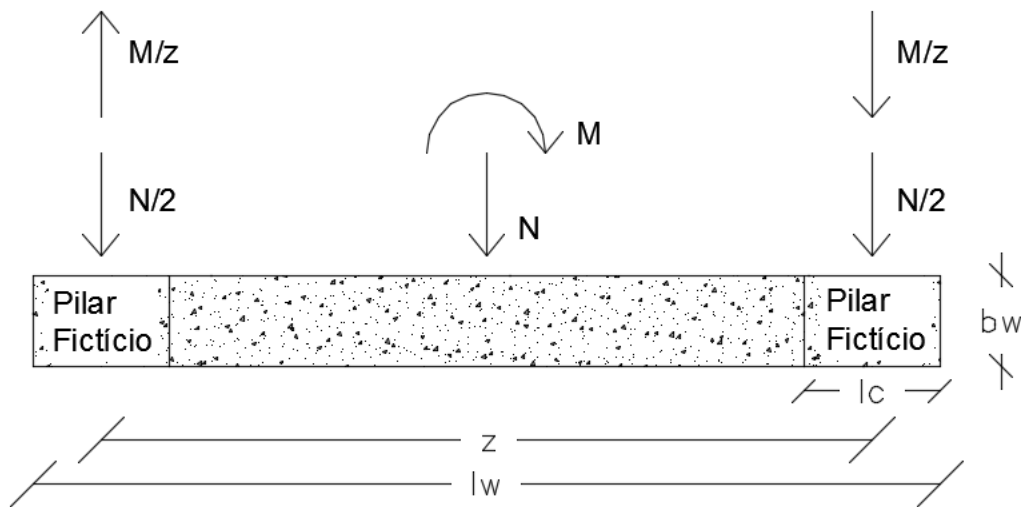


Figura 6-13 - Dimensionamento das armaduras de flexão através dos elementos de extremidade confinados

A armadura de flexão é depois calculada a partir da extremidade que possuir o maior valor de tração ( $F_s$ ) resultante da soma do esforço normal com a força provocada pelo binário, e replicada na extremidade que possuir o menor valor. A área de aço necessária é determinada a partir da expressão 6.58:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (6.58)$$

Onde  $F_s$  é a força de tração da armadura tracionada.

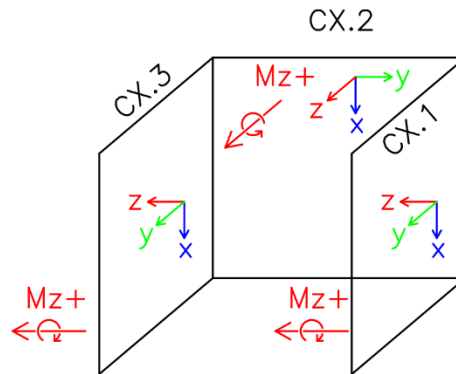
O dimensionamento das paredes exemplo isoladas pode ser visto na Tabela 6-43:

Tabela 6-43 - Armaduras de flexão das paredes-exemplo P3 e P22

| Nome | Comb. Sísmica | $N_{Ed}$ (kN) | $M_{Ed}$ (kN) | Z (m) | $N_{Ed}/2$ (kN) | $M_{Ed}/z$ (kN) | $F_t$ (kN) | $A_{long}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adotada}$ |
|------|---------------|---------------|---------------|-------|-----------------|-----------------|------------|-------------------------------|---------------|
| P3   | 24            | -583,28       | 1473,36       | 0,82  | -291,67         | -1807,87        | 2099,44    | 48.29                         | 16Ø20         |
| P22  | 67            | 1449,24       | -879,05       | 0,99  | 724,65          | -887,92         | 163,33     | 3.762                         | 8Ø16          |

No caso das paredes que compõem o núcleo do elevador, o método de cálculo das armaduras de flexão é semelhante ao referido anteriormente, mas com as seguintes diferenças:

- Aquando do dimensionamento dos cantos do núcleo é necessário considerar a participação de ambas as paredes que se intercetam. Se o dimensionamento das armaduras de flexão for feito de forma independente, obtêm-se um valor elevadíssimo de armadura nos cantos, que provavelmente excederá o valor regulamentar e não trás nenhuma mais valia à resposta estrutural.



**Figura 6-14 - Modelo do das paredes do núcleo para o dimensionamento dos cantos**

- É boa prática fazer o dimensionamento das armaduras de flexão de forma simétrica, sendo que ambas as paredes laterais devem possuir a mesma armadura. Assim sendo, verificou-se qual das paredes laterais é mais condicionante e utiliza-se a mesma armadura para ambas as extremidades isoladas.
- O esforço normal atuante em cada parede foi calculado através do somatório das forças normais nas três paredes e redistribuído proporcionalmente à área de cada parede. Se este método não for utilizado, surgem valores de tração elevadíssimos geralmente numa das paredes para cada combinação sísmica, provocado pela resposta elástica do modelo que não espelha o comportamento real do núcleo.

**Tabela 6-44 - Proporção das paredes que compõem o núcleo do elevador**

| Nome | (cm <sup>2</sup> ) | Participação |
|------|--------------------|--------------|
| CX.1 | 6000               | 28%          |
| CX.2 | 9600               | 62%          |
| CX.3 | 6000               | 28%          |

O dimensionamento das extremidades isoladas das paredes laterais do núcleo do elevador pode ser visto na Tabela 6-45, apenas sendo apresentada a situação mais desfavorável.

*Tabela 6-45 - Armaduras de flexão das extremidades isoladas das paredes exemplo CX.1 e CX.3*

| Nome   | Comb. Sísmica | N <sub>Ed</sub> (kN) | M <sub>Ed</sub> (kN) | Z (m) | N <sub>Ed</sub> /2 (kN) | M <sub>Ed</sub> /z (kN) | F <sub>t</sub> (kN) | A <sub>long</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adotada</sub> |
|--------|---------------|----------------------|----------------------|-------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------------------|----------------------|
| CX.1/3 | 66            | -1754,5              | 4505                 | 1,34  | -877,41                 | 3361,9                  | 2484,6              | 57,15                                | 18Ø20                |

De seguida procedeu-se ao dimensionamento dos cantos do núcleo do elevador. Na tabela 6-46 podem ser vistos os esforços axiais provocados nos cantos pela combinação mais desfavorável considerando a participação de ambas as paredes.

*Tabela 6-46 - Força de tração de cálculo para os cantos do núcleo do elevador*

| Comb. sísmica | N <sub>CX.1/3</sub> (kN) | N <sub>CX.2</sub> (kN) | M <sub>yCX.1/z</sub> (kN.m) | M <sub>yCX.3/z</sub> (kN.m) | M <sub>yCX.2/z</sub> (kN.m) | F <sub>td</sub> (kN) |
|---------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------|
| 49            | 1091,5                   | 4836,2                 | -6873,3                     | 0,0                         | 1721,4                      | 2667,0               |

De notar que nos cantos do núcleo do elevador apenas concorrem duas paredes, daí que a coluna  $M_{yCX.3/z}$  seja igual a zero.

Depois de ter a força de tração de cálculo para os cantos do núcleo do elevador, o dimensionamento da armadura é feito de forma análoga ao referido anteriormente e pode ser consultado na Tabela 6-47.

*Tabela 6-47 - Armadura de flexão da parede-exemplo 24*

| Nome | Comb. Sísmica | N <sub>Ed</sub> (kN) | M <sub>Ed</sub> /z (kN) | F <sub>t</sub> (kN) | A <sub>long</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adotada</sub> |
|------|---------------|----------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------------------|----------------------|
| CX.2 | 49            | -5927,67             | -5151,9                 | 2667,0              | 61,34                                | 20Ø20                |

Quanto à área da secção de parede que se encontra fora das extremidades confinadas, geralmente denominada como alma da parede, atribui-se a armadura mínima longitudinal pois não é expectável que tenha participação relevante na resposta à ação sísmica. O valor das armaduras atribuídas à alma das paredes pode ser observado na Tabela 6-48:

*Tabela 6-48 – Armadura longitudinal na alma das paredes-exemplo*

| Nome | A <sub>sv,min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s,adot</sub> | A <sub>s,adot</sub> (cm <sup>2</sup> /m) |
|------|--|---------------------|--|
| P3   | 9,00                                   | Ø10//0,20           | 4,00                                     |
| P22  | 9,80                                   | Ø10//0,20           | 4,00                                     |
| CX.1 | 13,2                                   | Ø10//0,20           | 4,00                                     |
| CX.2 | 19,2                                   | Ø10//0,20           | 4,00                                     |
| CX.3 | 13,2                                   | Ø10//0,20           | 4,00                                     |

De notar que a armadura adotada apresenta as unidades em cm<sup>2</sup>/m, situação essa que distribuída pelo comprimento disponível e ambas as faces da parede excede o valor mínimo requerido.

De forma a evitar um sobredimensionamento exagerado, é comum reduzir-se a armadura de flexão das paredes em altura consoante o andamento do diagrama de momentos fletores. Nem sempre se verifica a necessidade de o fazer, ou por o diagrama de momentos fletores ter os valores máximos nos pisos superiores ou porque as paredes são pouco solicitadas e a armadura de flexão é reduzida.

Apresenta-se a título de exemplo a redução feita na parede-exemplo 3, que sofreu uma redução de armadura no Piso 3, inclusive.

*Tabela 6-49 - Armadura de flexão para parede exemplo 3 - Piso 3*

| Nome | Comb. Sísmica | N <sub>Ed</sub> (kN) | M <sub>Ed</sub> (kN) | Z (m) | N <sub>Ed</sub> /2 (kN) | M <sub>Ed</sub> /z (kN) | F <sub>t</sub> (kN) | A <sub>long</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>dotada</sub> |
|------|---------------|----------------------|----------------------|-------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------------------------------|---------------------|
| P3   | 57            | 1952,2               | -205,98              | 0,99  | 976,1                   | -321,8                  | 163,33              | 39,92                                | 12Ø20               |

Esta consideração permitiu a título de exemplo que a parede-exemplo 3 sofre-se uma redução de 18% na quantidade de aço utilizado ao longo de toda a extensão da parede. Estas reduções são mais ou menos otimizadas e detalhadas consoante a necessidade e complexidade do projeto.

De referir que o dimensionamento das armaduras das paredes resistentes da estrutura em estudo foi feito integralmente através de cálculos manuais pois o Robot não apresenta módulos de dimensionamento de paredes de betão armado através dos elementos de extremidade confinados.

### **6.5.3 Esforço Transverso e Armadura transversal**

Por se considerar que existe a possibilidade de ocorrer um aumento dos esforços transversos na base de uma parede após plastificação, a cl. 5.4.2.4 (6)P do EC8 exige que os mesmos sejam aumentados em 50% em relação aos esforços transversos obtidos a partir da combinação sísmica, sendo que o esforço transverso de cálculo no topo da parede tem que ser igual ou superior a 50% do esforço transverso de cálculo na base.

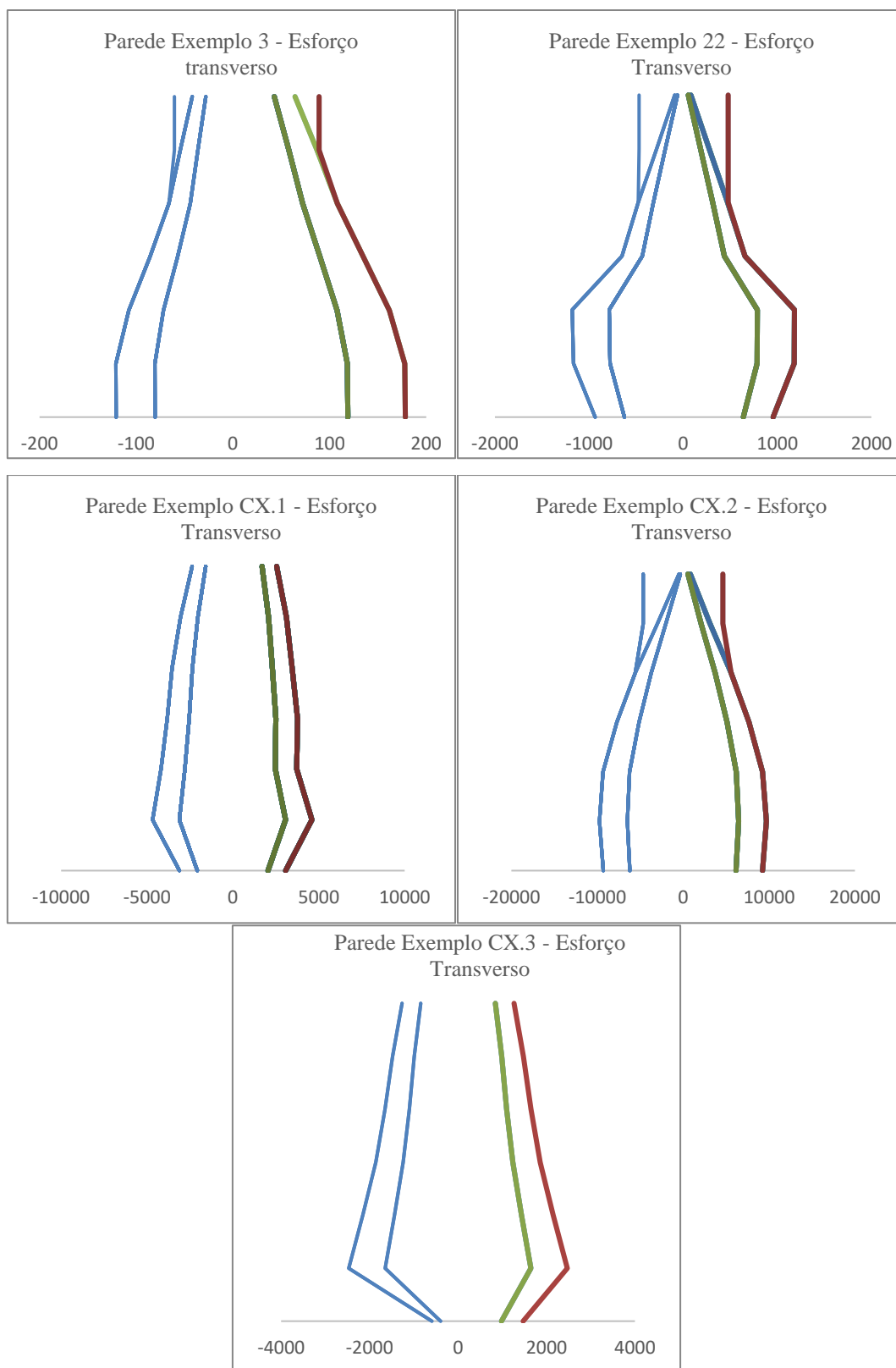


Figura 6-15 - Esforços Transversos de Cálculo para as paredes exemplo

Para o dimensionamento das armaduras é comum considera-se apenas o esforço transversal de cálculo que atua na direção de maior inércia, sendo que a resistência na direção de menor inércia fica claramente assegurado.

As armaduras de esforço transversal para as paredes estruturais foram calculadas da seguinte forma:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} \quad (6.5928)$$

No caso das estruturas de Classe de Ductilidade Média, como é expectável que os elementos de betão armado entrem significativamente no regime não linear, é aconselhado a utilização do ângulo entre a direção do eixo da peça e a direção das bielas,  $\theta$ , igual a  $38^\circ$  (opção menos conservadora).

Como o núcleo do elevador foi modelado através de três paredes independentes, o esforço transversal de cálculo segundo a direção Y foi calculado através do somatório dos esforços resultantes nas paredes CX.1 e CX.2, responsáveis pela resistência nesta direção.

Já segundo a direção X, o elemento resistente é a parede CX.2 e o esforço transversal de cálculo foi obtido através da contribuição desta.

Apresenta-se na Tabela 6-50 os cálculos das armaduras de esforço transversal:

*Tabela 6-50 - Armaduras de Esforço transversal das paredes-exemplo*

| Nome | $V_{Ed}$ [kN] | Z(m) | $A_{sv}$ (cm <sup>2</sup> /m) | $A_{svmin}$ (cm <sup>2</sup> /m) | $A_{sv}$ adotada |
|------|---------------|------|-------------------------------|----------------------------------|------------------|
| P3   | 178,46        | 1,22 | 2,64                          | 4,50                             | 2RØ8//10         |
| P22  | 1178,81       | 1,13 | 18,68                         | 4,90                             | 2RØ12//10        |
| CX.1 | 1248,05       | 1,78 | 12,59                         | 6,60                             | 3RØ12//10        |
| CX.2 | 9739,55       | 3,20 | 67,52                         | 9,60                             | 3RØ12//10*       |
| CX.3 | 1248,05       | 1,78 | 12,59                         | 6,60                             | 3RØ12//10        |

\*Devido ao esforço transversal elevado na parede CX.2 considerem-se os seguintes dois parágrafos.

Na situação em que o esforço transversal é muito elevado, é comum considerar-se adicionalmente à capacidade resistente da armadura de esforço transversal da parede  $A_{sv}$ , segundo a direção em estudo, a capacidade resistente dos estribos presentes nos elementos de extremidade confinada, e no caso do núcleo do elevador, a participação das paredes concorrentes. Fazendo esta consideração evita-se armar exageradamente as paredes, pois na realidade as armaduras transversais presentes nos pilares fictícios, e no caso do núcleo de elevador as outras paredes, tem uma participação efetiva na capacidade resistente.

Se a capacidade resistente requerida ainda não tiver sido alcançada, é necessário a instalação de novos elos de estribos na alma da parede. Recorrendo à Figura 6-16 e Tabela 6-51 pode-se observar a participação de cada um dos conjuntos de armaduras presentes no núcleo de elevador, de forma a resistir ao esforço transversal na direção X (9739,55kN).

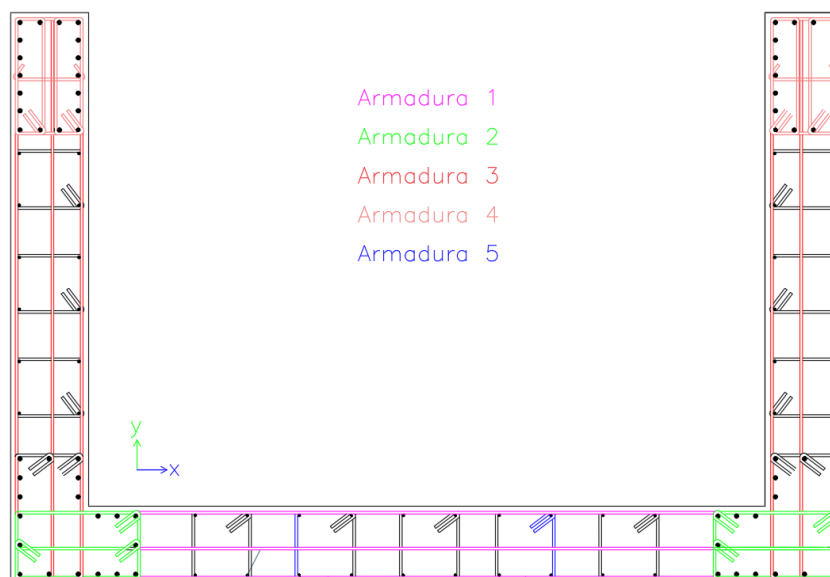


Figura 6-16 - Participação das diferentes armaduras do núcleo do elevador para a resistência ao esforço transverso segundo X

Tabela 6-51 - Armadura necessária para resistir ao esforço transverso segundo x atuante no núcleo do elevador

| Armadura | A <sub>sV</sub> adotada | A <sub>sV</sub> (cm <sup>2</sup> /m) | z(m) | f <sub>y,d</sub> (MPa) | V <sub>resistente</sub> (kN) |
|----------|-------------------------|--------------------------------------|------|------------------------|------------------------------|
| Arm. 1   | 3RØ12//10               | 36,60                                | 2,85 | 434,78                 | 5810,92                      |
| Arm. 2   | 3RØ10//10               | 24,00                                | 0,41 |                        | 1081,83                      |
| Arm. 3   | 3RØ12//10               | 36,60                                | 0,24 |                        | 494,94                       |
| Arm. 4   | 3RØ10//10               | 24,00                                | 0,24 |                        | 649,10                       |
| Arm. 5   | 2RØ10//10               | 16,00                                | 0,42 |                        | 1506,55                      |

## 6.6 Fundações

A solução adotada para as fundações do projeto em estudo é composta por sapatas de cargas centradas, isoladas ou contínuas, ligadas entre si por vigas de fundação. Dadas as especificidades da disposição em planta dos elementos estruturais, as extremidades de algumas fundações isoladas ficam muito próximas, situação essa que em obra potencialmente resultaria efetivamente na construção de sapatas contínuas.

Com o intuito de fazer o dimensionamento das fundações isoladas com base no cálculo pela capacidade real, a cl. 4.4.2.6 do EC8 exige que os valores dos esforços de cálculo devem ser obtidos da seguinte forma:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (6.60)$$

Em que:

- $\gamma_{Rd}$  é o coeficiente de sobre resistência é 1,0 para coeficientes de comportamento inferiores a 3;
- $E_{F,G}$  é o efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

- $E_{F,E}$  é o efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
- $\Omega$  é o coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento  $i$  ( $R_{di}$ ) com o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento  $i$  ( $E_{di}$ ) para a situação de projeto sísmica;
- $R_{di}$  representa o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento  $i$ ;
- $E_{di}$  representa o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento  $i$  para a situação de projeto sísmica.

É comum igualar-se o coeficiente  $\Omega$  à unidade, situação mais desfavorável em que o momento atuante iguala o momento resistente, aproximando a equação 6.60 da situação sísmica de cálculo.

Por se ter optado em certas circunstâncias por sapatas com mais de um elemento vertical, é necessário que nestas situações o coeficiente de sobre resistência  $\gamma_{Rd}$  seja igual a 1.4 (ver cl.4.4.2.6(8)).

Dado o grande número de sapatas presentes na estrutura em estudo, vão ser apresentadas nos seguintes pontos 3 fundações-exemplo, contemplando sapatas isoladas e contínuas e as restantes podem ser observadas no Anexo. 6.

### 6.6.1 Dimensionamento

Como foi referido no ponto anterior, as sapatas estão ligadas por vigas de fundação. Estes elementos horizontais fazem a absorção dos momentos atuantes na base dos elementos estruturais verticais, sendo que as fundações apenas resistem às solicitações verticais, simplificando a verificação da rotura por corte ou punçoamento do solo.

Para obter as dimensões das sapatas recorreu-se à equação 4.6 e os valores para as fundações exemplo podem ser vistos na Tabela 6-52.

Quanto à capacidade resistente do solo, dado que o objetivo deste exercício é puramente académico, assumiu-se uma tensão admissível no solo de 200Kpa, tensão essa que pode ser excedida se a ação condicionante for a ação sísmica até ao valor de 400kPa.

*Tabela 6-52 - Tensão admissível no solo para as fundações-exemplo*

| Nome | N (kN) | $A_{min}(m^2)$ | a (m) | b (m) | h (m) | PP <sub>Fund</sub> (kN) | $\sigma_{solo}$ (kPa) |
|------|--------|----------------|-------|-------|-------|-------------------------|-----------------------|
| S03  | 1110,7 | 2,6            | 3,0   | 3,0   | 0,9   | 202,5                   | 145,9                 |
| S08  | 2206,8 | 3,7            | 3,5   | 3,0   | 0,9   | 236,3                   | 190,9                 |
| S16  | 3229,8 | 4,5            | 3,5   | 5,5   | 0,9   | 433,1                   | 190,3                 |

Em que:

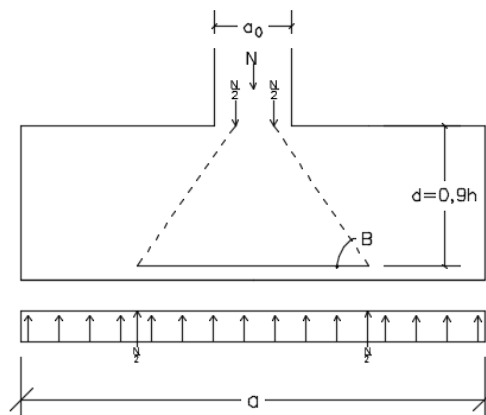
- a, b, h são as dimensões geométricas das fundações.

Para garantir que não existe rotura por punçoamento nas fundações, quando é possível opta-se por considerar as fundações como “rígidas”, e para tal é necessário que a altura  $h$  seja pelo menos metade da maior distancia entre a face vertical do pilar/parede e a face da sapata.

A obtenção da tensão no solo  $\sigma_{solo}$ , foi obtida através da inversão da equação 4.6.

### 6.6.2 Estados Limites Últimos

Como se optou pela utilização de sapatas rígidas, na situação das sapatas isoladas o dimensionamento das armaduras de flexão é feito unicamente através do método das bielas, esquematizado na figura 6-17.



*Figura 6-17 – Esquema representativo do método das bielas*

O método das bielas baseia-se na trajetória das forças atuantes desde o topo da sapata em direção à base, e do equilíbrio que aí tem de se verificar com a reação do solo, onde o betão resiste à compressão e as armaduras proporcionam a resistência à tração, sendo o seu valor calculado através da seguinte expressão:

$$F_{tsd} = \frac{N_b \cdot (a - a_0)}{8 \cdot d} \quad (6.61)$$

Em que:

-  $N_b$  representa o esforço axial resultante da ação presente no pilar juntamente com o peso próprio da sapata.

*Tabela 6-53 -Armaduras de cálculo para as sapatas-exemplo S03 e S08*

| Nome | F <sub>tsd</sub> [kN] | A <sub>x</sub> [cm <sup>2</sup> /m] | F <sub>tyd</sub> [kN] | A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> /m] |
|------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| S03  | 547,18                | 4,20                                | 364,78                | 2,80                                |
| S08  | 1245,34               | 7,16                                | 972,92                | 6,39                                |

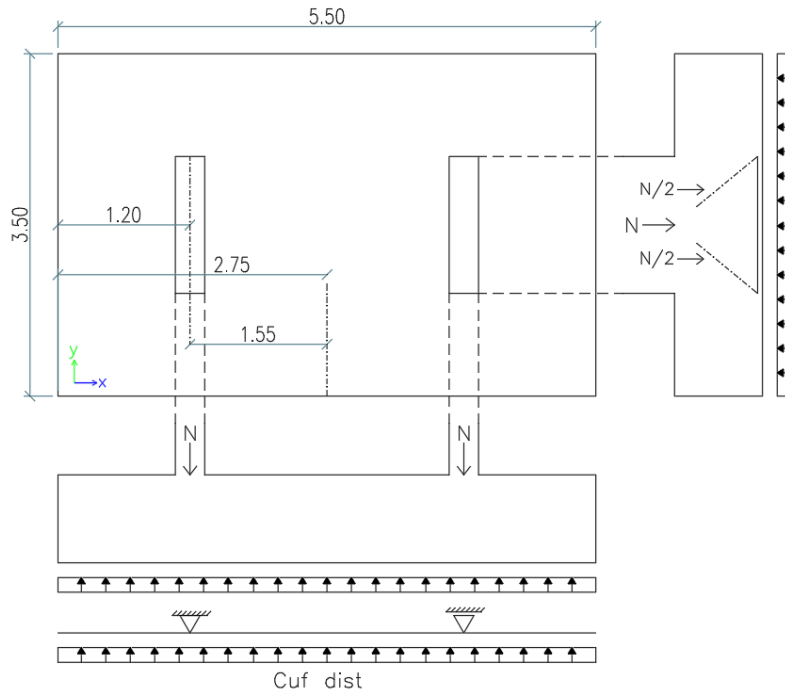
Em que:

-  $F_{tx}$  e  $F_{ty}$  são as forças de tração de cálculo na base da fundação segundo x e y respetivamente;  
 -  $A_x$  e  $A_y$  são as armaduras de flexão segundo x e y respetivamente.

As armaduras de flexão foram calculadas através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{tsd}}{f_{syd} \times b} \quad (6.29)$$

Relativamente a fundação S16, por possuir dois elementos estruturais verticais, o dimensionamento faz-se de forma ligeiramente diferente.



**Figura 6-18 - Modelo de cálculo da sapata exemplo S16**

Segundo a direção Y, o dimensionamento é através do método das bielas. Quando à direção X, como dois elementos estruturais verticais descarregam sobre a sapata, faz-se o dimensionamento das armaduras como se de uma viga se tratasse, utilizando o modelo de cálculo esquematizado na figura 6-18. Por simplificação, o esforço normal atuante em cada elemento vertical resultou da média entre os dois. Todas as fundações que suportam mais do que um elemento estrutural vertical, viram as sus armaduras dimensionadas através do método agora referido (para a direção necessária).

Para a obtenção da carga uniformemente distribuída utilizou-se a seguinte equação:

$$C_{uf\ dist} = \sigma_{solo} \cdot a = 190.3 \cdot 3.5 = 666 \text{ kN/m} \quad (6.63)$$

Em que:

- $C_{uf\ dist}$  é a carga uniformemente distribuída presente na figura 6-18;
- $a$  é a dimensão da sapata segundo y.

Os momentos foram calculados considerando a carga uniformemente distribuída, os apoios e as dimensões geométricas da peça, tendo os seus valores obtidos através das equações 6.64 e 6.65.

$$M^+ = 666 \cdot \frac{1.2^2}{2} = 479.5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \quad ( 6.64 )$$

$$M^- = 666 \cdot \frac{2.75^2}{2} - 1831.4 * 1.55 = -320.5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \quad ( 6.65 )$$

O valor das armaduras da sapata S\_16 pode ser visto na Tabela 6-54.

*Tabela 6-54-Armaduras de cálculo para as sapatas-exemplo S\_16*

| Nome | F <sub>txd</sub> [kN] | A <sub>x</sub> [cm <sup>2</sup> /m] | F <sub>tyd</sub> [kN] | A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> /m] |
|------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| S_16 | 591,98                | 3,89                                | 593,52                | 2,48                                |

Na Tabela 6-55 apresentam-se o valor das armaduras adotadas para as sapatas-exemplo. Numa tentativa de otimizar o processo construtivo optou-se por utilizar malhas quadradas iguais tanto na face inferior como superior das sapatas.

*Tabela 6-55 - Armaduras de flexão adotadas das sapatas-exemplo*

| Nome | A <sub>x</sub> adotada[cm <sup>2</sup> /m] | A <sub>y</sub> adotada[cm <sup>2</sup> /m] |
|------|--|--|
| S_03 | Ø10//15                                    | Ø10//15                                    |
| S_08 | Ø10//10                                    | Ø10//10                                    |
| S_16 | Ø10//15                                    | Ø10//15                                    |

### 6.6.3 Vigas de Fundação

As vigas de fundação são utilizadas para reduzir as solicitações nas fundações, sendo que estas absorvem os momentos fletores provenientes dos elementos estruturais verticais.

Estas foram aplicadas de forma a que a face superior da sapata e da viga estejam no mesmo plano, evitando a formação de pilares curtos.

O seu dimensionamento foi feito para a combinação sísmica de cálculo, utilizando o coeficiente de sobre resistência  $\gamma_{Rd}$  igual a 1,4 (ver cl.4.4.2.6(8) do EC8) e a metodologia utilizada foi a mesma das vigas calculadas no ponto 6.3.

A cl. 5.8.2(3) do EC8 estabelece as dimensões mínimas para as vigas de fundação, 0,25m por 0,40m, e a taxa de armadura mínima  $\rho_{b,min}$  é 0,4%.

### 6.7 Estados Limites de Utilização

Segundo o EC2, a verificação aos Estados Limites de Utilização é feita para garantir a durabilidade e aparência da estrutura, o conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, direcionado não só aos utilizadores, mas também aos equipamentos instalados. Existem três estados limites de serviço:

- Estado limite de Fendilhação
- Estado Limite de Deformação

- Estado Limite de Vibrações Excessivas

Dado o tipo de utilização da estrutura em estudo apenas será necessária a verificação à fissuração e deformação.

### 6.7.1 Controlo da fendilhação

A fendilhação é um fenómeno inevitável nas estruturas de betão dada a sua baixa resistência à tração. No entanto, o seu controlo e limitação é essencial para a longevidade da estrutura.

De acordo com o ponto 7.3 do EC2, vários métodos são sugeridos para o controlo deste fenómeno, sendo que se optou pela via sem cálculo direto (ver 7.3.3 do EC2).

Como a estrutura é de classe de exposição XC1, é definido no Quadro 7.1N do EC2 que o valor para a largura máxima das fendas  $W_{max}$  é de 0,4 mm.

O controlo da fendilhação sem cálculo direto é feito através da limitação do diâmetro e espaçamento das armaduras longitudinais, em função da tensão instalada no aço para a combinação de ações quase-permanente.

Tendo sido utilizado aço de classe A500 arbitrou-se uma tensão aplicada de 280MPa para a combinação frequente de ações. Através dos Quadros 7.2N e 7.3N do EC2, concluiu-se que os varões longitudinais da laje teriam que ter menos de 16mm de diâmetro e o seu espaçamento inferior a 200mm. Ambas as condições foram respeitadas em toda a extensão da estrutura, situação suficiente para se confirmar os Estado Limite de Abertura de Fissuras verificado.

### 6.7.2 Controlo da deformação

O controlo da deformação numa estrutura é essencial para a sua estética e correto funcionamento. Os valores limites devem ser estabelecidos em função da natureza de estrutura, acabamentos, divisórias e acessórios adotados sendo que as deformações da estrutura deverão ser compatíveis com as características dos materiais a ela ligados (i.e. envidraçados, acabamentos, etc.).

Os valores limites referidos anteriormente estão descritos nas cls. 7.4.1 (4) e 7.4.1 (5) do EC2, indicando que as condições de utilização são condicionadas se a flecha for superior a  $L/250$  para zonas correntes e  $L/500$  para zonas em que as flechas sejam suscetíveis de danificar elementos adjacentes. Os valores das deformações deverão ser obtidos sob a Combinação Quase-Permanente de ações (ver eq. 2.9).

A estrutura foi analisada no seu todo, no entanto a situação mais condicionante ocorre ao nível do Piso 1, com as flechas maiores a meio vão dos painéis interiores e na extremidade da varanda do lado da fachada principal.

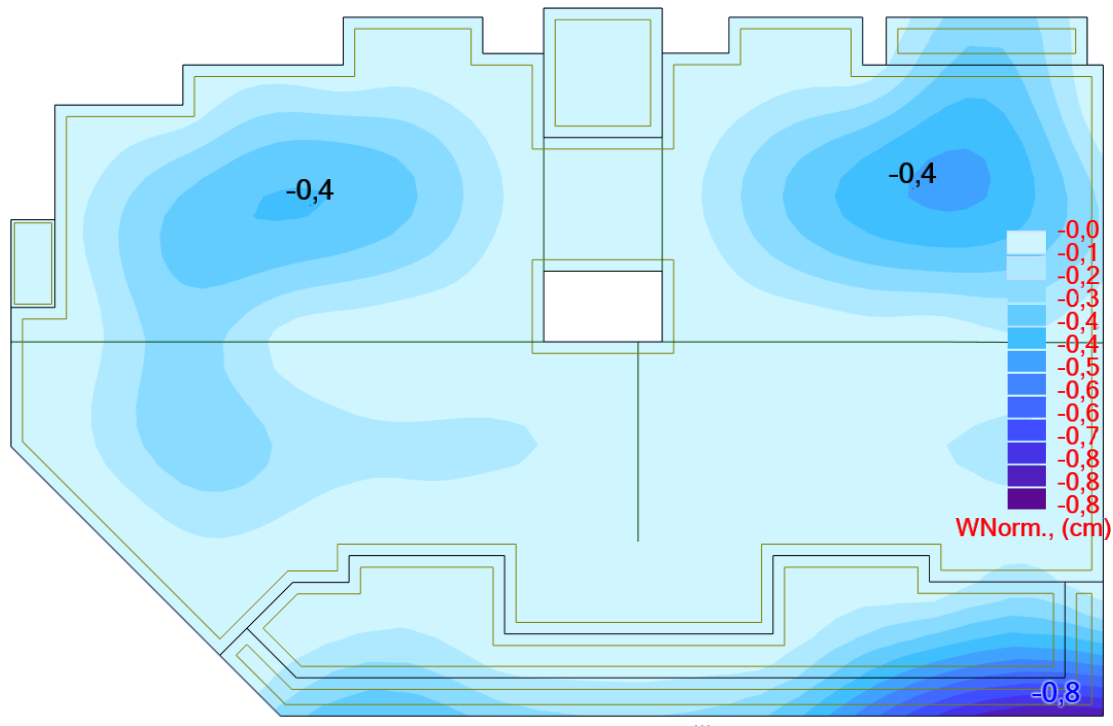


Figura 6-19 - Mapa dos deslocamentos verticais no Piso 1 para CQP de Ações

Como pode ser observado na figura 6-19, o deslocamento máximo toma o valor de 8mm na extremidade da varanda com um  $M_{QP}$  igual a  $-36.6\text{kN/m}$  e com uma armadura longitudinal de  $\text{Ø}10\#15$ . Este deslocamento máximo vai ser referido mais á frente como flecha elástica  $a_c$ .

Não se assumiu o risco de a deformação deste ponto poder danificar estruturas adjacentes, assim sendo a flecha a longo prazo terá que ser menor a  $L/250$ . O vão é de 3.5 m obtendo-se 14 mm para a flecha máxima.

A verificação foi feita por meio de cálculo, recorrendo ao ponto 7.4.3 do EC2. Para obter a flecha a longo prazo é necessário calcular à priori a flecha instantânea como pode ser visto na equação 6.66:

$$a_0 = \zeta \cdot a_{I10} + (1 - \zeta) \cdot a_{I0} \quad (6.66)$$

Em que:

- $a_0$  representa a flecha instantânea;
- $a_{I0}$  é o valor da flecha instantânea para o estado não fendilhado;
- $a_{I10}$  é o valor da flecha instantânea para o estado fendilhado;
- $\zeta$  representa o coeficiente de distribuição dado por:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (6.67)$$

Em que:

- $\beta$  é o coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma valores de 1,0 e 0,5 para carregamentos de curta e longa duração, respetivamente;
- $M_{QP}$  é o momento resultante da combinação quase-permanente de ações;
- $M_{cr}$  é o momento de fendilhação, dado por:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.68)$$

Em que:

- $b$  é a largura da secção, considerada com 1,0m;
- $h$  é a altura da laje.

O coeficiente de distribuição deve ser considerado nulo se a secção não estiver fendilhada. Assim sendo, se o momento atuante  $M_{QP}$  for inferior a ao Momento de fendilhação  $M_{cr}$ , pode-se desprezar a participação do coeficiente de distribuição.

O resultado obtido para o momento de fendilhação  $M_{cr}$  é o seguinte:

$$M_{cr} = 2,9 \cdot \frac{1,0 \times 0,30^2}{6} \times 10^3 = 43,5 \text{ kN.m/m} \quad (6.69)$$

O valor da flecha instantânea para o estado não fendilhado  $a_{i0}$  é calculado da seguinte forma:

$$a_{i0} = \frac{a_c}{l_1/l_c} \quad (6.70)$$

Em que:

- $a_c$  é a flecha elástica (retirada do Robot);
- $l_1/l_c$  é retirado da tabela.

O valor de  $l_1/l_c$  foi retirado das tabelas próprias, e é obtido em função do seguinte:

- Taxa de Armadura  $\rho = A_s/(bd)=0.002$ ;
- $\beta = A'_s/A_s=1$  (não existem reforços nesta zona da laje);
- Coef. de Homogeneização  $\alpha = E_s/E_{cm}= 200/33 = 6.06$ ;
- $d/h = 0.9$ .

Com os valores referidos anteriormente obteve-se um valor de 1.08 para  $l_1/l_c$ .

Assim sendo, a flecha instantânea para secções não fendilhadas toma o seguinte valor:

$$a_{i0} = \frac{8}{1.08} = 7.41 \text{ mm} \quad (6.71)$$

Tendo sido obtido um resultado inferior a 14 mm, a flecha instantânea foi verificada.

Dada a natureza académica do presente trabalho, foram assumidos os seguintes pressupostos para o cálculo da flecha a longo prazo:

- Humidade Relativa Interior de 50%;

- Cimento de Classe de Resistência N;
- Primeiro carregamento no betão ao 5º dia;
- A tensão no betão ao 5º dia (dia do primeiro carregamento) não excede  $0.45 \cdot f_{ck}$ .

A cl. 3.1.4 (2) define que na ausência de uma necessidade de grande precisão, o coeficiente de fluência  $\varphi(\infty, t_0)$  pode ser determinado através dos ábacos da Figura 3.1 do EC2.

Para as condições do presente projeto obteve-se um coeficiente de fluência  $\varphi(\infty, t_0)$  de 3,0.

A flecha de longo prazo foi calculada através da seguinte fórmula:

$$a_{\infty} = \zeta \cdot a_{II\infty} + (1 - \zeta) \cdot a_{I\infty} \quad (6.72)$$

Em que:

- $a_{\infty}$  representa a flecha a longo prazo;
- $a_{I\infty}$  é o valor da flecha a longo prazo o estado não fendilhado;
- $a_{II\infty}$  é o valor da flecha a longo prazo para o estado fendilhado;

Pelas razões referidas anteriormente, o coeficiente de distribuição é nulo e despreza-se mais uma vez a parcela correspondente ao estado fendilhado.

O valor da flecha a longo prazo para o estado não fendilhado  $a_{I\infty}$  é calculado da seguinte forma:

$$a_{I\infty} = (1 + \varphi) \frac{a_c}{l_1 / l_c} \quad (6.73)$$

O valor de  $l_1 / l_c$  foi retirado de tabelas próprias e é obtido em função do seguinte:

- Taxa de Armadura  $\rho = A_s / (bd) = 0.002$
- $\beta = A'_s / A_s = 1$  (não existem reforços nesta zona da laje)
- $E_{c,eff} = 1,05 \cdot E_{cm} / (1 + \varphi) = 8.66 \text{ GPa}$ ;
- $A = E_s / E_{c,eff} = 23.09$
- Coef. de Homogeneização  $\alpha = E_s / E_{cm} = 200 / 33 = 6.06$
- $d/h = 0.9$

Com os valores referidos anteriormente obteve-se um valor de 1.19 para  $l_1 / l_c$ .

Assim sendo, a flecha a longo prazo para secções não fendilhadas toma o seguinte valor:

$$a_{I\infty} = \frac{(1 + 3) \cdot 8}{1.19} = 26.9 \text{ mm} \quad (6.74)$$

Como não existe a parcela da fendilhação, o valor da flecha a longo prazo é igual à flecha a longo prazo para a secção não fendilhada.

Sendo que o valor da flecha a longo prazo excedeu o valor máximo, medidas teriam que ser tomadas para contrapor a situação. Se os valores dos deslocamentos forem muito elevados, uma

nova solução de apoio tem que ser considerada. Como não é esse o caso, a cl. 7.4.1 (4) do EC2 prevê que uma contra flecha possa ser criada para compensar estas deformações, não podendo exceder o valor de 1/250, reduzindo assim a flecha a longo prazo para 12,9mm, inferior ao máximo regulamentar.

### **6.7.3 Limitação de danos**

A verificação aos Estados Limites de Serviço que o EC8 preconiza é designada por verificação à limitação de danos, que considera o deslocamento entre pisos num cenário de um evento sísmico. A cl. 4.4.3.1 do EC8 considera o requisito de limitação de danos cumprido quando os deslocamentos entre pisos, provocados por uma ação sísmica com probabilidade superior à ação sísmica de cálculo, forem limitados por:

$$d_r \cdot v \leq 0,01 \cdot h \quad ( 6.75 )$$

Em que:

- h é a altura entre pisos;
- v representa o coeficiente que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, toma o valor de 0,5 para a classe de importância II;
- $d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos, determinados em 5.6.4.

A tolerância dada nesta verificação depende da fragilidade dos materiais que estão adjacentes à estrutura, podendo ser ou não danificados pelos deslocamentos impostos num cenário de evento sísmico.

Por o trabalho ser de natureza académica assumiu-se que os elementos não estruturais serão fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais, levando à parcela de 0,01 presente na equação 6.70.

*Tabela 6-56 - Verificação da Limitação de Danos (cl.4.4.3.1 do EC8)*

| <b>Pisos</b> | <b>v</b> | <b><math>d_{r,x}</math> (mm)</b> | <b><math>d_{r,y}</math> (mm)</b> | <b><math>v \cdot d_{r,x}</math> (mm)</b> | <b><math>v \cdot d_{r,y}</math> (mm)</b> | <b>h (m)</b> | <b><math>0,01 \cdot h</math> (mm)</b> |
|--------------|----------|----------------------------------|----------------------------------|--|--|--------------|---------------------------------------|
| Piso 1       | 0,5      | 20,3                             | 3,3                              | 10,1                                     | 1,7                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 2       |          | 26,5                             | 6,6                              | 13,3                                     | 3,3                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 3       |          | 31,1                             | 7,7                              | 15,5                                     | 3,9                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 4       |          | 32,2                             | 8,6                              | 16,1                                     | 4,3                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 5       |          | 31,2                             | 7,5                              | 15,6                                     | 3,8                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 6       |          | 28,5                             | 6,8                              | 14,3                                     | 3,4                                      | 2,8          | 28,0                                  |
| Piso 7       |          | 24,1                             | 6,5                              | 12,1                                     | 3,2                                      | 2,8          | 28,0                                  |



## 7. Conclusões

A realização do presente projeto estrutural revelou-se como um verdadeiro desafio acadêmico e levou às seguintes conclusões ou ponderações finais.

Relativamente à modelação da estrutura em Revit, é necessário considerar à partida qual o tipo de elemento que será utilizado posteriormente no programa de cálculo automático. Esta observação surge por as paredes estruturais terem sido dimensionadas inicialmente no Revit como parede (elemento shell), mas no Robot para que a leitura dos esforços seja facilitada é aconselhado que as paredes sejam modeladas como elementos de barra para obter de forma expedita os esforços na base ou ao longo da sua extensão. No entanto, se as ferramentas do Revit forem controladas adequadamente, o processo de modelação é incrivelmente eficaz, permitindo que o modelo estrutural seja mais próximo da realidade.

Note-se que dada a especificidade e enquadramento do presente projeto, a utilização das ferramentas BIM foi muito limitada e não espelhou inúmeras outras mais valias que este método proporciona num cenário profissional colaborativo.

Este estudo também permitiu a perceção do desafio que é dimensionar uma estrutura em betão armado segundo as metodologias do EC8.

Em primeiro lugar a importância de respeitar os critérios de regularidade para aumentar o coeficiente de comportamento ao máximo, aproveitando a sua consequente redução de esforços. Para que este requisito seja atingido, eventualmente será necessário comprometer/modificar alguns elementos da arquitetura, sendo que nesta fase a comunicação e compreensão entre projetista estrutural e arquiteto será essencial para que seja alcançado com sucesso.

Em segundo a integração do capacity design introduz uma nova dimensão à resposta do comportamento sísmico, mas traz também muitas exigências construtivas, em particular as regras para a ductilidade local, que carecem de um controlo apertado em obra.

Outro ponto importante foi na interface entre o Robot e as exigências do EC8 que ainda requiere que muitos cálculos sejam feitos manualmente ou sem auxílio do programa. Em particular refere-se a consideração da participação das armaduras da laje para as verificações de ductilidades da viga, o cálculo do esforço transversal segundo a cl 5.4.2.2 do EC8 ou o dimensionamento de paredes estruturais considerando o método dos elementos de extremidade confinados.

Devido ao elevado número de elementos estruturais, será bastante útil definir rotinas de cálculo para a interpretação dos esforços obtidos através do Robot. Por exemplo, a criação de listas automáticas que agrupem os elementos estruturais em intervalos de solicitações, para que possam ser agrupados posteriormente nos diferentes tipos de elementos considerados (ex: Viga V1, V2, etc.).

## Bibliografia

---

- Costa (2014) – António, “Estruturas de Betão II”, Instituto Superior Técnico.
- Gorgulho (2007) – António, “Betão Estrutural II”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Jacinto (2013) – Luciano, “Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- LNEC (1986) – “A sismicidade histórica e a revisão do catálogo sísmico”, Relatório 99/86, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lopes, Mário (2008) – “Sismos e Edifícios”, Edições Orion
- Maio (2006) – Valter Lúcio, “Estruturas de Betão Armado I”, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- NP EN 1990:2009; “Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas”, CEN, Bruxelas.
- NP EN 1991-1-1:2009: “Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, CEN, Bruxelas.
- NP EN 1992-1-1:2010; “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.
- NP EN 1998-1:2010; “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.
- NP EN 206-1:2007; “Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”, CEN, Bruxelas.
- Raposo (2014) – João Pereira, “Os efeitos acidentais de torção no comportamento sísmico de estruturas de edifícios”, Dissertação de Mestrado, IST, Lisboa.
- Virtuoso e Vieira (2011), “Disciplina de Dimensionamento de Estruturas”, Instituto Superior Técnico.
- BuildingSmart, Standards Library, Tools & Services, National BIM Standard – United States Version 3. Acedido em 12 de Janeiro de 2017, em: [www.nationalbimstandard.org](http://www.nationalbimstandard.org)
- BuildingSmart, Standards Library, Tools & Services, IFC 4. Acedido em 16 de Janeiro de 2017, em: [www.nationalbimstandard.org](http://www.nationalbimstandard.org)



## **Anexos**