



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

***Análise Comparativa do método construtivo em
Betão Armado Vs Aço – Caracterização Técnico-
Económica***

Tiago André dos Santos Nave

Leiria, *Março* de 2015



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cívicas

***Análise Comparativa do método construtivo em
Betão Armado Vs Aço – Caracterização Técnico-
Económica***

Tiago André dos Santos Nave

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Veludo Pereira, Professor da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria e coorientação do Engenheiro Civil Samuel Domingues Pereira, Diretor do Departamento de Engenharia da Empresa Blocotelha do Grupo Meneses.

Leiria, *Março* de 2015

Dedicatória

Aos meus e aos que me querem bem...

Agradecimentos

Este tópico pretende expressar a minha gratidão a todos os que me apoiaram ao longo do meu percurso académico e em especial na realização da presente dissertação.

Gostaria de agradecer em primeiro lugar a oportunidade de ter sido orientado pelo Doutor Professor João Paulo Veludo Pereira, agradecer o seu rigor, entusiasmo demonstrado e total disponibilidade. Professor de enorme experiência e conhecimento na área de estruturas, nomeadamente em estruturas de betão armado na especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais.

Agradecer também ao Engenheiro Samuel Domingues Pereira pela sua coorientação, visto o seu enorme conhecimento e desmedido talento no âmbito das Estruturas Metálicas.

Este apoio permitiu-me a realização do presente estudo, sendo sempre uma mais-valia na aquisição e evolução do meu conhecimento.

Queria também agradecer ao apoio incondicional e sempre presente da minha namorada, Mónica, á sua compreensão e motivação permanente. Apoio tal que se tornou fonte de força e inspiração ao longo de todo o meu percurso académico.

A todos os meus colegas de curso pela amizade, divertimento e cooperação no decorrer da minha vida académica.

E por fim, mas não menos importante, queria agradecer á minha família, e em especial aos meus pais, pelos seus valores e conhecimentos a mim transmitidos.

Resumo

O presente estudo aborda essencialmente a superestrutura de um edifício, podendo esta ser executada normalmente em betão armado ou em aço estrutural. Estes dois constituem a maior parcela dos materiais utilizados na Engenharia Civil.

Desta forma inicia-se a dissertação com uma abordagem cronológica e apresentação dos principais marcos históricos do betão armado, para as estruturas em betão, e do aço, para as estruturas metálicas. De seguida é feito um estudo das propriedades físicas e mecânicas dos materiais em análise, bem como do seu comportamento.

São abordados os principais sistemas estruturais das soluções em betão armado e posteriormente das soluções em estrutura metálica, sendo indicados os princípios de uma correta conceção antissísmica.

É desenvolvido um caso de estudo, onde são percorridas todas as fases de um projeto de estabilidade, nomeadamente a Conceção da Solução Estrutural, Pré-Dimensionamento, Modelação Estrutural, onde é abordada a Análise Sísmica, e Dimensionamento de ambas as soluções estruturais.

Por fim, é realizada uma caracterização técnico-económica de ambas as soluções estruturais, através de uma análise dos resultados obtidos.

Na presente dissertação foram aplicados todos os regulamentos em vigor essenciais para a elaboração de um projeto de estabilidade, nomeadamente os Eurocódigos EC0, EC1, EC2, EC3, EC4, EC7 e EC8, bem como as prescrições dos regulamentos nacionais, RSA e REBAP.

Palavras-chave: Projeto de Estruturas, Pré-Dimensionamento, Modelação, Análise Sísmica, Dimensionamento.

Abstract

The present study addresses essentially the building's superstructure, which may be performed normally with reinforced concrete or steel structural. These two constitute the larger portion of materials used in Civil Engineering.

In this way will begin the dissertation with a chronological approach and presentation of the historical main boundaries of the reinforced concrete, for the concrete structures, and steel, into the steel structures. At the following will be made a study of the physical and mechanical properties of the materials that are being analyzed, as well their behavior.

Will be discussed the major structural systems of reinforced concrete solutions and afterwards the solutions in steel structure, indicating the ethics of correct anti-seismic design.

Is developed a study case, where will be covered all the stability project phases, in particular the structural solution design, preliminary design, structural modeling, where will be mention the seismic analysis and structural design of both structural solutions.

Finally, is performed a technical-economic characterization of both structural solutions throughout the obtained results analysis.

In this dissertation were applied all valid regulations, considered to be essential for the stability project elaboration, in particular the Eurocodes EC0, EC1, EC2, EC3, EC4, EC7 and EC8, as well as the requirements of national regulations, RSA and REBAP.

Keywords: structures project, preliminary design, Modelling, Seismic analysis, structural design.

Lista de figuras

Figura 1 - Obras emblemáticas em Betão Armado [9]	5
Figura 2 - Obras emblemáticas em Aço [13, 14]	7
Figura 3 - Representação esquemática da relação tensões-extensões para: a) análise estrutural e b) dimensionamento de seções [20].....	13
Figura 4 - Diagramas tensão-extensão do aço típico de armadura para betão armado [20]	15
Figura 5 - Princípios básicos de conceção [41].....	18
Figura 6 - Fundações Superficiais adaptado de Barros, 2011[43]	22
Figura 7 - Fundações Profundas adaptado de Barros, 2011[43]	22
Figura 8 - Tipos de ligações metálicas [50]	26
Figura 9 - Arquitetura do edifício	27
Figura 10 - Soluções estruturais (Piso 1): a) solução em betão armado e b) solução metálica.....	31
Figura 11 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental [9]	38
Figura 12 - Áreas de influência dos elementos verticais: a) Planta do Piso 1 e b) Planta Piso 2	44
Figura 13 – a) Exemplo de uma malha de elementos finitos[62] e b) Elemento finito do caso de estudo.....	48
Figura 14 - Características da laje colaborante modelada[15].....	49
Figura 15 – Viga em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização da viga no piso 1	53
Figura 16 - a) Esforços condicionantes - Combinação SC Piso.....	54
Figura 17 - Pilares em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização dos pilares no piso 1	56
Figura 18 - a) Esforços condicionantes no pilar P6D - Combinação AVB SC Piso. 58	
Figura 19 - Confinamento do núcleo de betão	61
Figura 20 - Parede Resistente PB2 em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização da PB2 no piso 1	62
Figura 21 - Esquema de pilares fictícios da parede.....	63
Figura 22 - Comprimento de confinamento do pilar fictício	65

Figura 23 - Elemento de extremidade sem necessidade de confinamento	65
Figura 24 - Laje fungiforme em análise: a) Modelação Estrutural e b) Laje do Piso 1	66
Figura 25 – a) M_{yy} , b) M_{xx} e c) M_{xy} – Combinação AVB SC Piso.....	67
Figura 26 - Armadura de Punçoamento – Espaçamentos de estribos.....	70
Figura 27 - Laje de escadas em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização das escadas no piso 1	70
Figura 28 - Parede Resistente em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização da Parede de Contenção a dimensionar.....	71
Figura 29 - Esforços na base do pilar P2C: a) $N_{Ed,Max}$, b) $N_{Ed,Raro}$, c) $M_{yy,max}$ e d) $M_{xx,max}$	72
Figura 30 – Modelo de escoras e tirantes adaptado para uma sapata tipo	73
Figura 31 – Solução Metálica: a) Modelação Estrutural e b) Planta do piso 1.....	79
Figura 32 - Laje mista aço-betão	80
Figura 33 – Os três primeiros modos de vibração para cada uma das soluções estudadas	89
Figura 34 – Esforços na base dos pilares em ambas as soluções – Combinação sísmica condicionante	92
Figura 35 - Comparação de orçamentos das soluções estruturais	93
Figura 36 - Estimativa do tempo de execução	94
Figura 37 - Peso estrutural de ambas as soluções estruturais	94

Lista de tabelas

Tabela 1 - Verificação da regularidade em planta	30
Tabela 2 - Valor da aceleração à superfície e parâmetro de definidor do espectro de resposta elástico.....	38
Tabela 3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 e 2.....	38
Tabela 4 - Tabela de pré-dimensionamento da laje colaborante adotada	46
Tabela 5 - Força de corte basal absorvida pelas paredes resistentes segundo X.....	51
Tabela 6 - Força de corte basal absorvida pelas paredes resistentes segundo Y.....	51
Tabela 7- Esforços condicionantes, armadura longitudinal e momento resistente correspondente.....	54
Tabela 8- Taxas de armadura longitudinal ao longo da viga em análise	54
Tabela 9 - Armadura Transversal nos apoios.....	55
Tabela 10 - Esforço normal reduzido dos pilares em análise, Combinação AVB Sismo	56
Tabela 11 - Efeitos globais de segunda ordem no edifício em estudo	57
Tabela 12 – Calculo dos efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar P6D	59
Tabela 13 – Esforços Finais devido aos efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar P6D	60
Tabela 14 - Armadura longitudinal dos pilares em análise.....	60
Tabela 15 –Verificação do esforço transverso	61
Tabela 16 - Dimensões da parede PB2 e esforços atuantes - Combinação AVB Sismo	62
Tabela 17 - Definição do pilar fictício	63
Tabela 18 - Armadura longitudinal nas extremidades da parede.....	63
Tabela 19 - Armadura longitudinal entre extremidades da parede	64
Tabela 20 - Armadura transversal adotada na parede em análise	64
Tabela 21 - Armadura inferior adotada.....	68
Tabela 22 - Armadura superior adotada.....	68
Tabela 23 - Armadura de reforço segundo a direção x, comprimento de varão e de reforço.....	68
Tabela 24 - Tensão atuante e tensão resistente de punçamento	69

Tabela 25 - Esforços condicionantes e armaduras adotadas.....	71
Tabela 26 – Esforços condicionantes e armaduras adotadas	72
Tabela 27 - Esforços, excentricidade e dimensões da sapata S2	73
Tabela 28 - Cálculo da armadura adotada para a sapata S2.....	74
Tabela 29 - Verificação do punçoamento na sapata S2 em análise	74
Tabela 30 - Dimensões das sapatas adotadas.....	74
Tabela 31 - Esforços, excentricidades e dimensões adotadas.....	75
Tabela 32 - Cálculo da armadura para a sapata contínua	75
Tabela 33 – Esforços e dimensões da sapata adotada na parede PB2	75
Tabela 34 – Cálculo da armadura para a sapata contínua.....	75
Tabela 35 - Verificação do Estado Limite de Deformação na laje fungiforme em análise.....	77
Tabela 36 - Verificação do Estado Limite de Deformação na laje de escadas em análise	77
Tabela 37 - Verificação do Estado Limite de Deformação na parede de contenção em análise.....	77
Tabela 38 - Verificação do Estado Limite de Deformação na viga em análise.....	77
Tabela 39 – Deslocamentos máximos relativos entre pisos	78
Tabela 40- Deslocamento total da estrutura para combinação sísmica	78
Tabela 41 - Esforços e dimensões das sapatas segundo a direção X.....	81
Tabela 42 - Esforços e dimensões das sapatas segundo a direção y.....	81
Tabela 43 - Dimensões e armaduras das sapatas adotadas	82
Tabela 44 - Deformada e frequência das vigas em estudo	83
Tabela 45 - Verificação do deslocamento dos pilares metálicos para combinação característica.....	83
Tabela 46 - Deslocamento total da estrutura para combinação característica	83
Tabela 47 - Verificação do deslocamento dos pilares metálicos para combinação sísmica.....	84
Tabela 48 - Deslocamento total da estrutura para combinação sísmica	84
Tabela 49 - Mapa de Quantidades da solução em betão armado	85
Tabela 50 - Mapa de quantidades da solução em estrutura metálica.....	87
Tabela 51 - Frequências próprias, Períodos e fatores de participação modal para a solução em betão armado	88

Tabela 52 - Frequências próprias, Períodos e fatores de participação modal para a solução em estrutura metálica	88
Tabela 53 - Esforços condicionantes nas paredes resistentes	91

Lista de siglas

Letras Maiúsculas Latinas

- A – Ação de acidente;
- A - Área da seção transversal;
- A_c - Área da seção transversal de betão;
- A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_1 \times A_{Ek}$);
- A_{Ek} – Valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.
- A_{fr} – Área varrida pelo vento;
- A_{load} - Área carregada de uma laje ou fundação;
- A_{ref} – Área de referência;
- A_s - Área da seção de uma armadura para betão armado;
- $A_{s,min}$ - Área da seção mínima de armaduras;
- A_{sh} - Área total de armadura horizontal de uma parede;
- A_{sv} - Área total de armadura vertical de alma de uma parede;
- A_{sw} - Área da seção das armaduras de esforço transversal;
- A_v - Área de corte;
- C_d - Valor nominal ou função dos valores de cálculo de certas propriedades dos materiais
- C_e – Coeficiente de exposição;
- C_t – Coeficiente térmico;
- E_{cd} - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;
- E_d – Valor de cálculo do efeito das ações;
- $E_{Ed,i}$ - Valor do esforço devido à ação sísmica, segundo a direção i ;
- F_{fr} – Força de atrito resultante;
- F_k - Valor característico de uma ação;
- F_w – Força resultante exercida pelo vento;
- $F_{w,e}$ – Força resultante exercida pelo vento a partir das pressões exteriores
- $F_{w,i}$ – Força resultante exercida pelo vento a partir das pressões interiores
- G – Ação Permanente
- G_k – Valor característico de uma ação permanente;
- I - Momento de inércia da seção de betão;
- K_w - Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
- L - Comprimento;
- $M_{b,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral;

$M_{C,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente à compressão de uma seção transversal útil;
 M_{crit} - Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
 M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;
 $M_{N,Rd}$ - Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes, reduzidos pela interação com o esforço normal;
 $M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
 M_{sd} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;
 $N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
 $N_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma seção transversal;
 N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal atuante (EC2) ou valor de cálculo do esforço normal atuante resultante das ações sísmicas (EC8)
 $N_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo de resistência plástica da seção bruta;
 N_{sd} - Valor de cálculo do esforço normal atuante;
 $N_{t,Rd}$ - Valor de cálculo de resistência à tração de uma seção transversal;
 Q - Ação Variável
 $Q_{k,1}$ - Valor característico de uma ação variável base;
 $Q_{k,i}$ - Valor característico de uma ação variável;
 S - Coeficiente do solo;
 $S_{cl,max}$ - Espaçamento máximo da armadura horizontal de uma parede;
 S_l - Espaçamento máximo entre varões longitudinais contíguos da alma de uma parede;
 $S_{l,max}$ - Espaçamento máximo dos estribos;
 $S_{t,max}$ - Espaçamento transversal entre ramos de estribos;
 T ou T_{med} - Temperatura média do elemento estrutural
 T_0 - Temperatura inicial do elemento estrutural
 T_{Ed} - Valor de cálculo do momento torsor atuante;
 T_{in} - Temperatura do ar ambiente interior
 T_{out} - Temperatura do ar ambiente exterior
 V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
 $V_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;
 $V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da seção de controlo considerada;
 V_{sd} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
 w_e - Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores;
 w_i - Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores;
 W_{pl} - Módulo de flexão plástico de uma seção transversal;
 A_{ct} - Área de betão tracionada;

A_k - Área limitada pelas linhas médias das paredes;

I_v - Coeficiente de rugosidade

Letras Minúsculas Latinas

a - distância;

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

b - Largura total de uma seção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L;

b_0 - Largura do núcleo num pilar ou no elemento de extremidade de uma parede (medida no eixo das cintas);

b_f - Espessura do banzo de uma parede;

b_i - Distância entre varões consecutivos abraçados pelo canto de uma cinta ou por um gancho num pilar;

b_w - largura da alma das vigas em T, I ou L;

c_d - Coeficiente dinâmico;

c_f - Coeficiente de força;

c_{fr} - Coeficiente de atrito

c_{nom} - recobrimento mínimo;

c_s - Coeficiente de dimensão;

d - Altura útil de uma seção transversal

d_{bL} - Diâmetro dos varões da armadura longitudinal;

d_{bW} - Diâmetro dos varões da armadura de confinamento;

d_g - dimensão nominal máxima do agregado;

d_r - valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

e - Excentricidade;

e_{0i} - Distância entre do centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i ;

e_{ai} - Excentricidade acidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal;

f_{bd} - tensão de aderência;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ctd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_{ctk} - Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_y - Tensão de cedência à tração do aço;

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;

f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal;

h - Altura total da seção transversal de betão;
 h_0 - Altura do núcleo confinado de um pilar (medida no eixo das cintas);
 h_c - Altura da seção transversal de um pilar na direção considerada;
 h_c - Altura do capitel de uma laje;
 h_f - Altura do banzo;
 h_s - Altura livre do piso;
 h_w - Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga;
 i - Raio de giração;
 k - Coeficiente; fator;
 l_0 - Comprimento de emenda;
 $l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração de referência;
 l_{bd} - Comprimento de amarração;
 l_c - Dimensão do capitel, medida da face do pilar para o exterior;
 l_{cl} - Comprimento livre da coluna;
 l_{cr} - Comprimento da zona crítica a confinar;
 l_f - Comprimento do banzo de uma parede;
 l_s - Raio de giração da massa de um piso em planta;
 l_w - Comprimento da seção transversal de uma parede;
 q - Coeficiente de comportamento;
 q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento;
 q_p - Pressão dinâmica de pico;
 r - raio;
 r_i - Raio de torção;
 s - carga da neve na cobertura;
 s - Espaçamento das armaduras transversais;
 s_k - Valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado;
 u - perímetro da seção transversal de betão cuja área é A_c ;
 u_1 - Primeiro perímetro de controlo ou contorno do controlo de referência;
 z - Braço do binário das forças internas;
 z_e - Altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento;
 $t_{ef,i}$ - Espessura eficaz da parede;
 w_i - Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores;
 w_e - Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores;
 v_b - Velocidade de referência do vento;
 v_m - Velocidade média do vento;

k_r - Coeficiente do terreno;

c_r - Pressão dinâmica de pico para cada altura;

Letras Maiúsculas Gregas

ΔT_M - Componente linear da variação diferencial de temperatura

ΔT_U - Componente de variação uniforme de temperatura

Letras Minúsculas Gregas

μ_i - Coeficiente de forma para a carga da neve

μ_φ - Fator de ductilidade em curvatura;

γ - Peso Volúmico; Coeficiente parcial;

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe;

γ_{M1} - Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura;

η - Coeficiente de redução da resistência do betão à compressão devido às extensões de tração na direção transversal;

η_1 - Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;

η_2 - Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão;

α - Ângulo; Relação;

α - Coeficiente de eficácia do confinamento; ângulo entre os varões diagonais e o eixo de uma viga de acoplamento;

α_1 - Coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões;

α_2 - Coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 - Coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais;

α_4 - Coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 - Coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

α_n - Quociente entre a área da seção efetivamente confinada e a área no interior das cintas;

α_s - Quociente entre a área da seção efetivamente confinada a meia distância entre as cintas e a área no interior das cintas;

β - Ângulo; Relação; Coeficiente;

$\beta_{M,LT}$ - Fator de momento uniforme equivalente correspondente à encurvadura lateral;

β_M - Fator de momento uniforme equivalente correspondente à encurvadura por varejamento;

γ_1 - Coeficiente de importância;

γ_G - Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q;
 ϵ_c -extensão do betão à compressão;
 ϵ_{c1} -extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c ;
 ϵ_{cu2} - Extensão última do betão não confinado;
 $\epsilon_{cu2,c}$ - Extensão última do betão confinado;
 $\epsilon_{sy,d}$ - Valor de cálculo da extensão de cedência do aço;
 θ - Ângulo ente o eixo da peça e a direção das bielas comprimidas;
 ϑ - Coeficiente de Poisson;
 ϑ_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
 λ - Coeficiente de esbelteza
 λ_1 - Valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada;
 λ_{LT} - Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
 v_d - esforço normal na situação de projeto sísmico (esforço normal reduzido);
 ρ - Massa volúmica do betão seco em estufa, em kg/m^3
 ρ - Taxa de armadura tracionada;
 ρ' - Taxa de armadura comprimida em vigas;
 ρ_l - taxa de armadura longitudinal;
 ρ_{lx} - Armadura de tração aderente na direção x;
 ρ_{ly} - Armadura de tração aderente na direção y;
 ρ_{max} - Taxa máxima admissível de armaduras tracionadas na zona crítica de vigas sísmicas primárias;
 ρ_v - Taxa de armadura vertical da alma de uma parede;
 σ_{cp} - Tensão de compressão no betão devido a um esforço normal ou ao pré-esforço;
 τ - Tensão tangencial de torção;
 φ - Diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço;
 ϕ' - Ângulo de atrito
 $\phi_{ef(00;t0)}$ - Valor final do coeficiente de fluência;
 ϕ_{LT} - Valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT} ;
 χ - Fator de redução para o modo de encurvadura relevante;
 χ_{LT} - Coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
 χ_u - Dimensão da zona comprimida no planoda flexão;
 ψ - Coeficientes definindo valores representativos das ações variáveis;
 ψ_0 – Coeficiente para determinação do valor de combinação para as ação variável;
 ψ_1 – Coeficiente para a determinação do valor de frequente para a ação variável;
 ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente para a ação variável;

ω_v - Taxa mecânica da armadura vertical na zona da alma da parede;

ω_{wd} - Taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento;

σ_s - Valor absoluto da tensão máxima admissível;

σ_c - Tensão de compressão do betão;

Índice

DEDICATÓRIA	III
AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS	XIII
LISTA DE SIGLAS	XVII
ÍNDICE	XXV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	2
1.2. Evolução histórica do Betão Armado	3
1.3. Evolução Histórica das Estruturas Metálicas	5
1.4. Objetivos e Metodologias	7
1.5. Organização da Dissertação	8
2. MATERIAIS ESTRUTURAIS: BETÃO ARMADO E AÇO ESTRUTURAL	10
2.1. Betão Armado	10
2.1.1. Betão	10
2.1.2. Aço	14
2.2. Aço de Construção	15

3.	CONCEÇÃO ESTRUTURAL	17
3.1.	Introdução	18
3.1.1.	Edifícios em Betão Armado	19
3.1.2.	Edifícios em Estrutura Metálica	20
3.2.	Elementos Estruturais	21
3.2.1	Fundações e Contensões Periféricas	21
3.2.2	Pilares	23
3.2.3	Paredes Resistentes	24
3.2.4	Vigas	24
3.2.5	Lajes	25
3.3	Ligações	26
3.3.1	Betão Armado	26
3.3.2	Estrutura Metálica	26
4.	CASO DE ESTUDO	27
4.1.	Conceção da estrutura	27
4.1.1.	Edifício em Betão Armado	28
4.1.2.	Edifício em Estrutura Metálica	28
4.1.3.	Verificação da Regularidade Estrutural	28
4.1.4.	Efeitos Acidentais de Torção	30
4.2.	Soluções Estruturais Adotadas	31
4.3.	Materiais e Ações	32
4.3.1.	Materiais Estruturais	32
4.3.2.	Ações	33
4.4.	Combinação de Ações	39
4.4.1.	Estados Limites Últimos	40
4.4.2.	Estados Limites de Serviço	41
4.5.	Pré-Dimensionamento	42
4.5.1	Edifício em Betão Armado	42
4.5.2	Edifício em Estrutura Metálica	46
4.6.	Modelação Estrutural	48
4.6.1.	Definição dos elementos	48

4.6.2.	Análise Modal por Espectros de Resposta	50
5.	DIMENSIONAMENTO	52
5.1.	Edifício em Betão Armado	52
5.1.1.	Dimensionamento de Vigas	52
5.1.2.	Dimensionamento de Pilares	55
5.1.3.	Dimensionamento de Paredes Resistentes	61
5.1.4.	Dimensionamento de Lajes	66
5.1.5.	Dimensionamento de Paredes de Contenção	71
5.1.6.	Fundações	72
5.1.7.	Estados Limites de Utilização	76
5.2.	Edifício em Estrutura Metálica	78
5.2.1.	Vigas	79
5.2.2.	Pilares	79
5.2.3.	Lajes	80
5.2.4.	Paredes Resistentes e Paredes de Contenção	80
5.2.5.	Fundações	81
5.2.6.	Verificação dos Estados Limites Últimos	82
5.2.7.	Verificação dos Estados Limites de Utilização	82
5.2.8.	Ligações Metálicas	84
6.	ANÁLISE COMPARATIVA	85
6.1.	Edifício em Betão Armado	85
6.1.1.	Quantificação de Materiais	85
6.1.2.	Orçamento	86
6.2.	Estrutura Metálica	86
6.2.1.	Quantificação de Materiais	86
6.2.2.	Orçamento	87
6.3.	Síntese dos resultados obtidos	88
6.3.1.	Frequência, Período e Participação de Massa Modal	88
6.3.2.	Esforços de Dimensionamento	90
6.3.3.	Custo associado	93
6.3.4.	Tempo de Execução	93
6.3.5.	Peso Estrutural	94

7. CONCLUSÕES	95
7.1. Desenvolvimentos Futuros	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
APÊNDICES	101
ANEXOS	103

1. Introdução

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento do projeto de estabilidade de um edifício destinado a um Hotel. Tendo por base um projeto de arquitetura, o objetivo da presente dissertação consiste na conceção e análise comparativa entre dois sistemas estruturais, edifícios em betão e edifícios em aço. Após a análise da solução estrutural realiza-se uma caracterização técnico-económica de ambos os métodos analisados.

A dissertação desenvolvida resulta do curso de Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas, para a obtenção do grau de Mestre. Neste trabalho encontram-se aplicados conhecimentos teóricos adquiridos ao longo do curso, revelando-se um objetivo do mesmo a compreensão da aplicabilidade de tais conhecimentos á prática de um projeto de estabilidade de um edifício.

Tendo em conta a regulamentação aplicável nos estados membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), para o desenvolvimento do projeto da estrutura em estudo recorreu-se às seguintes bases de projeto: Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de estruturas (EC0); Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1); Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2); Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3); Eurocódigo 4 – Projeto de Estruturas mistas aço-betão (EC4); Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico (EC7) e Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8).

Sucintamente, mediante a aplicação do EC0 são estabelecidos os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas bem como as combinações de ações e pelo EC1 definem-se as ações estáticas. Recorrendo ao EC2 obedece-se aos princípios e requisitos de segurança e de utilização de estruturas de betão e efetuam-se as pormenorizações dos elementos, situação semelhante com EC3, mas sendo o aço, o material estrutural. O recurso ao EC4 surge em situações cujo aço e betão se aliam, como elemento estrutural, sendo necessário respeitar as demais imposições. A aplicação do EC7 permite a verificação e cumprimento da segurança das estruturas quando sujeitas a ações provocadas pelo terreno. No EC8 aplica-se as especificações em projetos de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas, definindo-se a ação sísmica bem como indicações adicionais para o dimensionamento e pormenorização de elementos em estruturas sismo-resistentes.

De igual modo, são também tidos em conta as prescrições dos regulamentos nacionais, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

Por último sendo a fase de projeto no âmbito da Engenharia Civil, uma área sustentada na aplicação de programas de cálculo automático, o recurso a softwares torna-se fundamental para a realização do presente estudo.

1.1. Enquadramento

A arte de construir nasce no período Neolítico (8000 a.C). Na Europa Ocidental a construção aparece pela primeira vez no século XV, como uma forma organizada, durante o Império Romano. Durante a Idade Média, entre o século V e XV, os principais feitos construtivos foram os castelos e as grandes construções religiosas [1]. O mestre construtor era até então o responsável por todo o processo construtivo, evoluindo ao longo do tempo com a experiência de erros passados.

No período Renascentista, no século XV, começa a nascer a profissão de Arquiteto. Na metade do mesmo século dá-se a separação da fase de conceção ou projeto e a fase da obra ou construção.

De acordo com Campos (2002) [1] desde esse período a construção sofre diversas alterações tecnológicas e tipológicas habitacionais, tendo como ponto de viragem o período da Revolução Industrial correspondente ao início do século XVIII. Castelo (2008) [2] afirma que com o aparecimento de novos materiais, novos sistemas e métodos de construir, inicia-se a era da Engenharia Moderna, nascendo o Engenheiro Civil. É neste período que se dá o grande desenvolvimento da construção civil por consequência da explosão demográfica, desde logo surge a necessidade de se recorrer á produção em série de edifícios habitacionais de modo a satisfazer a crescente necessidade humana, e responder aos problemas inerentes quanto á qualidade da habitação.

Desde então a construção civil contempla diversos processos construtivos, constituídos por novas tecnologias, envolvendo novos materiais, equipamentos e ferramentas, mão-de-obra mais especializada e promovendo o aparecimento de novos métodos de produção. Como resultado o betão armado e o aço tornam-se os materiais estruturais com maior procura na área da construção, fruto das suas excelentes características, nomeadamente mecânicas.

Nos dias de hoje a realidade da construção passa por ser regida por práticas, regras e normas específicas, que dependem dos profissionais que as aplicam, dependem também da sociedade, economia e política em que está inserida. Reforçando esta ideia as atuais normas surgiram com o intuito de definir de forma bem clara as principais diferenças entre cada tipo de estrutura, sendo estas nos diversos materiais estruturais existentes.

O maior desafio imposto atualmente á construção é a capacidade de interligar da melhor forma a “arte” e o “ato” de construir, sendo bem desempenhada com uma correta articulação entre o conhecimento dos processos, das tecnologias e das sequências da construção [1]. Este mecanismo deverá respeitar sempre as opções dos materiais, sistemas e equipamentos utilizados em cada fase da construção.

Neste contexto, o projeto e a construção de um edifício, deve ser encarado atualmente, como a resolução do problema imposto pela satisfação das exigências dos utentes no cumprimento de determinadas funções para que foi projetado [3] e tendo em conta as normas e regulamentação em vigor.

1.2. Evolução histórica do Betão Armado

A utilização do betão armado remonta ao século V a.C. [4]. Desde esse período até aos dias de hoje a construção em betão armado sofreu várias alterações, que acompanharam a evolução dos materiais (betão e aço), processos construtivos e equipamento utilizado, tornando o betão armado um material de excelência na construção. Os marcos históricos da construção em betão armado podem resumir-se na seguinte cronologia [5-8]:

Início

473 a.C. – 1ª Utilização do aço com betão – na obra Propylae em Atenas pelo Arquiteto Mnesikles;

127 d.C. – Panteão de Roma com cúpula de 50m de diâmetro de betão de agregados leves, realizada pelos romanos;

1700

Smeaton em 1758, James Parker em 1776 e Louis Vicat em 1818 - Desenvolvimento do estudo das propriedades do cimento;

1800

1819 – Louis Vicat utiliza cimento artificial como ligante na construção da ponte de Souillac sobre o Rio Dordogne;

1824 – Joseph Aspdin patenteia a invenção do cimento Portland;

1848 – Jean-Louis Lambot proporciona o grande impulso do betão armado ao construir um barco em betão armado, ficando conhecido como a primeira “obra” em betão armado, expondo-o na Exposição Mundial de Paris em 1855;

1852 – F.Coignet constrói edifício em betão com a introdução de varões de ferro;

1875 – Joseph Monier projeta a 1ª ponte em betão armado, construída em Chazelet, com 16,5 metros de vão e constrói três grandes reservatórios de água, ficando conhecido como o criador do betão armado;

Thadeus Hyatt em 1878, François Hennebique na França em 1879 e posteriormente Mathias Koenen na Alemanha em 1886 – grandes percussores do betão armado, realizando diversos ensaios e primeiros projetos em betão armado;

Entre 1880 e 1940 surge as primeiras ideias de betão pré-esforçado, motivadas por P.Jackson em 1886, em 1907 por M. Koenen, em 1923 por R.Dill e 1939 por F.v.Emperger;

1885 – Fornos rotativos utilizados no fabrico do cimento fazem baixar o seu preço, proporcionando mais obras em betão armado;

1894 – Início do fabrico cimento Portland em Portugal na fábrica “Cimento Tejo” em Alhandra, fundada por António Teófilo de Araújo Rato, hoje Centro de Exploração de Alhandra da CIMPOR. Possuindo a patente do fabrico de cimento Portland artificial por consequente Alvará Régio de 24 de Abril de 1894;

1900

Surgimento dos primeiros regulamentos de betão – 1906 em França e na Alemanha em 1907, nos EUA e 1910 e em 1918 é publicado o primeiro regulamento em Portugal – Instruções regulamentares para o emprego do betão armado, Decreto 4036 de 28 de Março em 1918;

1930 a 1950 surgem as primeiras obras com recurso ao pré-esforço, entre muitos percussores destacam-se F. Dischinger em 1934, E. Hoyer em 1938, P.W. Abeles em 1948 e U. Finsterwalder em 1950;

Deste modo a utilização do betão armado tem permitido a concretização de obras emblemáticas em todo o mundo, como se pode comprovar pela Figura 1:



a) Villa Savoye em França, 1931

b) Casa da Música em Portugal, 2005

Figura 1 - Obras emblemáticas em Betão Armado [9]

1.3. Evolução Histórica das Estruturas Metálicas

O aço como forma de construção surge séculos depois do material betão armado, aparecendo os primeiros dados históricos da sua utilização no início do século X d.C. [10]. Teve o ponto viragem no século XVIII, onde devido á sua grande evolução permitiu que fosse considerado como um material estrutural de enorme apreciação. A seguinte cronologia descreve os principais marcos históricos da construção em aço [6, 10-12]:

1000 d.C. – Início da idade do ferro na Ásia Ocidental e Egipto;

1600

Hooke (1635) no século XVII e Euler (1707) no século XVIII desenvolvem tecnologias que permitem uma utilização mais eficaz do ferro;

1700

1734 – 1ª Ponte a usar ferro fundido, construída pelo exército alemão, sobre o rio Older, na Alemanha;

1750 – Industrialização do aço fundido;

1779 – 1ª Ponte de ferro projetada por Abraham Darby ponte em arco sobre o rio Severn em Coalbrookdale ferro fundido, 31 m de vão;

1786 – Victor Louis é o grande percussor da construção em ferro, autor do primeiro livro sobre estrutura metálica, com o caso de estudo o teatro francês em Paris;

1800

1801 – Primeiro edifício em estrutura metálica, constituído por pilares e vigas em Inglaterra;

1813 – Sir Henry Bressemer desenvolve o “Bressemer Converter”, originando a idade do aço;

1827 – Construção das primeiras ferrovias em ferro fundido;

No século XIX o desenvolvimento de ensaios realizados no âmbito da produção metálica contribuiu para o aparecimento de um novo material, o aço;

No final do século XIX dá-se um grande avanço no âmbito do cálculo estrutural como percussores Gustave Eiffel (1832) com a Torre Eiffel e Roebling com a ponte Brooklynn (1806);

1840 – 1ª Treliza completamente em aço nos EUA, seguindo a Inglaterra em 1845, Alemanha em 1853 e Rússia em 1857;

1850 – Substituição do ferro fundido pelo ferro forjado;

1881 – Descoberta e desenvolvimento da soldadura metálica;

Início dos edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica. A obra Home Insurance Building é considerada o 1º edifício com recurso a estrutura em aço (1884) pelo engenheiro William Le Baron Jenney;

1889 – Realização da Torre Eiffel durante a Exposição Mundial;

1900

1900 – Desenvolvimento do estudo da instabilidade e plasticidade das estruturas metálicas;

1930 – Início das pontes mistas aço-betão;

1931 – Construção do Empire State Building em Nova Iorque projetada pelo engenheiro William F.Lamb, estrutura em aço com cerca de 380 m de altura e utilização de estrutura treliçada na ponte Washington de 1067m pelo engenheiro suíço O.H. Ammann;

1937 – Ponte Golden Gate projetada pelo alemão Joseph Strauss;

1965 – Aprovação do Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios em Portugal, Dec. Lei 211/86;

1973 – Construção do edifício World Trade Center: dois edifícios de 110 andares com 410m de altura cada;

1974 – Construção da Torre Sears em Chicago: Edifício de 109 andares, com um total de 442m de altura;

1981 – Realização da ponte Humberto em Hull, Grã-Bretanha: ponte suspensa com 1410 m de comprimento.

O aço consiste num material estrutural cada vez mais utilizado pelos projetistas em todo mundo, resultando em obras enigmáticas como demonstra a Figura 2:



a) Estoril Sol Residence em Portugal, 2010



b) Torres do Colombo em Portugal, 2011

Figura 2 - Obras emblemáticas em Aço [13, 14]

1.4. Objetivos e Metodologias

O presente trabalho tem como objetivo principal o projeto de estabilidade de um edifício, numa primeira fase um edifício com estrutura em betão armado, e numa segunda fase o mesmo edifício projetado em estrutura metálica.

Com o dimensionamento estrutural do edifício em dois materiais diferentes, betão e aço estrutural, pretende-se efetuar uma análise comparativa de ambos os métodos construtivos e obter a melhor solução do ponto de vista técnico-económico.

A escolha da solução estrutural no presente estudo tem também como finalidade avaliar o papel e impacto das construções em betão armado nas sociedades, quando comparado com as construções realizadas com estrutura metálica. Esta avaliação deve-se ao facto de um grande número de construções existentes serem em betão armado. Visto ser um material muito resistente e com maior durabilidade (quando comparado com o aço). No entanto tem-se verificado uma mudança no que diz respeito á escolha do material estrutural a adotar, nomeadamente para o aço. Esta mudança é justificada pelas grandes vantagens construtivas apresentadas pelo aço, como a sua rapidez de execução, permitir estruturas mais leves e mais esbeltas bem como pelas suas inovadoras soluções e funcionalidades estruturais.

Pretende-se também nesta dissertação sistematizar procedimentos para o dimensionamento de estruturas em betão armado e em aço nas suas diversas fases, desde a conceção da solução estrutural, pré-dimensionamento, análise sísmica, verificação aos estados limites últimos e de serviço, finalizando com o dimensionamento.

Os programas de cálculo automático constituem uma ferramenta de extrema utilidade para a modelação estrutural. Neste trabalho foi utilizado um programa de elementos finitos – Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 (ROBOT)[15], onde foi desenvolvida toda a modelação e análise do edifício em estudo. Foi igualmente utilizado o programa de cálculo de vigas mistas, desenvolvido pela marca ArcelorMittal[16], para o dimensionamento das vigas metálicas da solução em aço estrutural.

No entanto foram também adotados métodos tradicionais, tanto na validação do modelo, como para verificação de modelos de cálculos utilizados.

1.5. Organização da Dissertação

No sentido de realizar um projeto detalhado, bem organizado e de fácil compreensão com o intuito de dar resposta aos objetivos propostos, efetuou-se a divisão do trabalho em sete capítulos centrais:

No **Capítulo 1** é realizado um enquadramento geral da construção civil, explicando sucintamente a sua evolução. São abordados os objetivos principais desta dissertação, e as metodologias utilizadas para o dimensionamento do caso de estudo.

No **Capítulo 2**, são descritas as características dos materiais estruturais a utilizar, nomeadamente propriedades físicas e mecânicas e seu comportamento. Nas estruturas de betão armado evidencia-se o betão e o aço e posteriormente o aço estrutural, nas estruturas metálicas.

No **Capítulo 3** são abordados os princípios básicos de conceção estrutural. Enunciam-se os diferentes tipos de sistemas estruturais para as duas soluções estruturais analisadas e são abordados todos os elementos estruturais e suas ligações que constituem a superestrutura, de ambas as soluções estruturais.

No **Capítulo 4** encontra-se desenvolvido o caso de estudo. Inicialmente é feita a apresentação e explicação da conceção estrutural de ambos os materiais estruturais. Realiza-se a verificação da regularidade estrutural, são definidas as ações e as situações possíveis de carregamento, e são apresentadas todas as combinações de ações a considerar no dimensionamento utilizadas nas verificações de segurança efetuadas. É realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais para cada solução e definidas as seções dos elementos estruturais. Finalizando com a realização da Modelação Estrutural.

No **Capítulo 5** é realizado o dimensionamento do edifício em estudo, onde é feita a análise e são dimensionados todos os elementos estruturais, através da verificação da sua segurança aos Estados de Limites Últimos e de Utilização. Após a realização de todo o dimensionamento é feita uma análise comparativa dos resultados relativamente á solução estrutural do edifício em Betão Armado e do edifício em Estrutura Metálica.

No **Capítulo 6** são apresentadas as medições e a estimativa orçamental de ambas as soluções estruturais. É feita uma análise dos resultados obtidos, focando-se nas frequências, períodos e fatores de participação modal, nos esforços de dimensionamento, custo associado e tempo de execução e peso estrutural.

No **Capítulo 7** são apresentadas as principais conclusões do estudo realizado. São ainda sugeridos alguns tópicos para futuros trabalhos nesta temática.

2. Materiais Estruturais: Betão Armado e Aço Estrutural

Os materiais estruturais mais usados na construção civil são o betão e o aço, muitas vezes completando-se e noutras situações competindo um com o outro, de tal forma que estruturas de tipo e função semelhante possam ser construídas quer com um quer com outro material de construção.

2.1. Betão Armado

O betão armado surge da associação dos dois materiais, betão e aço, que funcionam em conjunto garantindo peças com elevada resistência e durabilidade. O betão é um material com boa resistência à compressão e o aço à tração. Ao introduzir-se as armaduras no betão é proporcionado um comportamento do conjunto muito eficiente no que diz respeito à resposta estrutural. Estas garantem o equilíbrio da seção para cargas elevadas pois com o aparecimento de fendas, as trações são conduzidas para as armaduras.

2.1.1. Betão

O betão é um material constituído pela mistura, devidamente proporcionada, de ligantes (cimento, adições), agregados (grossos e finos), água, adjuvantes e um certo volume de ar [17]. O betão apresenta boas resistências à compressão e boa durabilidade e baixas resistências à tração.

Propriedades Físicas

O betão pode ser utilizado em estruturas de betão simples, betão armado e betão pré-fabricado. Desde a sua produção até à fase final, onde desempenha funções estruturais, o betão passa por dois estados diferentes: betão fresco e betão endurecido.

O betão fresco corresponde ao betão no estado plástico, com a capacidade de ser compactado por métodos normais. O betão endurecido consiste na fase em que o betão endureceu e desenvolveu uma certa resistência. O seu endurecimento inicia pouco depois do seu fabrico, atingindo ao fim de 28 dias de idade uma resistência de 60 a 90% da sua resistência final, dependendo claramente do tipo de cimento e do tipo de cura utilizada.

O betão endurecido é classificado segundo a sua massa volúmica em três categorias [18]:

Betão Normal, C: betão com massa volúmica, após secagem em estufa (105°C), superior a 2000kg/m³, mas não excedendo os 2600kg/m³;

Betão Pesado, HC: betão com massa volúmica superior a 2600kg/m³ após secagem em estufa;

Betão Leve, LC: betão com massa volúmica após a secagem não superior a 2000kg/m³. Este tipo de betão é produzido utilizando parcial ou totalmente agregados leves. O betão leve pode ainda ser classificado mediante a classe de massa volúmica segundo a cláusula 4.3.2 da NP EN206-1 2007 [18].

Propriedades Mecânicas

A característica principal do betão é sua resistência à compressão, deste modo a sua tensão de rotura á compressão é definida segundo classes de resistência do betão relacionadas com o valor característico (quantilho de 5%) da resistência á compressão em provetes cilíndricos, $f_{ck,cyl}$, ou em provetes cúbicos, $f_{ck,cube}$, com um intervalo de valores normais de resistência á compressão entre C12/15 e C90/105 MPa, respetivamente para provete cilíndrico e cúbico, de acordo com a NP EN 206-1 [18], determinada aos 28 dias, idade estabelecida para classificação desta propriedade.

Os diversos tipos de betões podem também ter a seguinte definição [18]:

- Betão de elevada resistência: betão com classe de resistência á compressão superior a C50/60, nas situações referentes a betão normal ou betão pesado, e a LC50/55, no caso de betão leve;
- Betão de comportamento especificado: betão cujas propriedades requeridas e características adicionais são especificadas ao produtor, que é responsável por fornecer um betão que satisfaça as propriedades e características mencionadas;
- Betão de composição prescrita: betão cuja composição e materiais constituintes são especificados ao produtor, que é responsável por executar um betão com as especificações de composição exigidas;
- Betão de composição prescrita em norma: betão cuja composição se encontra estabelecida numa norma válida no local de utilização do betão.

Em termos de resistência à tração, f_{ct} , esta consiste numa característica mecânica fundamental no comportamento do betão em situações de fendilhação e aderência das

armaduras, e no caso de betão simples é responsável pela rotura. Esta pode ser determinada em provetes prismáticos tracionados ou de forma indireta através da flexão de prismas ou por compressão diametral de cilindros[19].

O betão é igualmente utilizado na pré-fabricação de elementos produzidos em fábrica ou num outro local que não corresponde á sua posição final na estrutura, protegida de condições atmosféricas adversas. Para elementos pré-fabricados com recurso a pré-esforço as classes de resistência mínima são C25/30 para elementos pós-tencionados e C30/37 para elementos pré-tencionados.

Comportamento

O comportamento do betão é caracterizado pela relação das tensões-extensões de compressão, permitindo também saber qual o módulo de elasticidade do betão, E_c (reta secante ao comportamento do betão no intervalo $\sigma_c=0$ e $\sigma_c=0.4f_{ck}$) uma vez que neste intervalo de tensões se admite que apresenta um comportamento elástico.

Na Figura 3 é representada graficamente esta relação e permite observar o comportamento do material, aplicável a todas as classes de resistência, modelo válido para extensões definidas no intervalo 0 ao valor nominal da extensão última, ϵ_{cu1} , para análise estrutural, deduzida pela expressão (2.1) ou definidas no intervalo 0 à extensão última, ϵ_{cu2} , para análise de dimensionamento de seções, deduzida pela expressão (2.2), sendo estas para solicitações de curta duração uniaxiais [20]:

$$\frac{\sigma_s}{f_{cm}} = \frac{kn - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (2.1)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (2.2)$$

em que, $\eta = \epsilon_c / \epsilon_1$; ϵ_1 é a extensão correspondente à tensão máxima; $k=1,05E_{cm} \times |\epsilon_1| / f_{cm}$; n é o expoente de acordo o Quadro 3.1 do EC2 [20]; e ϵ_2 é a extensão ao ser atingida a resistência máxima.

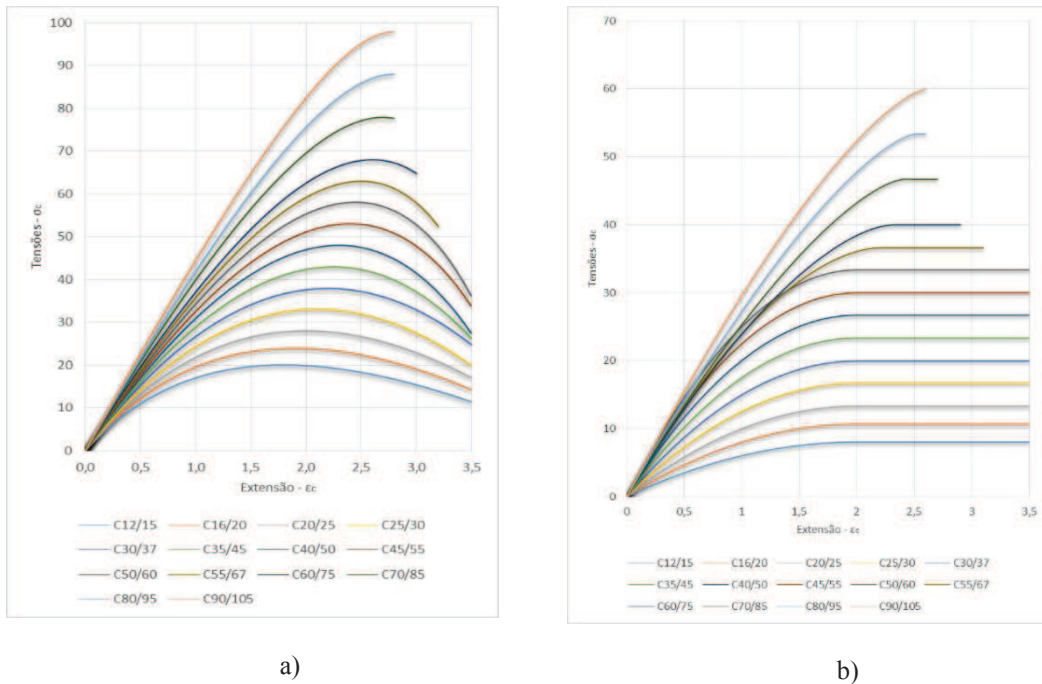


Figura 3 - Representação esquemática da relação tensões-extensões para: a) análise estrutural e b) dimensionamento de seções [20]

Da análise da Figura 3 verifica-se que o betão tem um comportamento não-linear com uma rotura do tipo frágil, para valores de tensão baixos e médios e uma reduzida resistência à tração.

Classe Estrutural

A classe estrutural de um elemento em betão armado é definida mediante certos critérios como o período de vida útil, a classe de resistência do betão, a forma estrutural e o controlo de qualidade, de acordo com o Eurocódigo 2[20]. São definidas 6 classes estruturais, S1 a S6, onde estas variam consoante a classe de exposição do elemento estrutural, onde é indicado para cada classe estrutural o recobrimento mínimo exigido, de forma a respeitar os requisitos relativos á durabilidade das armaduras do betão armado, em conformidade com a NP EN 10080[21].

A classe estrutural de referência recomendada é a S4 (estruturas de edificios e outras estruturas correntes), correspondendo a um período de vida útil de 50 anos. Enquanto para um tempo de vida útil de 100, correspondendo a estruturas de edificios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil, a classe estrutural é S6 [20, 22].

2.1.2. Aço

As propriedades das armaduras utilizadas em elementos de betão armado são apresentadas na norma NP EN10080[21]. Estas armaduras ainda são divididas de acordo com as especificações do LNEC E449[23], E450[24], E455[25], E456[26], E457[27], E458[28] e E460[29]. Caso seja necessário recorrer a ensaios experimentais para verificações deste elemento, deve-se recorrer aos procedimentos utilizados nos ensaios indicados na NP EN 10080 [21].

O aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro, impurezas e de pequenas quantidades de carbono (cerca de 0.002% até 2%). Os aços estruturais para utilização em conjunto com o betão possuem teores de carbono, cujos limites máximos encontram-se especificados na norma NP EN10080 [21] e NP EN10138 [30]. Este material apresenta entre outras propriedades, elevada resistência à tração e compressão e ductilidade, propriedades muito importantes em estruturas de betão armado.

Classificação dos aços

Os aços são classificados da seguinte forma:

- Aços para armaduras de betão armado, em forma de varões, fios, redes eletrossoldadas e vigas em treliça prefabricadas;
- Aços para armaduras de pré-esforço podendo apresentar-se em forma de varões fios (3 a 11mm de diâmetro) e cordões (associação de fios enrolados em hélice). Estes aços apresentam um elevado teor de carbono, para se obter a elevada resistência desejada, deste modo estes aços não são soldáveis [19]. Na aplicação de aço de pré-esforço a classificação deve ser realizada segundo a sua resistência, classe (indicando o comportamento em relação á relaxação), secção e características da superfície [20].

Propriedades Mecânicas

As classes de aço, laminado a quente e endurecido a frio, são definidas com base na resistência à tração e de ductilidade:

- De acordo com o EC2[20] existem três classes de resistência 400, 500 e 600 MPa. Em Portugal apenas são permitidas as classes de resistência 400 e 500 MPa[31];
- A classe de ductilidade é definida mediante dois parâmetros: extensão á força máxima, ϵ_{uk} e a razão entre a tensão de rotura (f_t) e a tensão de cedência (f_y),

$k = (f_t/f_y)_k$. Em Portugal é recomendado a aplicação de aços da classe de ductilidade C.

Comportamento

As armaduras de aço consistem num material dúctil com um bom comportamento à tração, embora em compressão também se comporta de forma eficiente. Os diagramas tensões-extensões resultam de ensaios uniaxiais de tração. Com a diversidade e evolução dos processos de fabrico dos varões surgem diversos tipos de diagramas tensões-extensões, onde se distinguem essencialmente os diagramas de dois tipos: os relativos a aços laminados a quente e aços endurecidos a frio, Figura 4.

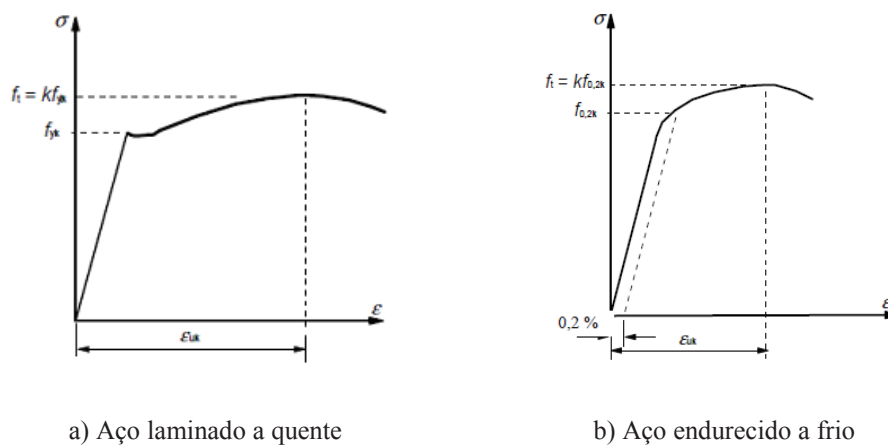


Figura 4 - Diagramas tensão-extensão do aço típico de armadura para betão armado [20]

2.2. Aço de Construção

O aço de construção consiste num material estrutural cada vez mais utilizado na construção devido às suas grandes características mecânicas, rapidez de montagem e versatilidade na execução de edifícios, permitindo um melhor controlo e qualidade da obra.

As propriedades do aço estrutural encontram-se definidas no Eurocódigo 3 [32] e na norma NP EN 10025, onde são referidos os valores nominais das propriedades físicas e mecânicas dos materiais a serem utilizados como valores característicos para efeitos de cálculo.

Para a realização de uma construção com recurso a uma solução com estrutura metálica, a escolha do aço a adotar deverá ser a mais rigorosa possível, de modo a que as propriedades do material escolhido correspondam de forma eficiente às exigências para que foi projetado. As diferenças que distinguem os diferentes tipos de aço são: a forma, composição química, modo de fabrico e propriedades mecânicas [11, 12].

A grande variedade de tipos de aços existentes na construção metálica permite a seguinte subdivisão [33]:

- Aços laminados até á classe S9600;
- Aços enformados a frio e elementos laminares até S9600 (aço estrutural) e S700MC (aço inox);
- Produtos de aço inoxidável;
- Perfis estruturais ocos (circulares, quadrados ou retangulares).

Para uma melhor compreensão dos diversos tipos de aços estruturais existentes no mercado, estes estão classificados segundo normas específicas que os dividem por sua vez por classes de aço. Deste modo as normas para aços estruturais laminados a quente são: NP EN 10025-2 [34], a NP EN 10025-3 [35], a NP EN 10025-4 [36], a NP EN 10025-5 [37] e a NP EN 10025-6 [38]. No que diz respeito a aços estruturais de seções tubulares existem as seguintes normas: a NP EN 10210-1 [39] e a NP EN 10219-1 [40].

Diante as diversas propriedades que distinguem os diferentes aços estruturais, é a resistência mecânica a propriedade diferenciadora, seguida da ductilidade e a tenacidade aliados ao teor de carbono. Quanto maior a quantidade carbono existente no aço, mais este não é propício à utilização em estruturas, pois apresenta mais fragilidade [33].

Os aços correntes mais utilizados para os elementos estruturais são perfis “I” e “H” (perfis a utilizar no caso de estudo a que se propõe a presente dissertação), variam de acordo as suas propriedades mecânicas e composição química, como se pode comprovar com o Quadro 3.1 do EC3 [32].

3. Conceção Estrutural

A conceção estrutural consiste simplesmente em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício, permitindo garantir a segurança quando solicitado pelas ações consideradas na fase de dimensionamento. Esta etapa constitui uma das mais importantes fases num projeto de estabilidade, uma vez que implica a seleção dos elementos estruturais a serem utilizados e definição das suas posições, de modo a criar um sistema estrutural eficiente, tendo como base o projeto de arquitetura. Tal sistema deverá ter a capacidade de resistir aos esforços resultantes das ações atuantes e transmiti-los de uma forma simples e direta às fundações.

Para uma correta definição da solução estrutural é essencial ter em conta várias condicionantes, entre elas, a geometria e arquitetura do edifício que constituem um aspeto relevante na elaboração da solução estrutural, pois limitam todo o posicionamento dos elementos estruturais, pilares, vigas e lajes, e por consequentes as suas dimensões.

Neste contexto deve-se ter em atenção os princípios básicos de conceção estrutural ilustrados na Figura 5 [9, 41]:

Simplicidade estrutural (Figura 5a): garantir uma transmissão direta de esforços nos elementos estruturais (sobreposição dos elementos estruturais verticais), facilitando a modelação, análise, dimensionamento e pormenores construtivos;

Uniformidade, simetria e redundância da estrutura (Figuras 5b e 5c): as estruturas devem apresentar uma uniformidade quer em planta através de uma boa distribuição dos elementos estruturais (comprimentos livres entre pilares iguais) – figura 5b), quer em altura mediante a continuidade estrutural em altura – figura 5c), a simetria do edifício permite diminuir problemas de rotação e de distribuição uniforme da massa dos pisos e a redundância do edifício contribui para uma boa redistribuição dos esforços e para a capacidade de dissipação da energia;

Resistência e rigidez (Figura 5d) - a estrutura deve possuir uma continuidade geométrica e mecânica sem que haja variações bruscas de rigidez nos dois planos de modo a resistir às ações horizontais em ambas as direções. Em termos de resistência á torção o edifício deve apresentar sistemas de contraventamentos (essencialmente na periferia) em ambas as direções com o intuito de resistir aos movimentos devido á torção;

Comportamento de diafragma ao nível dos pisos (Figura 5e): os pavimentos com comportamento de diafragma (elemento com rigidez horizontal superior à dos elementos verticais) permitem uma boa distribuição dos esforços para os elementos verticais e uma melhor homogeneização dos deslocamentos;

Fundação adequada (Figura 5f): uma correta ligação da fundação à superestrutura permite uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício. O Eurocódigo 8 [9] recomenda a utilização ensoleiramentos gerais ou vigas de fundação, com o objetivo de se obter uma melhor resposta às solicitações sísmicas.

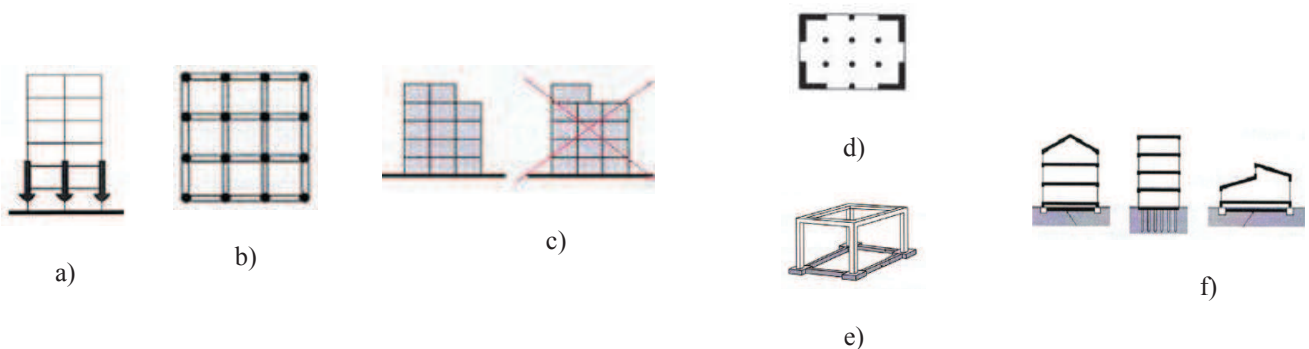


Figura 5 - Princípios básicos de concepção [41]

A solução estrutural deve também ter em conta as exigências de segurança do edifício, conforto da sua utilização e correto funcionamento do próprio edifício.

Um projeto de estabilidade deve ainda estar de perfeita relação e harmonia com os diversos projetos e infraestruturas que constituem toda a obra edificada e sua envolvente, tais como: redes elétricas, hidráulicas, redes de telecomunicações, segurança, acústica, térmica entre outras, de modo a permitir a coexistência, com a qualidade de todos os projetos.

3.1. Introdução

Na presente secção abordar-se-á os diversos sistemas estruturais correntemente utilizados em edifícios com estrutura em betão armado e com estrutura metálica.

Para este projeto foi adotado um tempo de vida útil de 50 anos sum tempo de vida útil de projeto, adotou-se 50 anos, representando a classe estrutural S4 segundo o EC0 [22].

De acordo com o Eurocódigo 8 [9] o edifício é classificado como classe de importância II (edifícios correntes) e classe de ductilidade média, DCM.

3.1.1. Edifícios em Betão Armado

Com o aparecimento do betão armado como material estrutural, a partir de 1900 [42], este surge como principal solução estrutural, permitindo uma grande variedade de soluções estruturais que até então não eram possíveis de executar sem este material.

Os edifícios com recurso ao material estrutural betão armado proporcionam grande capacidade de carga, resistência e rigidez, no entanto são estruturas sensíveis à ação sísmica sendo esta uma ação condicionante em países com grande atividade sísmica, como é o caso do território Continental Português e algumas ilhas dos Açores. Neste contexto no Eurocódigo 8 [9], são descritos para a conceção estrutural de um edifício em betão armado vários sistemas estruturais tais como:

Parede Acopladas

Elemento com funcionalidade estrutural composto por duas ou mais paredes estruturais simples, unidas por vigas de ductilidade adequada (“vigas de acoplamento”) com a capacidade de diminuir no mínimo 25% da soma dos momentos fletores na base das paredes, caso estas funcionassem sem viga de acoplamento.

Sistema Parede

Conjunto estrutural em que as ações horizontais e verticais são garantidas pelas paredes estruturais, podendo ser acopladas ou não, cuja força de corte basal é suportada pelas paredes estruturais em pelo menos 65% da resistência total á força de corte.

Sistema Porticado

Estrutura em que tanto as ações verticais como horizontais são asseguradas essencialmente por pórticos espaciais, sendo que pelo menos 65% da força de corte basal é resistida pelos pilares do sistema estrutural.

Sistema Misto

Conjunto estrutural em que as cargas verticais são asseguradas pelos pórticos e a resistência lateral é conferida em parte pelo sistema porticado e por paredes estruturais, sejam estas acopladas ou não.

Sistema Misto equivalente a Sistema Porticado

Estrutura Mista onde a força de corte basal existente no sistema porticado é superior a 50% da força de corte basal total.

Sistema Misto Equivalente a Paredes

Estrutura Mista em que a resistência proveniente das paredes estruturais em relação á força de corte basal é superior a 50% da resistência sísmica do sistema estrutural.

Sistema Torsionalmente Flexível

Estrutura mista ou sistema de paredes cuja rigidez é inferior á torção mínima.

Sistema de Pêndulo Invertido

Estrutura onde 50% ou mais da massa se encontra no terço superior da altura da estrutura, ou quando a principal dissipação de energia se situa na base de um único elemento do sistema estrutural.

3.1.2. Edifícios em Estrutura Metálica

O aço surge como material de construção em meados do século XVIII. No final do mesmo século, torna-se uma solução corrente como sistema estrutural dos edifícios, contribuindo para uma nova forma de arquitetura [12]. No entanto só no início do século XIX é que se dá o grande desenvolvimento das estruturas metálicas, como um elemento inovador na concepção de edifícios habitacionais, surgindo os primeiros edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica [42]. Surge inicialmente em edifícios industriais, pavilhões de grande vão e depois em edifícios habitacionais e pontes.

A estrutura metálica apresenta uma grande diversidade de sistemas estruturais, pois o aço confere uma grande versatilidade no que diz respeito á execução de estruturas, isto é, consiste num material com grande capacidade de se adaptar a diferentes situações em obra, permitindo facilidade no transporte, montagem e desmontagem. No entanto, para a maioria das estruturas metálicas é essencial ter em consideração a ação do vento, pois poderá ser a ação preponderante no seu dimensionamento.

Segundo a cláusula 6.3.1 do Eurocódigo 8 [9] é apresentado as classificações dos diversos tipos de estruturas em aço, em função do comportamento da sua estrutura sísmica primária sob ações sísmicas (sendo que a sismicidade de uma região é determinada em função do valor de referência da aceleração máxima, a_{gR} , na base num terreno do tipo A (rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso). Esta classificação não é aplicável a regiões com baixa ou muito baixa sismicidade, isto é, com valor de cálculo de aceleração, $a_g < 0,78 \text{ m/s}^2$ e $a_g < 0,39 \text{ m/s}^2$ respetivamente, sendo que a_g é o produto de a_{gR} com o coeficiente de importância, γ_I [9]:

Pórticos simples

Estruturas cuja resistência às forças horizontais é principalmente garantida pelos elementos em flexão.

Pórticos com contraventamento centrado

Estruturas onde a resistência às forças horizontais é garantida pelos elementos sujeitos a esforços normais.

Pórticos com contraventamento excêntrico

Pórticos resistentes a forças horizontais mediante elementos sujeitos a cargas axiais, em que a excentricidade do sistema permite que a energia possa ser dissipada nos ligadores sísmicos por flexão ou por corte cíclico.

Estruturas em pêndulo invertido

Estruturas já definidas na secção 3.1.1, sendo que são estruturas em que as zonas dissipativas se localizam na base das colunas.

Estruturas com núcleos de betão ou paredes de betão

Estruturas resistentes às forças horizontais, uma vez que a resistência é garantida pelos núcleos ou paredes.

Pórticos simples combinados com contraventamentos centrados

Estruturas onde existe a junção de um pórtico simples com um sistema de contraventamento permitindo resistir às forças horizontais através do próprio contraventamento, dissipando a energia nas diagonais tracionadas caso seja um contraventamento diagonal ou caso seja em V, contribui também para a resistência as diagonais comprimidas.

Pórticos simples combinados com enchimentos

Estruturas que contam com a contribuição das alvenarias para o aumento de rigidez do pórtico, aumentando assim a resistência às forças horizontais devido a este enchimento.

3.2. Elementos Estruturais

Os elementos estruturais são a parte fisicamente identificável da superestrutura de um edifício, com o objetivo de funcionarem como um conjunto, permitindo uma resposta eficaz às ações verticais e horizontais.

3.2.1 Fundações e Contenções Periféricas

As fundações representam o elemento estrutural que faz a ligação entre o terreno e a superestrutura, sendo deste modo responsáveis pela transmissão de esforços para o solo de fundação, podendo ser superficiais ou profundas. A Figura 6 ilustra os tipos correntes de fundações superficiais. Podem ser superficiais (diretas), em forma de blocos, sapatas isoladas ou ensoleiramento geral (grelha ou radier) e viga de fundação. Estas são aquelas

cuja carga do edifício é distribuída para o terreno através de pressões distribuídas na base da fundação.

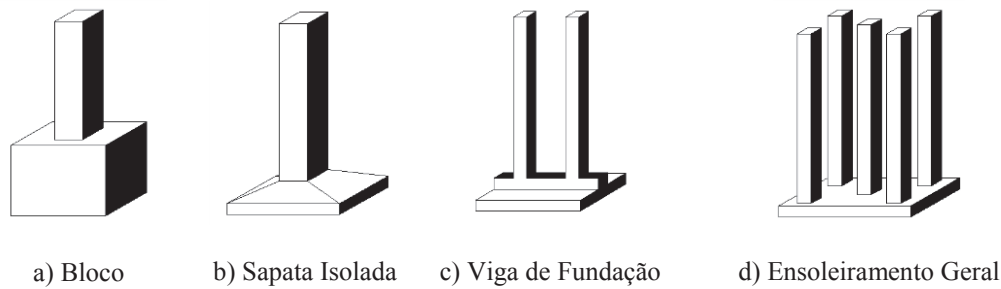


Figura 6 - Fundações Superficiais adaptado de Barros, 2011[43]

As fundações do tipo profundas (indiretas) - figura 7, podem ser como estacas (pré-fabricadas, micro estacas ou moldadas no terreno) e são aquelas em que a carga do edifício é transmitida pela sua base mediante a resistência de ponta e pela resistência de atrito proporcionada pela superfície lateral do elemento.

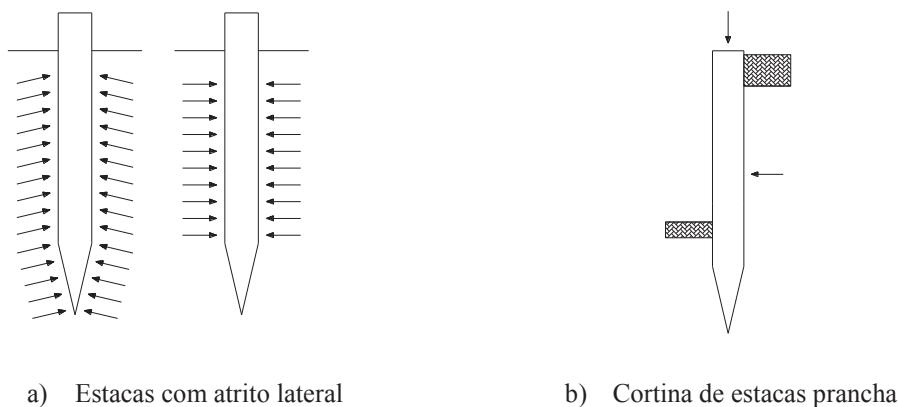


Figura 7 - Fundações Profundas adaptado de Barros, 2011[43]

As fundações superficiais são utilizadas quando o solo de fundação é suficientemente capaz de resistir em segurança á carga atuante imposta pelo edifício, enquanto as fundações profundas são aplicadas em situações cujo solo de fundação é pouco competente, isto é, incapaz de resistir as cargas provenientes do edifício. As contenções periféricas consistem na parte da estrutura com finalidade de conter o terreno na envolvente da construção. São utilizadas principalmente pela valorização dos terrenos nos grandes centros, em situações cujo espaço seja destinado a parque de estacionamento, para manutenção da circulação automóvel no decorrer e junto á construção, pelo aumento de espaços comerciais e pela diversidade de soluções tecnológicas [44].

Os principais tipos de contenções periféricas são: paredes de betão armado (até duas e três caves, mediante condições de solo favoráveis), paredes moldadas; cortinas de estacas-pranchas; cortinas de estacas moldadas; pregagens; poços ou pegões; muros de Berlim e muros de Munique.

3.2.2 Pilares

De acordo com o Eurocódigo 2 [20], consiste num elemento estrutural vertical que recebe as ações das vigas ou das lajes e dos andares superiores, transmitindo os esforços para os elementos inferiores ou para a fundação e fazem parte do sistema estrutural de contraventamento. Em termos geométricos um pilar é um elemento cuja altura não é superior a 4 vezes a sua largura e o seu comprimento é no mínimo três vezes superior á altura da sua seção [20]. De acordo com o Eurocódigo 8 [9] os pilares são elementos sujeitos a forças gravíticas por compressão axial ou sujeitos a um esforço normal reduzido de cálculo que garanta a seguinte condição:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} > 0,1 \quad (3.1)$$

em que, v_d é o esforço normal reduzido de cálculo; N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal resultante de ações sísmicas; A_c é a área da seção de um elemento de betão; e f_{cd} o valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão.

Este tipo de elemento está sujeito a esforços de compressão, ou á flexão composta com compressão, deste modo é fundamental ter em conta os efeitos de segunda ordem, efeitos estes resultantes das deformações causadas pelas ações atuantes. Os pilares podem ser contraventados, possuindo pouca rigidez e não contribuem para a estabilidade horizontal da estrutura ou de contraventamento, sendo pilares rígidos que garantem ou contribuem para a estabilidade horizontal da estrutura [9].

As seções mais correntes nos edifícios em betão armado são as quadradas e retangulares. Nas estruturas metálicas são os perfis H os mais utilizados em edifícios habitacionais ou de escritórios, os perfis I em edifícios industriais e seções quadradas, retangulares ou circulares ocas em estruturas destinadas a pequenas coberturas, como telheiros escolares ou passagens pedonais.

3.2.3 Paredes Resistentes

A utilização deste tipo de elemento estrutural substitui em muitas situações os pilares, facilitando assim problemas arquitetónicos que muitas vezes os pilares causam, pois uma parede pode apresentar a mesma área de betão, A_c , que a de um pilar mas com uma configuração que não comprometa a arquitetura [45]. Este mesmo elemento pretende garantir maior rigidez, servem de elementos de contraventamento, melhoraram o comportamento à torção e possibilitar menores deslocamentos. Este tipo de elemento apresenta uma enorme importância em estruturas sísmo-resistentes, permite a aproximação do centro de rigidez e o centro de massa da estrutura, produzindo assim uma melhor resposta sísmica (situação verificada no presente estudo).

3.2.4 Vigas

São elementos (barras) horizontais que delimitam as lajes, suportam as paredes exteriores e por vezes elementos não estruturais, recebem as ações das lajes ou de outras vigas transmitindo-as para os apoios. De acordo com o Eurocódigo 2 [20], consiste num elemento onde a dimensão do seu vão corresponde no mínimo a 3 vezes a altura total da sua seção transversal. O Eurocódigo 8 [9] afirma que se trata de um elemento estrutural que está sujeito principalmente a cargas transversais, sujeitas deste modo á flexão e a um esforço normal reduzido de cálculo:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} < 0,1 \quad (3.2)$$

em que, v_d é o esforço normal reduzido de cálculo; N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal resultante das ações sísmicas; A_c a área de seção de um elemento de betão e f_{cd} o valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão.

Nos edifícios em betão armado as seções mais utilizadas para as vigas são as retangulares ou em T, enquanto para os edifícios metálicos, são os perfis “I” (UB - Universal Beam), ”T” (Structural tee from UB) e retangulares ocos (Rectangular hollow section) [46].

3.2.5 Lajes

As lajes são estruturas laminares onde as duas direções são da mesma grandeza e a terceira acentuadamente de menor dimensão. São elementos horizontais que para além de receberem as cargas permanentes, suportam as ações de utilização e as transmitem para os apoios. As lajes travam os pilares e distribuem as ações horizontais entre os elementos de contraventamento. De acordo com o Eurocódigo 2 [20] a dimensão mínima no plano da laje corresponde no mínimo a 5 vezes a sua espessura total. Este tipo de elemento estrutural tem de resistir á flexão e ao esforço transverso.

As lajes em termos de apoios podem ser consideradas como lajes vigadas, lajes fungiformes e lajes em meio elástico. Apresentam na sua constituição apenas betão armado (monolíticas), caso sejam maciças, aligeiradas ou nervuradas ou betão armado com outro material resistente (vigotas pré-esforçadas e perfis metálicos), constituindo as lajes mistas. No que toca ao seu fabrico, estas podem ser betonadas “in situ” ou pré-fabricadas (lajes alveolares) [47].

Betão Armado

Diante a diversidade de lajes em betão armado existentes as lajes fungiformes maciças são das mais utilizadas na atualidade, permitindo menores espessuras, maiores vãos, tetos planos, facilidade arquitetónica, simplicidade de execução, no entanto poderá ter problemas de punçoamento devido á concentração de esforços nos apoios (assenta sobre os pilares e não em vigas) e de flexão, apresentando um custo superior [47, 48]. As lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas são as mais económicas, apresentando menos peso estrutural, mas são pouco utilizadas na arquitetura moderna. As lajes maciças são as mais onerosas, ostentam grande peso estrutural mas têm bom comportamento acústico e grande resistência, sendo mais utilizadas em hospitais, escolas e edifícios industriais [49].

Estrutura Metálica

As lajes mistas são mais utilizadas nos edifícios em estrutura metálica, sendo a laje mista colaborante a preferível, pois é constituída por uma chapa de aço galvanizado que funciona como cofragem permanente ao elemento e tem a capacidade de resistir às ações atuantes. A armadura é substituída pela chapa e apresentam grande rapidez de execução.

3.3 Ligações

As ligações consistem em termos de projeto de estabilidade zonas em que os esforços são transmitidos a um elemento estrutural, também conhecidas por nós. Nos nós existem concentrações de esforços, no entanto estas concentrações podem-se situar ainda em zonas de aplicação de cargas, apoios, zonas de amarração com concentração de armaduras, zonas curvas de varões, nas ligações e nos cantos dos elementos [20].

3.3.1 Betão Armado

Nos edifícios em betão armado as principais ligações existentes são: fundação-pilar, viga-pilar, pilar-laje, pilar-pilar, viga-viga e viga-laje. Em particular nas ligações fundação-pilar e pilar-laje é necessário verificar o punçoamento [20] e na ligação viga-pilar ter em conta a armadura de confinamento horizontal [9].

3.3.2 Estrutura Metálica

Nos edifícios em estrutura metálica os principais tipos de ligações existentes são: fundação-pilar, viga-pilar, viga-viga e pilar-pilar que são ilustradas na Figura 8. Em termos do comportamento das ligações estas podem ser rotuladas onde não há transmissão de esforços de flexão (Figura 8 a), encastrados (Figura 8 c), que permitem a transmissão dos esforços de flexão aos elementos ou semirrígidas, (Figura 8 b), permitindo uma transmissão parcial dos esforços, considerando-se a situação real (comportamento real das estruturas em aço [32]), (Figura 8b).

As ligações dos elementos em aço podem ser soldadas ou aparafusadas (parafusos, porcas e anilhas), nas soldadas a ligação é muito rígida. Nas ligações aparafusadas utilizando por exemplo as cantoneiras, recorrentes nas ligações viga-pilar, podendo ainda ser parcialmente aparafusadas, sendo exemplo o caso das chapas de topo, onde são soldadas ao topo da viga e aparafusadas no pilar [50, 51]. As ligações metálicas devem sempre respeitar e cumprir com os requisitos impostos pela EN 1090 [52].

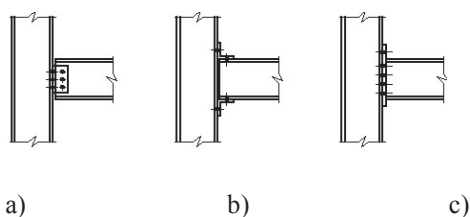


Figura 8 - Tipos de ligações metálicas [50]

4. Caso de Estudo

O projeto de estabilidade a desenvolver no presente estudo consiste num edifício hoteleiro a construir na cidade de Leiria.

O edifício é constituído por um piso enterrado, destinado a garagens e sala de arrumos, um piso 0 onde se situa a receção do hotel, um escritório e quatro lojas para comércio, 4 pisos destinados aos quartos e wc's correspondentes e um piso 5 onde se encontra um restaurante e terraço. A estrutura edificada apresenta uma configuração de 17,95m x 18,05m, logo uma área total em planta de 324m² e uma altura total acima do solo de 19,4m. O pé-direito de existente nos pisos é de 3,20m enquanto na cave é de 2,70m. Na Figura 9 são ilustradas algumas peças desenhadas que constituem o projeto de arquitetura.



Figura 9 - Arquitetura do edifício

4.1. Conceção da estrutura

Na conceção estrutural foi tido em consideração todos os princípios fundamentais para uma correta conceção antissísmica, de modo a obter-se uma estrutura resistente com a capacidade de resistir às solicitações impostas permitindo garantir a segurança do edifício e dos seus utilizadores. De igual modo para a conceção da estrutura foram tidos em conta todos os pormenores do projeto de arquitetura.

4.1.1. Edifício em Betão Armado

No edifício de betão armado adotou-se uma estrutura constituída por lajes fungiformes assente em pilares, com vigas de bordadura e com elementos de contraventamento (paredes de betão armado resistentes) dispostos simetricamente de forma a garantir uma regularidade da estrutura em planta e em altura. No projeto de arquitetura a caixa de elevadores tem uma localização excêntrica tendo-se por este motivo introduzido na face oposta um conjunto de paredes de betão armado que garantissem uma proximidade do centro de massa (CM) e o centro de torção (CT). O cálculo do centro de massa e de torção foram determinados pelas equações 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4. Para as fundações foram adotadas fundações superficiais. A Figura 10 apresenta uma planta tipo (piso 1) da solução da conceção estrutural em betão armado.

4.1.2. Edifício em Estrutura Metálica

No edifício em estrutura metálica, partindo da mesma distribuição de pilares da solução em betão armado, adotaram-se pilares metálicos do tipo HEB. A laje considerada foi do tipo laje colaborante assente em vigas metálicas do tipo IPE.

Em termos de elementos resistentes introduziram-se as mesmas paredes resistentes, em vez de contraventamento metálicos. As fundações adotadas foram também fundações superficiais. A Figura 10 apresenta uma planta tipo (piso 1) da solução da conceção estrutural em aço.

4.1.3. Verificação da Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural de um edifício permite responder de forma correta e eficaz à ação sísmica, resultando num bom comportamento sísmico, evitando deste modo danos graves ou mesmo o colapso da estrutura. Este processo de tornar o edifício regular é proposto pelo EC8 [9] onde caracteriza as estruturas como regulares ou não regulares para efeitos de projeto sísmico.

Esta classificação é dividida em critérios de regularidade em planta e em altura, podendo estes critérios ser analisados em fase de conceção estrutural, evitando assim erros futuros. Este método pode influenciar o coeficiente de comportamento da estrutura, sendo este um parâmetro influente na definição do espetro de resposta de cálculo[53].

Iniciou-se com o cálculo do centro de massa, CT e centro de torção, CT de modo a verificar a excentricidade existente, mediante as seguintes expressões:

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i \times d_i}{\sum A_i} \quad (4.1)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i \times d_i}{\sum A_i} \quad (4.2)$$

$$X_{CT} = \frac{\sum I_y \times x_i}{\sum I_y} \quad (4.3)$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_x \times y_i}{\sum I_x} \quad (4.4)$$

em que, A_i , corresponde às áreas da divisão em planta do edifício; e d_i a distância do centro geométrico de cada área a um eixo de referência.

Crítérios de regularidade em planta

Segundo os critérios de regularidade estrutural do EC8 [9] foi avaliada a regularidade em planta do edifício em estudo. Ao analisá-lo verificou-se a regularidade em planta do edifício pois apresenta uma simetria perfeita nos dois eixos ortogonais no que diz respeito à distribuição das massa e rigidez horizontal, apresenta uma configuração compacta em cada piso, e são respeitadas as seguintes expressões que permitem classificar o edifício como regular em planta:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad (4.5)$$

$$e_{0i} \leq 0,30 \times r_i \quad (4.6)$$

$$r_i \geq l_s \quad (4.7)$$

em que λ é a esbelteza do edifício em planta, e_{0i} é a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i ; r_i é o raio de torção - é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção perpendicular (raio de torção); e l_s é o raio de giração da massa do piso em planta – raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso.

A Tabela 1 apresenta os valores que permitem respeitar a regularidade em planta do edifício em estudo.

Tabela 1 - Verificação da regularidade em planta

Direção	L (m)	λ (m) <4	e ₀ (m)	0,30r _i (m)	r _i (m)	l _s (m)
Segundo X	17,98	1,01	0,14	5,29	17,63	7,36
Segundo Y	18,1		0,32	3,70	12,34	

De acordo com Costa, Varum e Rodrigues (2013) [53] através dos resultados da análise modal, se o período do primeiro modo de vibração de torção for inferior aos períodos dos primeiros modos de translação, este critério do raio de torção ser superior ao raio de giração da massa é automaticamente cumprido.

Afirmam também que uma vez que o edifício apresenta vários pisos não é possível a definição exata do centro de rigidez e do raio de torção, logo para uma aproximação deve-se respeitar as seguintes condições: os elementos resistentes a ações laterais, como os núcleos, paredes resistentes ou pórticos devem ser contínuos desde a fundação à cobertura e as deformações dos elementos devido às forças horizontais devem ser semelhantes[53].

Critérios de regularidade em planta

Em relação á regularidade em altura, a situação também é verificada, pois o edifício apresenta todos os sistemas resistentes a ações laterais, como pilares e paredes resistentes ou pórticos, contínuos desde a fundação até à cobertura. A distribuição da massa e rigidez lateral de cada piso mantêm-se sempre constantes sem variações bruscas, e não existem recuos no edifício.

Não foi tido em conta os enchimentos de alvenaria, embora possam influenciar a regularidade em planta e altura. Podem ser tidas em conta as irregularidades em planta, mediante a multiplicação por duas vezes dos efeitos das excentricidades adicionais, isto é, passar de 5% para 10%[53] (situação não realizada). Estes painéis de alvenaria podem ser modelados no software através de modelos de bielas equivalentes. As irregularidades em altura devido aos painéis de alvenaria podem provocar mecanismos de piso fraco [53], levando em casos de ação sísmica ao colapso, devido á formação de rótulas plásticas – deformações plásticas no topo dos pilares.

4.1.4. Efeitos Acidentais de Torção

Foram tidos em conta os efeitos acidentais de torção, pois o EC8 [9] indica que existe a possibilidade da incerteza na localização do centro de massa e na variação do movimento sísmico. Deste modo considerou-se uma excentricidade acidental na modelação do edifício, isto é, deslocou-se o centro de massa de cada piso, em cada direção, em relação à sua posição nominal, através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0.05L_i \quad (4.8)$$

Foram utilizadas as excentricidades relativas, pelo que se introduziu valores percentuais, 5%, tornando mais rigoroso, o efeito acidental de torção em cada piso.

Estes efeitos foram introduzidos nas ações sísmicas consideradas na modelação estrutural, considerando a excentricidade acidental nas duas direções, combinando-as como e_{ax} e e_{ay} positiva, e_{ax} positiva e e_{ay} negativa, e_{ax} negativa e e_{ay} positiva e e_{ax} e e_{ay} negativas.

4.2. Soluções Estruturais Adotadas

Na Figura 10 são ilustradas duas plantas tipo das soluções estruturais adotadas para cada um dos casos de estudo. No caso do edifício de betão armado ao ser a ação sísmica a ação condicionante introduziram-se paredes resistentes para responder com eficiência a um sismo. Na solução em estrutura metálica utilizaram-se as mesmas paredes resistentes, embora se pudesse optar por utilizar antes contraventamentos metálicos para diminuir as deformações e obter uma boa resposta à ação do vento, pois esta é na maioria dos casos a ação condicionante.

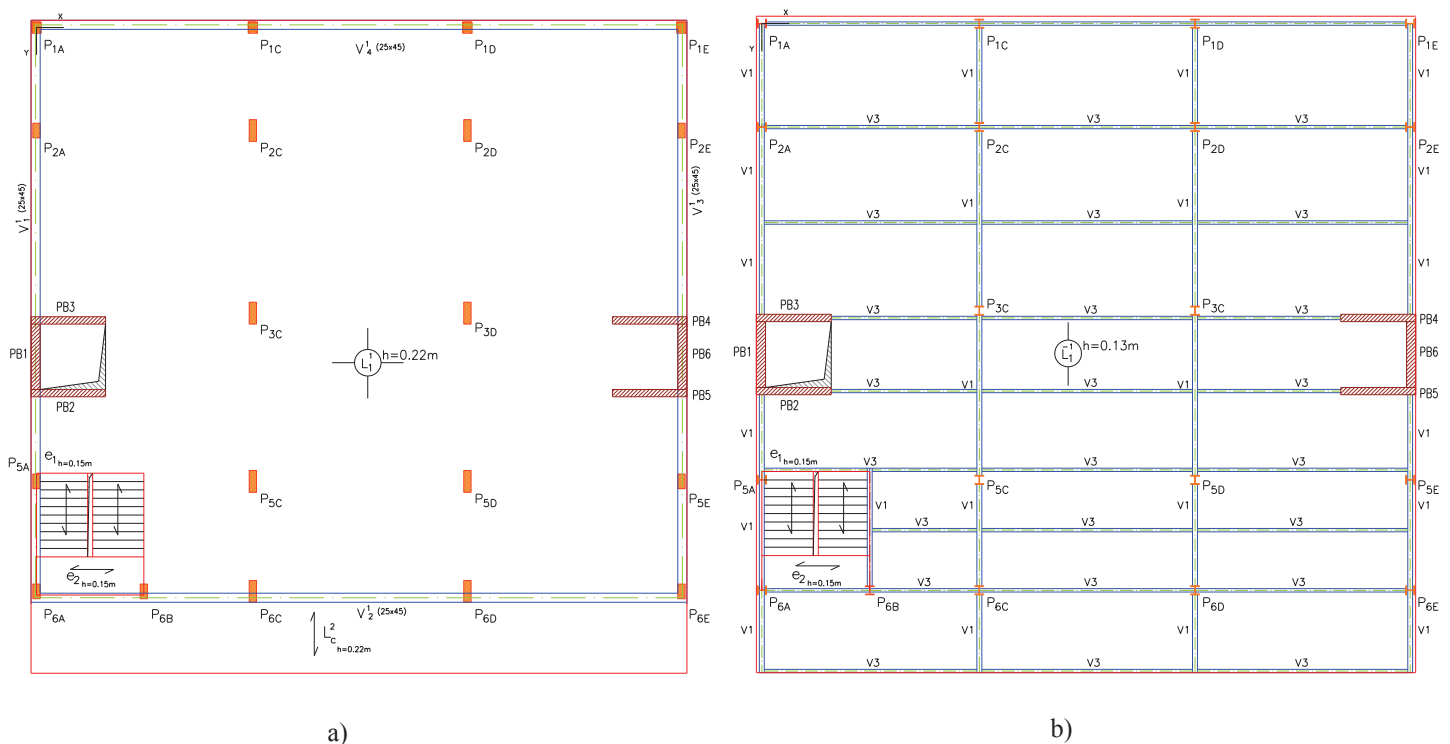


Figura 10 - Soluções estruturais (Piso 1): a) solução em betão armado e b) solução metálica

As soluções estruturais apresentam em comum o mesmo tipo de paredes resistentes, laje de escadas e paredes de contenção, ver Peças Desenhadas na Seção Apêndice.

4.3. Materiais e Ações

Independentemente do tipo de projeto de estabilidade de Engenharia, este é sempre iniciado com a definição dos materiais e quantificação das ações, sejam estas de natureza humana ou ambiental, atuando na estrutura durante o seu tempo de vida útil.

4.3.1. Materiais Estruturais

Edifício em Betão Armado

Betão

Ao analisar os elementos estruturais que compõem o edifício em estudo, é de identificar três tipos de ambientes de exposição, de acordo com a E464 [54]. Os elementos interiores classificam-se como classe de exposição XC1, baixa humidade do ar, e XC3, moderada ou elevada humidade do ar, os elementos exteriores como XC4 e os elementos em contacto directo com o terreno, caso das fundações e parede de contenção como XC2.

No que diz respeito ao cimento, a NP EN 197-1[55], recomenda para materiais correntes a utilização de cimento do tipo CEM II/B – “Cimento Portland de Calcário”.

Com a classe de exposição dos elementos estruturais e tipo de cimento identificados determina-se a classe de resistência mínima e respetiva composição segundo o Quadro 6 da E464[54], onde se verificou a necessidade de recorrer a um betão de classe de resistência C30/37, com uma relação A/C máxima de 0.55, uma dosagem mínima de cimento de 300 kg/m³, e um recobrimento mínimo de 25mm para os elementos interiores (XC1), 35mm para os elementos exteriores (XC2) e para as fundações e parede de contenção 40mm (XC4).

Aço

Em cumprimento com o EC8 [9] é imposto a utilização de aços da classe B ou C, bem como segundo a classificação presente no Anexo C do EC2 [20], para elementos estruturais primários (elementos com elevada importância em resistir aos esforços provocados pela ação sísmica). Deste modo adotou-se então o aço A500 NR.

Edifício em Estrutura Metálica

Aço estrutural

No edifício em estrutura metálica recorreu-se ao aço estrutural S275, aço mais recorrente neste tipo de construção.

Betão e Aço

Em termos de betão, uma vez que o presente edifício contém na sua solução estrutural quatro paredes de contenção e seis paredes resistentes em betão armado, utilizou-se o mesmo material que na situação em betão armado, isto é betão C30/37 e o respetivo aço para as armaduras ordinárias, A500NR.

4.3.2. Ações

Ação é como um conjunto de forças aplicadas á estrutura com a capacidade de produzir tensões, esforços ou deformações num elemento estrutural, que comprometam a segurança do edifício. A sua definição apesar de simples, consiste no parâmetro que mais influencia num correto dimensionamento estrutural.

Deste modo em função da sua variabilidade temporal e probabilidade de ocorrência, as ações podem ser classificadas como:

- Ações Permanentes, G;
- Ações Variáveis, Q;
- Ações Acidentais, A.

Ações Permanentes

As Ações Permanentes consistem nas naquelas que atuam em praticamente toda a vida útil da estrutura. De acordo com o Eurocódigo 0 [22] as ações permanentes correspondem ao peso próprio da superestrutura, bem como os elementos construtivos fixos e elementos não estruturais (revestimentos, divisórias...).

Existem ainda as ações indiretas que correspondem às ações relacionadas com as deformações impostas, causadas pela retração e assentamentos diferenciais, que podem originar esforços, caso a estrutura seja hiperestática.

Neste projeto foram consideradas as seguintes ações permanentes:

- Pesos próprios

Peso volúmico do betão armado $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Peso volúmico do solo $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

(foi considerado como solo de fundação uma areia medianamente compacta com ângulo de atrito $\varphi' = 30^\circ$, e coesão nula $c'=0$):

- Restantes cargas permanentes

Revestimentos dos pisos de habitação (Vinílico)	1,32	kN/m ²
Revestimentos do piso comercial e restaurante (Vinílico)	1,33	kN/m ²
Revestimento da cobertura – tela impermeabilizante	0,0045	kN/m ²
Peso Próprio: Paredes interiores – Piso R/Chão	1,11	kN/m ²
Peso Próprio: Paredes interiores – Piso 1	1,79	kN/m ²
Peso Próprio: Paredes interiores – Piso 2 a 4	2,19	kN/m ²
Peso Próprio: Paredes interiores – Piso 5	0,34	kN/m ²
Peso Próprio: Paredes exteriores (Sistema Cappotto)	16,0	kN/m
Peso Próprio Laje Colaborante (Haircol 59s)	2,42	kN/m ²
Revestimento das escadas (Pedra mármore)	1,5	kN/m ²
Teto falso (Placa de Gesso)	0,20	kN/m ²

No Apêndice 1 é apresentado em forma de tabela os pesos próprios, sobrecargas e ações adotadas para o presente estudo.

Ações Variáveis

As ações variáveis caracterizam-se pela sua variação de intensidade de forma substancial ao longo de toda vida útil da estrutura e da localidade da construção. De acordo com o EC1 [56] foram consideradas as seguintes ações variáveis:

- Sobrecarga;
- Vento;
- Neve;
- Temperatura.
- Sismo

Sobrecarga

As sobrecargas resultam da utilização da estrutura por parte das pessoas ou veículos, mobiliário e objetos móveis e eventos raros previsíveis, como concentrações de pessoas. As estas salvo indicação contrária devem ser classificadas como ações variáveis livres [56]. O valor das sobrecargas varia consoante a sua categoria de utilização, de acordo com o Quadro 6.1 e 6.2 do EC1-1.1[56].

Piso de habitação	2,0	kN/m ²
Piso de comércio	4,0	kN/m ²
Piso de restaurante	3,0	kN/m ²

Cobertura	0,4	kN/m ²
Varandas	5,0	kN/m ²
Escadas	3,0	kN/m ²
Impulso do terreno	10,0	kN/m ²

Vento

Segundo o EC1-1.4 [57], a ação do vento consiste numa ação variável fixa, em reproduzido por um conjunto simplificado de pressões ou forças onde os efeitos causados são semelhantes aos efeitos extremos do vento turbulento [57]. O efeito provocado por esta ação ambiental é influenciado pelas dimensões e forma da estrutura, o regime local de ventos, a rugosidade do terreno, a orografia e a altura de referência.

De acordo com as prescrições do EC1-1.4 [57] para um terreno da categoria III, calcularam-se as forças exercidas pelo vento sobre o conjunto do edifício pelas seguintes expressões:

- Força exercido pelo vento, F_w num edifício ou componente:

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (4.9)$$

Ou pela soma vetorial das forças $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ e F_{fr} :

- Forças exteriores:

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{superficies} w_e A_{ref} \quad (4.10)$$

- Forças interiores:

$$F_{w,i} = \sum_{superficies} w_i A_{ref} \quad (4.11)$$

- Forças de atrito:

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} \quad (4.12)$$

em que, $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural; c_f é o coeficiente de força; $q_p(z_e)$ é a pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e ; w_e é a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores; w_i é a pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores; A_{ref} é a área de referência; c_{fr} é o coeficiente de atrito; A_{fr} é a área varrida pelo vento; velocidade de referência do vento, v_b , velocidade média do vento, v_m , coeficiente do terreno, k_r , intensidade

de turbulência, I_v , coeficiente de rugosidade, c_r é a pressão dinâmica de pico para cada altura.

Neve

A ação da neve caracteriza-se de acordo com o EC1-1.3 [58] como uma ação variável fixa e as cargas resultantes da neve devem ser consideradas como ações estáticas. Neste tipo de ação variável existe a possibilidade de queda de neve excepcional em função da localização geográfica, logo deve ser também prevista na norma, sendo tratada como uma ação de acidente [58].

A determinação das cargas resultantes da neve a utilizar num projeto de estabilidade envolve sempre situações de projeto persistentes/transitórias e situações de projeto acidentais, representando-se pela seguinte expressão geral:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (4.13)$$

em que, s é a carga da neve na cobertura; μ_i é o coeficiente de forma para a carga da neve; C_e é o coeficiente de exposição; C_t é o coeficiente térmico e s_k é o valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado.

Carga da neve na cobertura 0,21 kN/m²

Temperatura

Segundo o EC1-1.5 [59] A ação temperatura é considerada uma ação variável e indireta, podendo ocorrer com variação uniforme e diferencial de temperatura. Os efeitos causados pelas variações de temperatura nomeadamente, a variação de volume e/ou de tensões são influenciados pela sombra dos edifícios adjacentes, diferentes materiais com coeficientes de dilatação e de transmissão térmica e formas das seções transversais [59].

A representação das ações térmicas no projeto de estabilidade é efetuado pelas seguintes expressões:

- Variação uniforme da temperatura:

$$\Delta T_U = T - T_0 \quad (4.14)$$

- Variação diferencial de temperatura:

$$\Delta T_M = T_{out} - T_{in} \quad (4.15)$$

em, T ou T_{med} é a temperatura média do elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas, no Inverno ou no Verão, e das temperaturas operacionais.

Temperatura Verão	18 °C
Temperatura Inverno	-6,25 °C

Ações Acidentais

A ação sísmica (E) integra as ações de acidentes (A), sendo estas caracterizadas pela sua curta duração, com baixa probabilidade de ocorrência, mas com intensidade significativa. Segundo o EC8 [9] as estruturas projetadas devem garantir certos requisitos em caso de sismo, como proteção de vidas humanas, limitação de danos e estruturas importantes para a proteção civil que devem permanecer operacionais[9]. Para tal são definidos dois níveis de verificação sísmica, “Ação Sísmica de Serviço” e “Ação sísmica de Projeto”, variando de uma para outra a probabilidade de ocorrência destas ações, com parâmetro definido no Anexo Nacional do EC8 [9].

No mesmo regulamento é definido um zonamento sísmico do território para casa país, sendo por sua vez divididos em zonas de sismicidade semelhante. São definidos ainda em dois tipos de ação sísmica, nomeadamente Ação sísmica do Tipo 1 para a situação de sismo afastado/sismo interplacas e Ação Sísmica do Tipo 2 para a situação sismo próximo/sismo intraplacas[9, 53], como demonstra a Figura 11, sendo obrigatório a sua consideração para o dimensionamento de estruturas em Portugal Continental, enquanto para a Madeira apenas é considerada a Ação Sísmica do Tipo 1 e para os Açores do Tipo 2[60].

O edifício em estudo situa-se em Leiria, pertencendo na ação sísmica Tipo 1 – á zona 1.5 e respetiva aceleração máxima de referência, a_{gr} , $0,6m/s^2$ e na ação sísmica Tipo 2 – á zona 2.4 e a_{gr} igual a $1,1m/s^2$ como se pode verificar pela Figura 11 e Quadro NA.I do EC8 [9]. Considerou-se o coeficiente de importância, γ_I , de 1 pois o edifício pertence á classe de importância II (edifícios correntes).

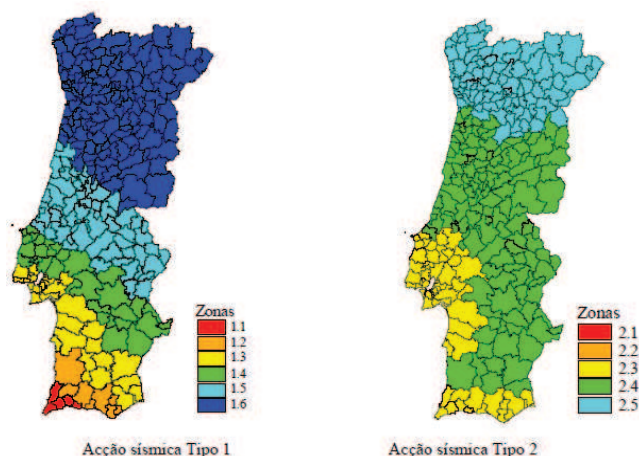


Figura 11 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental [9]

Em Portugal para a definição dos espectros de resposta elásticos é necessário determinar o valor do parâmetro S , mediante o valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g . No presente estudo, para o tipo de terreno A, com coeficiente de importância igual a 1, temos:

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_I \quad (4.16)$$

$$S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (4.17)$$

Para $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{\max} \quad (4.18)$$

Para $a_g < 1 \text{ m/s}^2$

em, a_g corresponde ao valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A; e S_{\max} é o parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 do EC8 [9]. Na Tabela 3 encontram-se os valores do parâmetro S .

Tabela 2 - Valor da aceleração à superfície e parâmetro de definidor do espectro de resposta elástico

Ação Sísmica	a_g (m/s ²)	S
Tipo 1	0,6	1,0
Tipo 2	1,1	1,0

Deste modo obteve-se os seguintes valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, ver Tabela 3, para o caso em estudo.

Tabela 3 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo 1 e 2

Terreno Tipo A	Ação Sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
S_{max}	1,0	1,0
$T_B(s)$	0,1	0,1
$T_C(s)$	0,6	0,25
$T_D(s)$	2,0	2,0

Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento, q , de acordo com Costa, Varum e Rodrigues (2013), influência de forma direta a ação sísmica, nomeadamente as ações sísmicas horizontais. Este pretende transformar os esforços obtidos numa análise linear nos resultados que se iriam esperar se fosse feita uma análise não linear da estrutura. Deste modo o coeficiente de comportamento foi determinado segundo a seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (4.19)$$

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

Para a determinação do q_0 , foi analisado na modelação estrutural do edifício, Seção 4.6.2, a percentagem de força modal absorvida pelas paredes, para determinar o tipo de sistema estrutural.

4.4. Combinação de Ações

Todo o carregamento a que está sujeita uma estrutura é definido através de combinações de ações que podem ocorrer simultaneamente no edifício, durante o seu tempo de vida útil. Tais combinações englobam todas as probabilidades de ocorrência em simultâneo das cargas atuantes.

Para o dimensionamento em estudo, independentemente da solução estrutural adotada, recorreu-se às combinações de ações previstas no Eurocódigo 0 [22]:

- Estados Limites Últimos
- Estados Limites de Serviço

4.4.1. Estados Limites Últimos

Os Estados Limites Últimos, ELU, correspondem ao colapso ou incapacidade de suporte da estrutura que impeça a utilização da estrutura, pondo em perigo vidas humanas. A este tipo de estado deve estar associado uma probabilidade de ocorrência muito baixa, pois provocará perdas de vidas e prejuízos financeiros. A verificação de não colapso é realizada de acordo com o princípio de que o esforço resistente de uma seção é superior ao esforço atuante de cálculo [9]:

$$E_d \leq Cd \quad (4.20)$$

em que, E_d é o valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização e C_d o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Deste modo para a análise de esforços ao ELU são utilizadas as seguintes combinações [9]:

- Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.21)$$

- Ação Sísmica (art.º 6.4.3.4 do EC0):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.22)$$

em que, $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j ; $Q_{k,1}$ é valor característico da ação variável base da combinação 1; $Q_{k,i}$ é valor característico da ação variável acompanhante; γ_G é o coeficiente parcial relativo às ações permanentes; γ_Q é o coeficiente parcial relativo às ações variáveis; ψ_0 é o coeficiente para a determinação do valor de combinação para a ação variável; ψ_1 é o coeficiente para a determinação do valor frequente para a ação variável; ψ_2 é o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente para a ação variável; A_{Ed} é o valor de cálculo de uma ação sísmica.

As componentes da ação sísmica, A_{Ed} , podem ser combinadas mediante as seguintes situações[9]:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (4.23)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.24)$$

É de salientar que não foi tido em conta a ação do sismo vertical, pois não é necessário ter em consideração a componente vertical da ação sísmica caso $a_{vg} < 2,5 \text{ m/s}^2$, no entanto caso seja considerada deve-se utilizar as seguintes equações como ações combinadas:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (4.25)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (4.26)$$

$$0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \quad (4.27)$$

em que, E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x predefinido na estrutura; E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y da estrutura; E_{Edz} é o efeito da ação sísmica segundo a direção vertical; “+” significa “a combinar com”, podendo ser + ou -; e a_{vg} é a aceleração à superfície da componente vertical da ação sísmica.

4.4.2. Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço, ELS, são aqueles que pela sua ocorrência, repetição, ou duração provocam efeitos estruturais que impedem a utilização normal da estrutura. Este tipo de estado está relacionado com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do utilizador e correta relação entre os aspetos então referidos.

A verificação aos ELS considera os seguintes estados limites[22]:

- Estado Limite de muito curta duração – Combinação Característica ou Rara (art.º 6.5.3 do EC0):

$$E_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.28)$$

Esta verificação é de enorme relevância nas soluções em estrutura metálica, pois é mediante estas que se verifica a deformada da estrutura, onde a ação preponderante é na maioria dos casos o vento.

- Estado Limite de longa duração – Combinação Quase-Permanente (art.º 6.5.3 do EC0):

$$E_d = G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.29)$$

A combinação quase-permanente é determinante para a verificação dos Estados Limites de Utilização em estruturas de betão.

4.5. Pré-Dimensionamento

Com a escolha da solução estrutural efetuada, mediante os princípios básicos de conceção estrutural, prossegue-se para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a estrutura. Esta fase tem como objetivo definir as dimensões dos elementos, laje, viga, pilar e sapata, seguindo esta mesma sequência, pois é também o trajeto efetuado pelas cargas existentes.

Ao longo do pré-dimensionamento foram feitos alguns ajustes de modo a prevalecer a harmonia entre as dimensões dos elementos, nomeadamente nas dos pilares e viga de bordadura.

4.5.1 Edifício em Betão Armado

Laje

A laje fungiforme maciça foi o tipo de laje de piso adotada, onde a expressão utilizada para o pré-dimensionamento, limitando a esbelteza, foi a seguinte:

$$h_{laje} \geq \frac{L_{maior}}{25a30} \quad (4.30)$$

Com $L_{maior}=5,95m$ adotou-se uma espessura de 0,22m

Foram efetuadas feitas as seguintes verificações complementares, onde a equação 4.31 tem como objetivo estimar os momentos máximos na laje e a equação 4.32 permite verificar a resistência ao punçoamento sem armaduras específicas de punçoamento [61].

$$\mu = \frac{m_{Ed,max}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \leq 0,3 \quad (4.31)$$

$$\frac{R_{Ed,piso}}{u_1 \times d} \leq 0,6 \text{ MPa} \quad (4.32)$$

em que, $m_{Ed,máx}$ é o momento máximo negativo correspondente à faixa sobre os pilares; b e d são a largura e altura útil respetivamente; $R_{Ed,piso}$ é a reação no pilar, correspondente à área de influência do pilar; u_1 é o perímetro crítico (primeiro perímetro de controlo)

Laje de escadas

A laje de escadas utilizada foi a laje vigada maciça, utilizando-se a seguinte expressão:

$$h_{escadas} = \frac{L}{25} \quad (4.33)$$

Com $L_{maior}=3,6m$ adotou-se uma espessura de 0,15m

Laje em consola

Para as lajes em consola, situadas a Este e a Oeste, utilizou-se a seguinte expressão:

$$h_{consola.Este} = \frac{L}{8a10} \quad (4.34)$$

Com $L_{maior}=2,30m$ adotou-se uma espessura de 0,22m (a mesma que na laje fungiforme)

$$h_{consola.Oeste} = \frac{L}{8a10} \quad (4.35)$$

Com $L_{maior}=1,55m$ adotou-se uma espessura de 0,15m.

Vigas

Uma vez escolhida a laje fungiforme maciça, as únicas vigas existentes são as que compõem a viga de bordadura, deste modo após medição de todos os vãos existentes, utilizaram-se as seguintes expressões de modo a obter a altura e largura das vigas:

$$h_{viga} \leq \frac{L}{14} \quad (4.36)$$

Com $L=5,95m$ adotou-se uma altura de 0,45m

$$b_{viga} = \frac{0,9 \times h_{viga}}{2} \quad (4.37)$$

Com $h_{viga}=0,45m$ adotou-se uma largura de 0,25m

Complementarmente foram verificadas as seguintes condições[61]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \leq 0,20 \text{ a } 0,25 \quad (4.38)$$

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{b \times h \times f_{cd}} \leq 0,30 \quad (4.39)$$

Pilares

No pré-dimensionamento dos elementos verticais, pilares e paredes resistentes, foram consideradas as ações verticais e as respectivas áreas de influência de cada elemento. A Figura 12 apresenta as áreas de influência dos pilares.

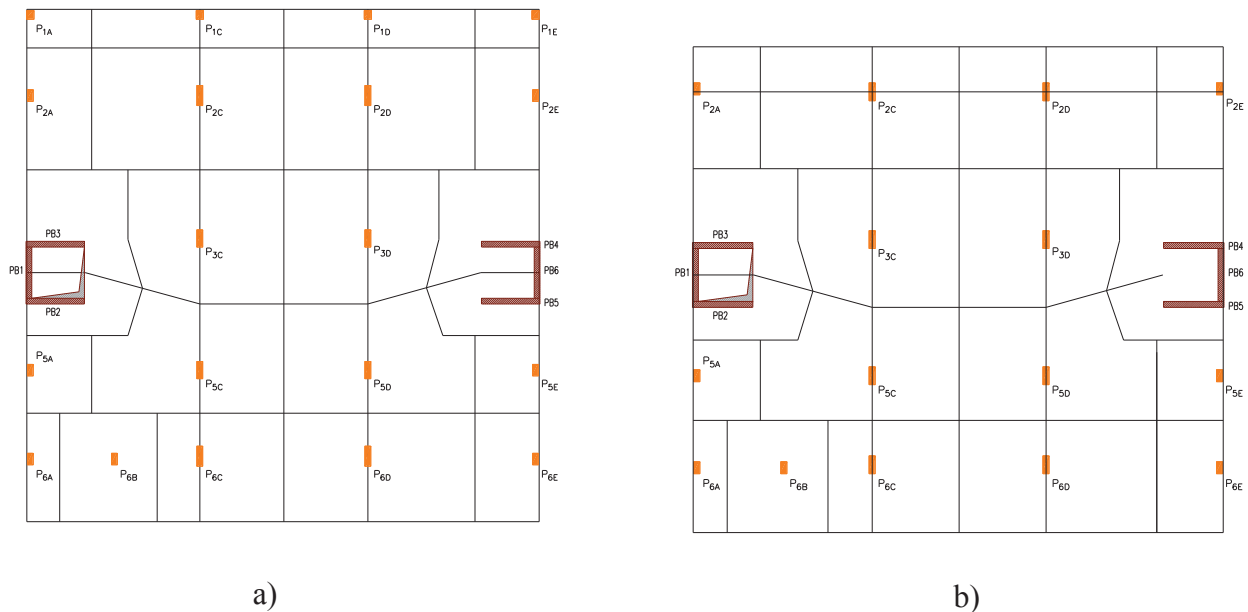


Figura 12 - Áreas de influência dos elementos verticais: a) Planta do Piso 1 e b) Planta Piso 2

Com a área de influência definida para cada elemento vertical, ver Apêndice 2, fez-se o somatório de todas as cargas permanentes e variáveis por m^2 e multiplicou-se pela respectiva área de influência. Teve-se em conta peso próprio da laje, pilar, revestimentos, paredes interiores e exteriores, viga de bordadura, peso das escadas e sobrecargas. Para determinar a área mínima de betão foram efetuadas três verificações:

Para controlar os efeitos de fluência (ELS – Combinação quase-permanente):

$$A_{c,\min} > \frac{N_{qp}}{0,4a0,6 \times f_{cd}} \quad (4.40)$$

Para garantir uma quantidade de armadura razoável (ELU – Combinação fundamental):

$$A_{c,\min} > \frac{N_{Ed}}{0,8a1,0 f_{cd}} \quad (4.41)$$

Esforço normal resistente para a compressão simples (ELU), só tendo em conta o esforço axial:

$$N_{Ed} = A_s \times f_{yd} + A_c \times f_{cd} \quad (4.42)$$

Com $1\%A_c < A_s < 4\%A_c$

Após estas verificações confirmou-se que a expressão 4.41 condicionou a dimensão dos pilares, como se verifica no Apêndice 3. No entanto, devido ao sistema estrutural do edifício ser do tipo parede, os momentos nos pilares são muito reduzidos tendo-se então optado por fazer o pré-dimensionamento com a expressão 4.43, o que permitiu reduzir as seções dos elementos.

Paredes Resistentes

Para as paredes resistentes o pré-dimensionamento foi determinado com base na estimativa da sua carga axial:

$$A_{c,\min} > \frac{N_{Ed}}{0,4a0,5 \times f_{cd}} \quad (4.43)$$

Paredes de Contenção

O pré-dimensionamento das paredes de contenção foi realizado através da limitação do momento fletor reduzido e das tensões de corte de acordo com as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{m_{Ed,\max}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \leq 0,20 \quad (4.44)$$

$$\tau = \frac{V_{Ed,\max}}{b \times d} \leq 0,6 \text{ MPa} \quad (4.45)$$

Fundações

O pré-dimensionamento das dimensões em planta das sapatas (área ativa, sendo no dimensionamento aumentada devido às excentricidades) foi realizado através da seguinte expressão:

$$A_{sapata} \geq \frac{N_{caraterístico}}{\sigma_{adm}} \quad (4.46)$$

A determinação da altura da sapata foi efetuada segundo as seguintes expressões:

$$h \approx 2,1 \sqrt{\frac{N_{caraterístico}}{f_{cd}}} \quad (4.47)$$

$$H \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{2a4} \\ \frac{L-l}{2a4} \end{array} \right\} \quad (4.48)$$

(condição de rigidez)

em que, B e L são as dimensões em planta da sapata; b e l são as dimensões do pilar correspondente

4.5.2 Edifício em Estrutura Metálica

O pré-dimensionamento na solução em estrutura metálica do presente estudo foi efetuado mediante um processo diferente da solução em betão armado, tendo como principal recurso o Software Autodesk Robot 2013 [15], o ArcelorMittal Beams Calculator [16] e tabelas de fornecedores lajes colaborantes.

Laje

No pré-dimensionamento das lajes de piso recorreu-se a tabelas de fornecedores, onde mediante o vão existente e as cargas máximas admissíveis escolheu-se qual a espessura e tipo de laje a adotar, como se pode verificar pela Tabela 4 disponibilizada pelo fabricante da marca Arcelor (Anexo 1).

Tabela 4 - Tabela de pré-dimensionamento da laje colaborante adotada

PESO PRÓPRIO DAS LAGES																																																																																										
Peso próprio perfil + betão kg/m ²																																																																																										
Espeçura total em cm	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25																																																																										
Vol. de betão por m ² útil dm ³	67	77	87	97	107	117	127	137	147	157	167	177	187	197	207	217																																																																										
Espeçura da chapa	0,75	170	194	218	242	266	290	314	338	362	386	410	434	458	482	506	530																																																																									
Densidade do betão=2,4 kg/dm ³	1,00	173	197	221	245	269	293	317	341	365	389	413	437	461	485	509	533																																																																									
TABELA DE CARGAS ADMISSÍVEIS em (daNm ²)																																																																																										
ESPEÇURA 0,75 mm <input type="checkbox"/> Com 1 apoio provisório Flecha de serviço máxima de L/350, Flecha de montagem máxima de L/240																																																																																										
H cm	10										11										12										13										14										15										16										18										20									
Vão m	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20																																																		
2,00	901	1001	1101	1202	1303	1506	1710	1915	1133	1259	1385	1512	1639	1894	2150	2407	1084	1205	1326	1447	1569	1813	2058	2304	901	1001	1101	1202	1303	1506	1710	1915	1133	1259	1385	1512	1639	1894	2150	2407	1084	1205	1326	1447	1569	1813	2058	2304																																										
2,20	747	830	913	997	1081	1250	985	1098	939	1044	1148	1254	1359	1571	1783	1996	899	999	1099	1200	1301	1503	1707	1911	747	830	913	997	1081	1250	985	1098	939	1044	1148	1254	1359	1571	1783	1996	899	999	1099	1200	1301	1503	1707	1911																																										
2,40	629	700	770	841	593	679	764	850	791	879	968	1057	1146	1324	1503	1683	757	842	927	1012	1097	1268	1439	1611	629	700	770	841	593	679	764	850	791	879	968	1057	1146	1324	1503	1683	757	842	927	1012	1097	1268	1439	1611																																										
2,60	538	598	398	430	462	527	592	658	676	752	827	903	979	1132	1285	1067	647	719	792	865	937	1084	1230	982	538	598	398	430	462	527	592	658	676	752	827	903	979	1132	1285	1067	647	719	792	865	937	1084	1230	982																																										
2,80	262	286	310	334	358	406	455	505	585	650	715	781	847	979	781	871	560	622	685	748	811	633	714	795	262	286	310	334	358	406	455	505	585	650	715	781	847	979	781	871	560	622	685	748	811	633	714	795																																										
3,00				256	274	309	345	382	511	568	625	683	740	568	640	712	489	544	598	654	450	514	579	644				256	274	309	345	382	511	568	625	683	740	568	640	712	489	544	598	654	450	514	579	644																																										
3,20						255	281		450	500	551	379	407	465	524	582	431	479	315	341	366	417	469	521						255	281		450	500	551	379	407	465	524	582	431	479	315	341	366	417	469	521																																										
3,40								400	445	288	311	334	380	427	475				256	276	296	336	377	418									400	445	288	311	334	380	427	475			256	276	296	336	377	418																																										
3,60																																																																																										
3,80																																																																																										

Uma vez que a laje de escadas e da cobertura foram elementos comuns aos dois projetos, o pré-dimensionamento foi realizado apenas na situação em betão armado.

Vigas

No que diz respeito ao pré-dimensionamento das vigas recorreu-se ao software de vigas mistas ArcelorMittal Beams Calculator [16], onde permitiu escolher qual o tipo de perfil IPE mais apropriado para a estrutura.

No entanto pode ser realizado um pré-dimensionamento das vigas mediante as seguintes verificações:

A verificação á flexão pode ser feita segundo a seguinte condição:

$$\frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.49)$$

A verificação ao esforço transversal pode ser feita segundo a seguinte condição:

$$\frac{V_{sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.50)$$

A verificação á flexão com esforço transversal pode ser feita segundo a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} \quad (4.51)$$

em que, M_{sd} é o momento de cálculo atuante; $M_{c,Rd}$ é o momento de cálculo resistente; V_{sd} é o esforço transversal atuante; $V_{pl,Rd}$ é o esforço transversal de cálculo resistente.

Pilares

Neste caso foi adotado um processo iterativo para o pré-dimensionamento dos pilares, no que diz respeito á escolha do tipo de perfil a adotar, isto é, definiu-se inicialmente um tipo de perfil HEB e mediante o programa de cálculo automático, verifica-se a necessidade ou não de alterar o tipo de perfil, através da frequência da estrutura e massa total do edifício. Esta alteração dos perfis com o objetivo de alterar a frequência da estrutura permite ao edifício apresentar uma melhor resposta á ação sísmica.

Existe ainda a possibilidade de ser realizado um pré-dimensionamento dos pilares através da seguinte condição de segurança, onde apenas tem em conta a resistência plástica da seção à compressão, não sendo considerada a resistência á encurvadura global:

$$\frac{N_{sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.52)$$

em que, N_{sd} é o esforço axial de cálculo atuante; $N_{c,Rd}$ é o esforço axial de cálculo resistente;

Paredes Resistentes e Paredes de Contenção

Estes elementos uma vez mantidos da situação em betão armado, apresentam o mesmo tipo de pré-dimensionamento já apresentado anteriormente.

Fundações

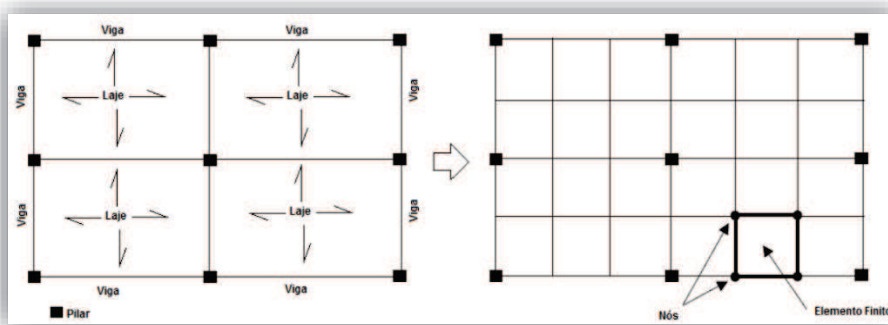
Neste elemento adotou-se o mesmo tipo de pré-dimensionamento que na solução estrutural em betão armado.

4.6. Modelação Estrutural

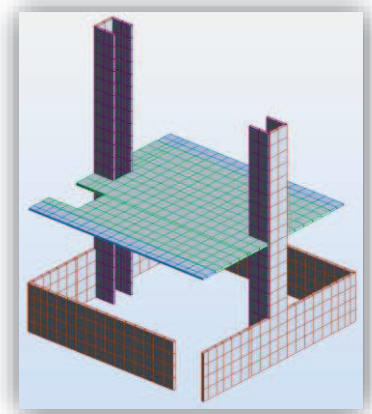
A modelação estrutural permite a simulação da estrutura e das ações a que esta está sujeita. A utilização de programas tridimensionais de elementos finitos consiste nos dias de hoje uma ferramenta de apoio à Engenharia Civil.

4.6.1. Definição dos elementos

Na **solução em betão armado** os pilares e vigas foram modelados segundo elementos barra, constituídos por dois nós, um em cada extremidade. Os elementos laminares, como as lajes, paredes resistentes e de contenção, foram modelados segundo o método de elementos finitos. De acordo com Tavares (2013) [62] este método permite uma obtenção aproximada dos deslocamentos nodais e posteriormente dos esforços e tensões atuantes. A Figura 13 a) apresenta a divisão de um elemento laminar em elementos de pequenas dimensões, caracterizados por elementos finitos, garantindo sempre a compatibilidade dos mesmos na fronteira. Quanto maior o refinamento da malha, mais rigorosos são os resultados obtidos. No presente estudo tentou-se reproduzir uma malha de elementos finitos de 1m por 1m.



a)



b)

Figura 13 – a) Exemplo de uma malha de elementos finitos[62] e b) Elemento finito do caso de estudo

O refinamento ou divisão da malha efetuado no software é com base no método de “Coons”, onde a divisão da estrutura é feita em elementos triangulares ou quadriláteros de

modo a que exista sempre uma ligação entre os nós de uma face com os nós da face oposta[62].

Outra definição introduzida na modelação dos elementos laminares foi o elemento do tipo casca (Shell).

Os apoios modelados foram do tipo apoio duplo (Pinned) para as paredes resistentes e de contenção de modo a diminuir a rigidez e apoio encastrado (Fixed) para os pilares.

Na **solução em estrutura metálica** a modelação diferenciou-se nas vigas e laje dos pisos. Uma vez sendo uma laje colaborante as vigas foram modeladas com libertações (rótulas) nas suas extremidades, exceto em situação de consola, permitindo assim a rotação em Y. A criação destas rótulas tem como função simplificar as ligações viga-pilar.

A laje apesar de ter sido modelada mediante o método de elementos finitos, foram introduzidas libertações lineares na face da laje que faz a ligação às vigas principais, paredes resistentes e na bordadura da laje de piso. A introdução das libertações tem como objetivo garantir que as cargas são descarregadas apenas numa direção, transmitindo apenas os esforços às vigas secundárias.

A Figura 14, retirada do programa de modelação, apresenta a laje modelada com 0,13m de espessura, com $h=0,071$ m correspondente a uma camada de betão armado e uma chapa metálica colaborante com $t=0,75$ mm de espessura. Este elemento apresenta propriedades ortotrópicas (Slab composed with a trapezoid plate).

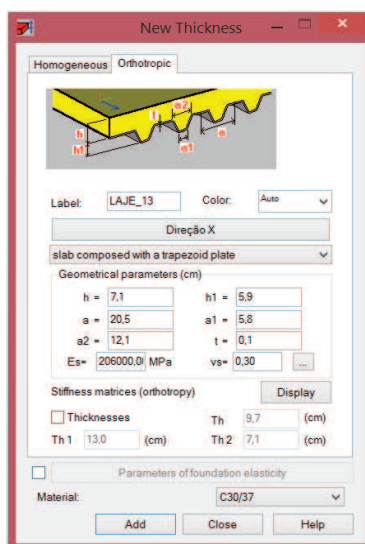


Figura 14 - Características da laje colaborante modelada[15]

4.6.2. Análise Modal por Espectros de Resposta

A análise modal por espectros de resposta prevê a consideração de todos os modos de vibração, sendo estes depois combinados entre si, para o comportamento global da estrutura. Para validar a contribuição de todos os modos que condicionam a estrutura é necessário respeitar duas condições impostas pelo EC8[9]:

- O somatório das massas modais deve ser superior ou igual a 90% da massa total da estrutura, para cada direção;
- Devem ser tidos em conta todos os modos de vibração com massa modal igual ou superior a 5% da massa total da estrutura.

Ao efetuar a análise modal do edifício em estudo verificou-se que a percentagem de massa modal mobilizada tanto na direção X como na direção Y não atingia os 90%. Tais valores não permitem um bom comportamento global da estrutura, mas esta situação é justificada, de acordo com Machado (2010)[63], pelo facto do piso -1, estar totalmente enterrado, e sendo este constituído por quatro paredes de contenção. Tal acontecimento permite com que este piso se contravente assim próprio e deste modo restringe os deslocamentos da laje do piso 0. Esta situação faz com que uma grande quantidade de massa modal não seja contabilizada, isto é, a massa das paredes de contenção e da laje do piso 0.

Para validação desta afirmação procedeu-se, como verificação, à eliminação do piso -1 e da laje do piso 0, modelou-se os pilares com apoios encastrados na base e apoios duplos nas paredes resistentes, e determinou-se a massa modal total acima do solo. Ao analisar os modos de vibração e percentagem de massa modal mobilizada verificou-se que a massa total em ambas as direções foi superior a 90% da massa total da estrutura.

Através da modelação foi possível classificar o tipo de sistema estrutural do edifício em estudo, determinando-se a percentagem de força de corte basal absorvida pelas paredes resistentes, PB. Para tal escolheu-se quatro combinações sísmicas (pois os valores são todos semelhantes), nomeadamente da excentricidade positiva, sendo duas para a direção X para o Sismo Tipo 1 e Tipo 2, e duas para a direção Y para Sismo Tipo 1 e Tipo 2.

Nas Tabelas 5 e 6 apresentam as percentagens de força corte basal absorvida pelas paredes resistentes e pelo edifício.

Tabela 5 - Força de corte basal absorvida pelas paredes resistentes segundo X

Ação	Σ Forças de corte basal – PB (kN)	Σ Forças de corte basal - Edifício (kN)	% Força de corte basal assegurada pelas PB
AVB Sismo T1 ex(+)_+X_+0,3Y+0,3Z	352,36	543,61	64,81
AVB Sismo T2 ex(+)_+X_+0,3Y+0,3Z	271,89	411,38	66,09
AVB Sismo T1 ex(+)_+Y_+0,3X+0,3Z	222,34	325,31	68,35
AVB Sismo T2 ex(+)_+Y_+0,3X+0,3Z	175,75	253,87	69,23

Tabela 6 - Força de corte basal absorvida pelas paredes resistentes segundo Y

Ação	Σ Forças de corte basal – PB (kN)	Σ Forças de corte basal - Edifício (kN)	% Força de corte basal assegurada pelas PB
AVB Sismo T1 ex(+)_+X_+0,3Y+0,3Z	491,9	787,86	62,43
AVB Sismo T2 ex(+)_+X_+0,3Y+0,3Z	457,2	692,16	66,05
AVB Sismo T1 ex(+)_+Y_+0,3X+0,3Z	964,01	1422,27	67,78
AVB Sismo T2 ex(+)_+Y_+0,3X+0,3Z	852,35	1334,46	63,87

em que, PB corresponde ao elemento de contraventamento vertical, parede resistente e ex corresponde á excentricidade.

Ao analisar os dados obtidos das tabelas anteriores, verifica-se que as paredes resistentes absorvem praticamente mais de 65% de força de corte basal.

Deste modo edifício em estudo foi classificado em relação ao tipo estrutural como **sistema parede**, pois a maioria dos esforços horizontais são absorvidas pelas paredes resistentes, com valores superiores a 65% e as cargas verticais são absorvidas principalmente pelos elementos secundários (pilares interiores). Assim, adotando-se, que não existem paredes acopladas determinou-se o valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 . Adotou-se o coeficiente k_w como valor unitário devido à relação entre a altura e a maior dimensão em planta das paredes[9, 64].

Resultando assim num coeficiente de comportamento de 3,0 para a situação em betão armado, enquanto na situação em que a solução estrutural é em estrutura metálica este coeficiente é apenas de 1,5, pois é um valor mais conservativo do EC8 [9].

5. Dimensionamento

Neste Capítulo são analisados os esforços atuantes, obtidos pela modelação estrutural, e posteriormente são dimensionados os elementos estruturais que compõem o edifício.

Para cada elemento foram considerados os esforços e as situações de carregamento mais condicionantes

A verificação da segurança foi feita aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

Uma vez que o principal objetivo deste trabalho passa pela comparação do método construtivo em Betão Armado e em Estrutura Metálica, o dimensionamento em betão armado é feito essencialmente para um elemento tipo de viga, pilar, laje, parede resistente, muro de suporte e fundação. Enquanto na solução metálica será feito todo dimensionamento, no programa de cálculo automático, Autodesk Structural Analysis Professional 2014 [15] e no programa de cálculo de vigas mistas, ArcelorMittal Beams Calculator[16].

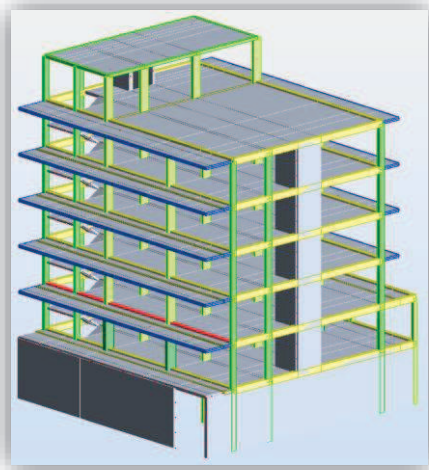
As soluções estruturais como enunciado na Seção 4.2 apresentam em comum o mesmo tipo de paredes resistentes, laje de escadas e paredes de contenção.

5.1. Edifício em Betão Armado

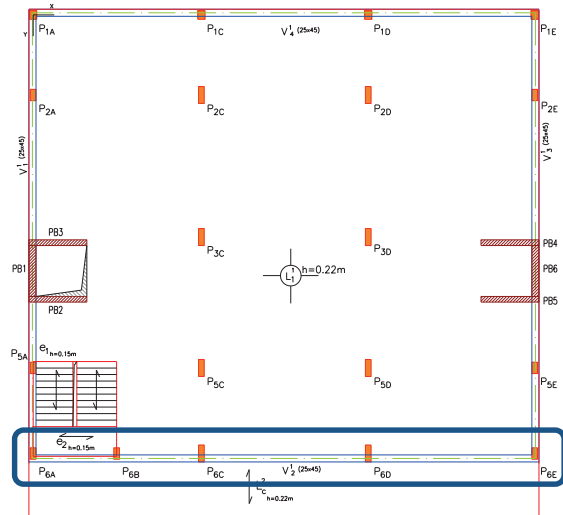
5.1.1. Dimensionamento de Vigas

Para o dimensionamento de vigas teve-se em conta para os Estados Limites Últimos os esforços de flexão, esforço transversal e momento fletor e para os Estados Limites de Utilização a deformação e fendilhação.

A viga em análise, V (1,2), representa a viga nº 2 pertencente ao piso 1 (Figura 15). Consiste num elemento com uma base de 0,25m por 0,45m de altura, com quatro tramos e cinco apoios, com um comprimento total de 17,75m e com um vão máximo entre apoios de 5,90m.



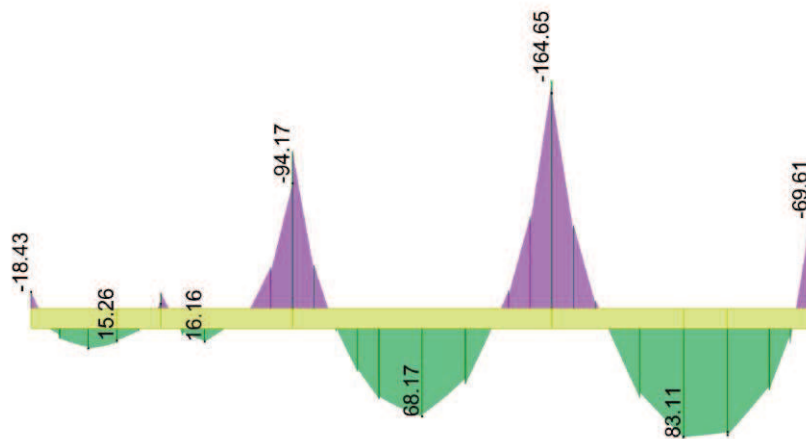
a)



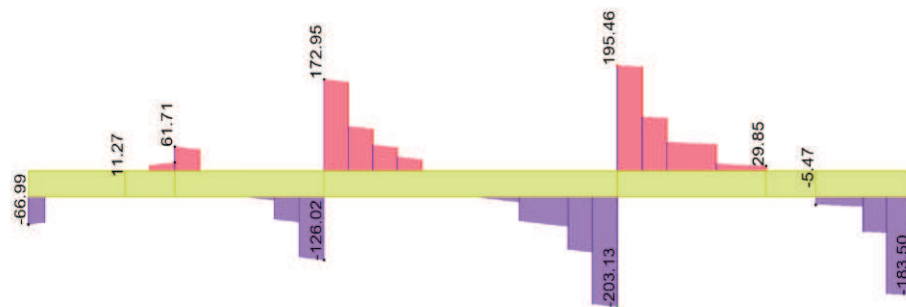
b)

Figura 15 – Viga em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização da viga no piso 1

Iniciando-se o dimensionamento do elemento estrutural, segundo o EC8 [9], teve-se em conta os constrangimentos geométricos e a definição da zona crítica do elemento em estudo. Ao recorrer ao EC2 [20] determinou-se as imposições mínimas e máximas de armadura longitudinal e transversal a adotar, bem como os valores limites de taxas de armaduras. Com os esforços obtidos da modelação do edifício em estudo, Figura 16, determinou-se as armaduras longitudinais e transversais a adotar, como demonstra a Tabela 7.



a) Esforço de Flexão (kN.m)



b) Esforço Transverso, (kN)

Figura 16 - a) Esforços condicionantes - Combinação SC Piso

A Tabela 7 apresenta de forma simplificada a armadura longitudinal superior e inferior adotada, bem como o momento resistente respetivo.

Tabela 7- Esforços condicionantes, armadura longitudinal e momento resistente correspondente

Esforço de flexão (kN.m)		μ	ω	$A_{s,req}$ (cm ²)	$A_{s,eff}$ (cm ²)		M_{Rd} (kN.m)
$M_{Ed,y}^+$	83,11	0,103	0,109	5,03	5,65	5 Ø 12	92,72
$M_{Ed,y}^-$	-164,65	0,204	0,230	10,65	12,06	6 Ø 16	183,29

Uma vez que a armadura adotada foi calculada para os maiores esforços, existem zonas menos esforçadas (ver Figura 7a), deste modo procedeu-se á dispensa de armadura ao longo da viga. Assim efetuou-se uma dispensa de 50% da armadura na parte superior e 40% na inferior. O reforço foi efetuado com 1,00 m de comprimento nas zonas de momento máximo positivos (meio-vão) e negativos (apoios).

A Tabela 8 apresenta as taxas de armadura, ρ , ao longo da viga e as verificações das imposições dos regulamentos em estudo.

Tabela 8- Taxas de armadura longitudinal ao longo da viga em análise

	Comprimento total	ρ (%)	Zona de Reforço	ρ (%)
$A_{s,superior}$ (cm ²)	6,03	0,54	12,06	1,10
$A_{s,inferior}$ (cm ²)	3,39	0,30	5,65	0,50
50% $A_{s,inferior}$ (cm ²)	1,70	0,15	2,83	0,25
ρ_{max} (%)	1,30			
ρ_{min} (%)	0,29			

A Tabela 9 apresenta a armadura transversal necessária nos apoios, de acordo com os esforços obtidos da modelação, ver Figura 7b).

Tabela 9 - Armadura Transversal nos apoios

Apoio	V_{Ed} (kN)	$(A_{sw/s})_{req}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{eff}$ (cm ² /m)	
Apoio A	-66,99	2,49	Ø8 // 0,15	3,35
Apoio D _{esquerda}	35,89	1,32	Ø8 // 0,15	3,35
Apoio D _{direita}	61,71	2,26	Ø8 // 0,15	3,35
Apoio E _{esquerda}	-126,02	4,62	Ø10 // 0,10	7,85
Apoio E _{direita}	172,95	6,34	Ø10 // 0,10	7,85
Apoio F _{esquerda}	-203,13	7,45	Ø10 // 0,10	7,85
Apoio F _{direita}	195,46	7,17	Ø10 // 0,10	7,85
Apoio I	-183,5	6,73	Ø10 // 0,10	7,85

Deste modo considerou-se uma armadura transversal na viga toda de Ø8 // 0,15, sendo apenas reforçada nas zonas de esforços máximos com Ø8 // 0,075 num comprimento de 1,00 metro, ver Peça Desenhada Viga de Bordadura.

Foi tido em consideração também a armadura mínima de fendilhação. No que diz respeito á armadura de torção, não foi considerada em adição na armadura longitudinal e transversal, de acordo com o EC2 [20], tendo sido ignorado o seu efeito nas vigas de bordadura na modelação estrutural do edifício. Porém foi efetuada verificação da necessidade de armadura de torção para não ocorrer o esmagamento do betão, segundo o mesmo regulamento.

Foram respeitados os espaçamentos máximos da armadura de esforço transversal, bem como o espaçamento transversal entre ramos ou estribos. De modo a garantir um correto confinamento do elemento foram verificadas as condições geométricas impostas pelo EC8 [9], no que diz respeito ao diâmetro mínimo dos varões transversais.

No Apêndice 4 é apresentado uma marcha de cálculo para o dimensionamento de vigas em betão armado.

5.1.2. Dimensionamento de Pilares

Para o dimensionamento de pilares teve-se em conta para os Estados Limites Últimos os esforços de flexão, esforço transversal e momento fletor e para os Estados Limites de Utilização a deformação e fendilhação.

No dimensionamento dos pilares foram consideradas quatro situações tipo, como é ilustrado na Figura 16, dois pilares de canto (P1E e P6E), um de bordo (P6D) e um interior (P2C, sendo que passa a ser pilar de bordo a partir do piso 1).

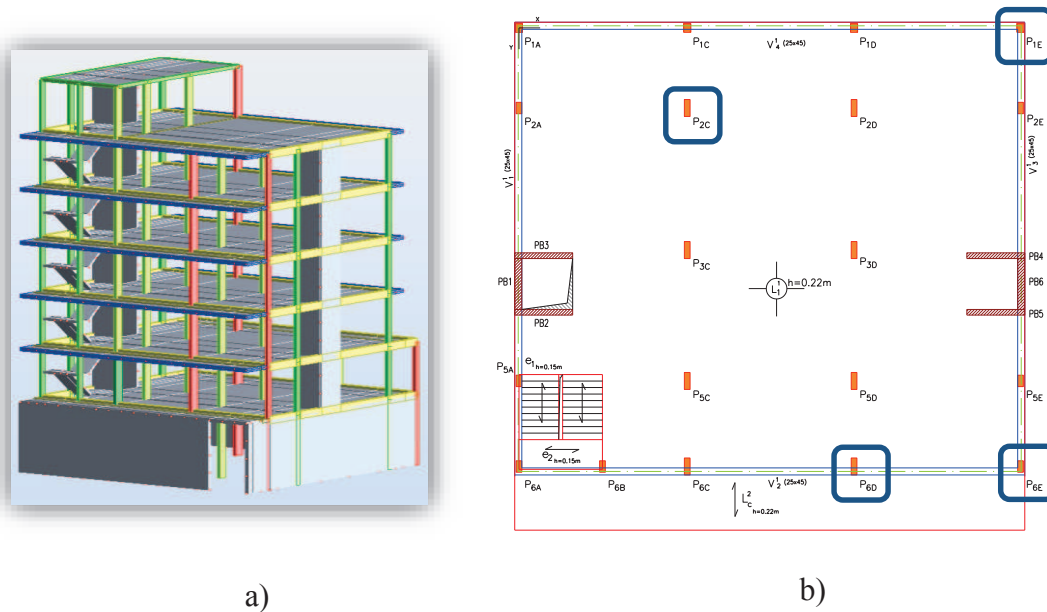


Figura 17 - Pilares em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização dos pilares no piso 1

Iniciou-se o dimensionamento deste elemento, fazendo a verificação do esforço normal reduzido, v_d , como se pode verificar na Tabela 10, sendo que o EC2 [20] impõe um valor mínimo de 0,1 e o EC8 [9] impõe um valor máximo para os elementos sísmicos primários de 0,65 para a combinação sísmica. No presente estudo considerou-se como elementos sísmicos primários os pilares de bordo e de canto, pois são elementos resistentes à ação sísmica e pilares sísmicos secundários os pilares interiores, tendo apenas a função de assegurar as forças gravíticas na ação sísmica.

Tabela 10 - Esforço normal reduzido dos pilares em análise, Combinação AVB Sismo

Dimensão (bxh)	P2C		P6D		P6E		P1E	
	0,20m x 0,60m		0,20m x 0,60m		0,20m x 0,40m		0,25m x 0,30m	
Piso	$N_{Ed,sismo}$ (kN)	v_d	$N_{Ed,sismo}$ (kN)	v_d	$N_{Ed,sismo}$ (kN)	v_d	$N_{Ed,sismo}$ (kN)	v_d
Piso -1	1823,45	0,65	1733,97	0,62	919,1	0,57	107,23	0,1
Piso 0	1809,03	0,65	1719,55	0,61	912,82	0,57	79,67	0,1
Piso 1	1463,09	0,61	1377,95	0,57	695,18	0,43	-	
Piso 2	1084,46	0,45	983,46	0,41	494,31	0,31	-	
Piso 3	708,64	0,30	591,90	0,25	295,73	0,19	-	
Piso 4	333,08	0,14	201,95	0,1	99,63	0,1	-	
Piso 5	30,75	0,013	-	-	-		-	

em que, $N_{Ed,sismo}$ corresponde ao esforço normal resultante de ações sísmicas e v_d o esforço normal reduzido de cálculo.

Ao definir as dimensões dos pilares P2C, P2D, P6C e P6D, mediante pré-dimensionamento, estes apresentavam uma seção transversal de 0,20 x 0,60 m desde a

fundação ao topo do edifício, mas ao verificar o esforço normal reduzido, o seu limite não era respeitado. Deste modo procedeu-se á alteração da dimensão destes pilares no piso -1 e piso 0 para 0,20 x 0,70 m, garantindo assim as disposições do EC2 [20]1. O pilar P2C no piso 5 apresenta um esforço normal reduzido inferior ao mínimo exigido, mas como se trata apenas de um pilar de cobertura, desprezou-se o seu reduzido valor.

Armadura Longitudinal

Foi tido em conta a armadura longitudinal mínima e máxima imposta pelo EC2 [20]. Adotou-se uma armadura longitudinal compreendida entre 1% e 4% da área da seção transversal de betão, seguindo assim a medida imposta pelo EC8 [9], de forma a obter-se uma boa resposta à ação sísmica.

Os pilares são elementos cujo seu comportamento estrutural está inteiramente influenciado pelos efeitos de segunda ordem. Deste modo procedeu-se inicialmente ao cálculo da necessidade ou não de ignorar os efeitos globais de segunda ordem, pela seguinte expressão:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \frac{n_s}{n_s + 1.6} \times \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.1)$$

em que, $F_{V,Ed}$ é a carga vertical total nos elementos contraventados; n_s é o número de pisos; L é a altura total do edifício acima do nível de encastramento; E_{cd} é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão; e I_c corresponde ao momento de inércia dos elementos de contraventamento.

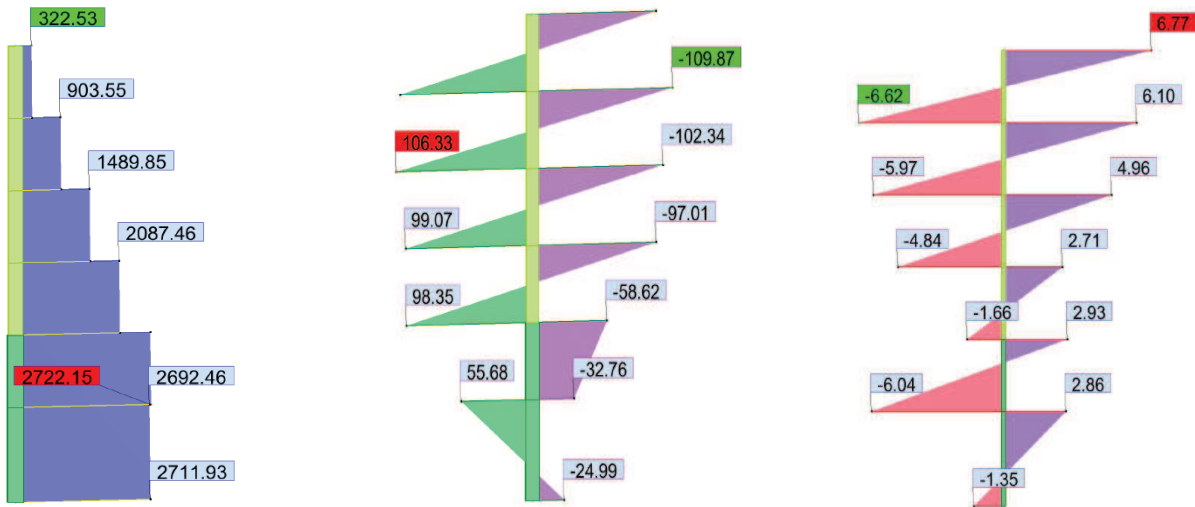
Tabela 11 - Efeitos globais de segunda ordem no edifício em estudo

Direção X		Direção Y	
F_{V,Ed} (kN)	6563,13 < 15222,73	F_{V,Ed} (kN)	6563,13 < 6592,75

Por análise da Tabela 11 verifica-se que na direção X e Y a carga vertical total nos elementos contraventados é inferior em ambas as direções, logo não foi necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem. Uma vez confirmado que a estrutura em estudo é contraventada (ignorar efeitos globais de segunda ordem), seguiu-se o cálculo dos efeitos de segunda ordem para elementos isolados, considerando-se contraventados, pelo procedimento que se segue.

A Figura 18 apresenta os esforços obtidos no pilar P6D, sendo analisados os efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar, iniciando no piso -1 e termina no piso 0. A Tabela 12 apresenta

de forma simplificada os valores obtidos para o dimensionamento do pilar tendo em conta os efeitos de 2º ordem.



a) Esforço Axial (kN) b) Momento Fletor, Myy (kN.m) c) Momento Fletor, Mxx (kN.m)

Figura 18 - a) Esforços condicionantes no pilar P6D - Combinação AVB SC Piso

1º Cálculo da excentricidade devido às imperfeições geométricas, e_i :

$$e_0 \geq \left\{ \frac{l_0}{400}; \frac{h}{30}; 200mm \right\} \quad (5.2)$$

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1} \right) \times \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2} \right) \right)} \quad (5.3)$$

em que, h corresponde á dimensão do pilar na direção i; l é a altura livre do elemento comprimido entre ligações de extremidades; l_0 é o comprimento efetivo, para elementos contraventados; k_1 e k_2 são as flexibilidades dos encastramentos parciais das extremidades do pilar, respetivamente.

2º Cálculo da esbelteza, λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.4)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.5)$$

3º Verificação da necessidade dos efeitos de segunda ordem, $\lambda_{lim} > \lambda$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}} \quad (5.6)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad (5.7)$$

em que, A=0,7; B=1,1; C=0,7; n é o esforço normal reduzido.

4º Cálculo da excentricidade de segunda ordem

$$e_2 = \left(\frac{1}{r} \right) \times \frac{l_0^2}{c} \quad (5.8)$$

em que, $1/r$ é a curvatura; c é o coeficiente dependente da distribuição da curvatura;

Curvatura

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{1}{r_0} \times k_r \times k_\varphi \quad (5.9) \quad \frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d} \quad (5.10)$$

$$k_r = \left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \right) \leq 1 \quad (5.11) \quad k_\varphi = 1 + \beta + \varphi_{ef} \quad (5.12)$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (5.13)$$

em que, k_r é o fator de correção dependente do esforço normal; k_φ é o coeficiente que tem em conta a fluência; d é a altura útil; $n_u = 1 + \omega$, estimando ω entre $1\% A_c < A_s < 4\% A_c$; n_{bal} é o valor de n correspondente ao momento resistente máximo. Considerou-se 0,4.

Fluência

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (5.14)$$

em que, φ_{ef} é o coeficiente de fluência efetivo; $\varphi(0, t_0)$ é o valor final do coeficiente de fluência; M_{0Eqp} é o momento fletor de primeira ordem na combinação de ações quase-permanente; M_{0Ed} é o momento fletor de primeira ordem na combinação de ações de cálculo.

A Tabela 12 apresenta um resumo do cálculo dos efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar P6D.

Tabela 12 – Cálculo dos efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar P6D

Direção	Fx (kN)	My (kNm)	e_{y0} (m)	My _{02.Ed}	l _{0y} (m)	λ_y	λ_{lim}	(1/r) _y	M _{y0Eqp}	M _{y0Ed}	$\phi_{ef,y}$
Y	2692,46	55,68	0,023	118,50	3,12	17,99	10,18	0,00243	28,85	118,50	0,609
Direção	Fx (kN)	Mz (kNm)	e_{x0} (m)	Mz _{02.Ed}	l _{0x} (m)	λ_x	λ_{lim}	(1/r) _x	M _{z0Eqp}	M _{z0Ed}	$\phi_{ef,x}$
X	2692,46	2,86	0,020	56,71	2,42	41,84	10,18	0,00613	3,58	56,71	0,158

Assim obteve-se os esforços finais, Tabela 13, com a associação dos efeitos de segunda ordem, e posteriormente na Tabela 14 encontra-se a armadura longitudinal adotada para os pilares em estudo.

$$N_{Ed} = N_{Ed} \quad (5.15)$$

$$M_{Ed,y} = My_{02,Ed} + M_2 = My_{02,Ed} + N_{Ed} \times ey_2 \quad (5.16)$$

$$M_{Ed,z} = Mz_{02,Ed} + M_2 = Mz_{02,Ed} + N_{Ed} \times ez_2 \quad (5.17)$$

Tabela 13 – Esforços Finais devido aos efeitos de 2ª ordem no 1º tramo do pilar P6D

Esforços Finais	e _{2,y} (m)	e _{2,x} (m)	F _x (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	0,0024	0,0036	2692,46	124,86	66,33

Tabela 14 - Armadura longitudinal dos pilares em análise

Piso	P2C - Pilar Interior		P6D - Pilar Bordo		P6E - Pilar de Canto		P1E - Pilar de Canto	
	0,20m x 0,60m		0,20m x 0,60m		0,20m x 0,40m		0,25m x 0,30m	
Piso-1	31,42	10 Ø 20	29,15	8 Ø 20+2 Ø 16	18,85	6 Ø 20	18,85	6 Ø 20
Piso 0	31,42	10 Ø 20	29,15	8 Ø 20+2 Ø 16	25,13	8 Ø 20	18,85	6 Ø 20
Piso 1	25,13	8 Ø 20	31,42	10 Ø 20	25,13	8 Ø 20	-	-
Piso 2	25,13	8 Ø 20	25,13	8 Ø 20	25,13	8 Ø 20	-	-
Piso 3	25,13	8 Ø 20	25,13	8 Ø 20	18,85	6 Ø 20	-	-
Piso 4	25,13	8 Ø 20	25,13	8 Ø 20	18,85	6 Ø 20	-	-
Piso 5	25,13	8 Ø 20	-	-	-	-	-	-
A _{s,min} (cm ²)	25,13		25,13		18,85		18,85	
A _{s,max} (cm ²)	31,42		31,42		25,13		18,85	
ρ _{l,min} (%)	2,10		2,10		2,40		2,50	
ρ _{l,max} (%)	2,62		2,62		3,64		2,50	

em que, A_{s,min} e A_{s,max} corresponde á armadura longitudinal mínima e máxima adotada respetivamente, em cada pilar e ρ_{l,min} e ρ_{l,max} as percentagens de armadura correspondente.

Armadura Transversal

As armaduras transversais nos pilares permitem ao elemento apresentar um melhor comportamento sísmico. Deste modo segundo o EC2 [20], verificou-se as imposições de diâmetro mínimo das armaduras transversais. De seguida procedeu-se á determinação do esforço transverso máximo sem esmagamento do betão, V_{Rd,max}, em ambas as direções do elemento. Por sua vez mediante uma armadura transversal adotada obteve-se um esforço transverso correspondente, V_{Rd,s}. Assim com os esforços obtidos da modelação, V_{Ed,max}, efetuou-se a verificação da segurança entre o menor dos valores então calculados com o esforço atuante.

A Tabela 15 apresenta de forma sucinta a presente verificação, bem como armadura transversal adotada.

Tabela 15 –Verificação do esforço transverso

Pilar	Direção X				Direção Y			
	$V_{Rd,x,max}$ (kN)	Armadura	$V_{Rd,s,x}$ (kN)	$V_{Ed,x max}$ (kN)	$V_{Rd,x,max}$ (kN)	Armadura	$V_{Rd,s,x}$ (kN)	$V_{Ed,x max}$ (kN)
P2C	579,97	Ø8//0,20	88,46	44,99	168,38	Ø8//0,20	30,62	10,63
P6D	579,97	Ø8//0,20	88,46	85,57	168,38	Ø8//0,20	30,62	9,53
P6E	299,34	Ø8//0,20	54,44	35,5	168,38	Ø8//0,20	30,62	26,85
P1E	257,24	Ø8//0,20	37,43	37,43	268,94	Ø8//0,20	39,13	12,44

Ver Peça Desenhada Quadro de Pilares e Paredes de Resistentes.

Armadura de Confinamento

Segundo o EC8[9], é necessário verificar o confinamento na base do pilar, como esclarece a Figura 19, assim efetuou-se a condição imposta pelo regulamento, de modo a que este verifique o requisito de ductilidade média nas suas regiões críticas[9]. Caso a armadura transversal adotada não verifique o confinamento do pilar, deve ser dimensionada uma armadura de confinamento e distribuída num comprimento crítico determinado pelo mesmo regulamento.

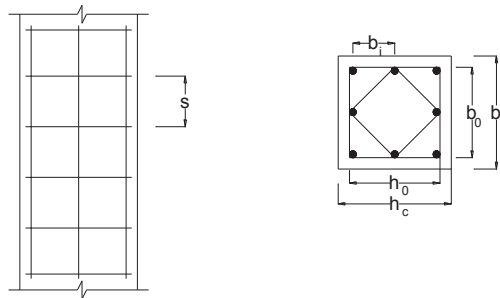


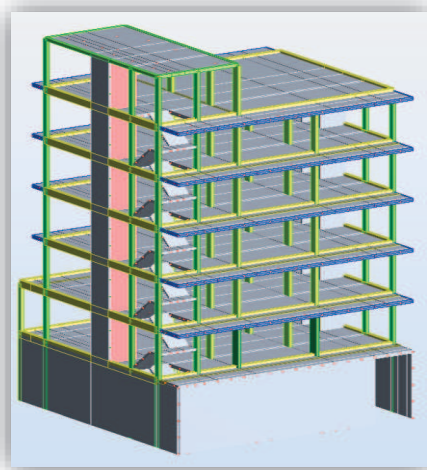
Figura 19 - Confinamento do núcleo de betão

No Apêndice 5 é apresentada uma marcha de cálculo para o dimensionamento de pilares em betão armado.

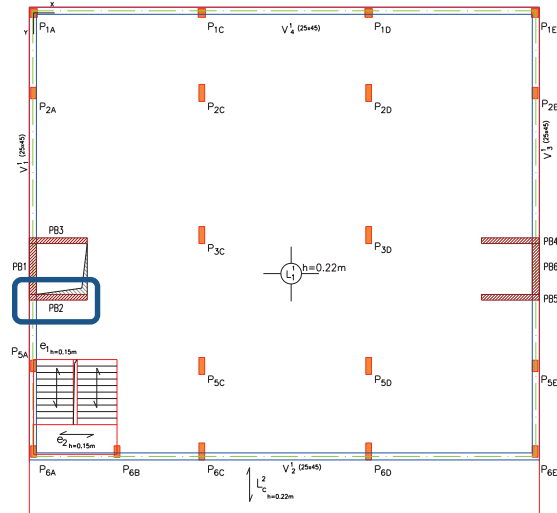
5.1.3. Dimensionamento de Paredes Resistentes

Para o dimensionamento de Paredes Resistentes teve-se em conta para os Estados Limites Últimos os esforços de flexão, esforço transverso e momento fletor e para os Estados Limites de Utilização a deformação e fendilhação.

O dimensionamento das paredes foi efetuado também para um elemento tipo, sendo estudada a parede PB2, Figura 20. As paredes PB2, PB3, PB4 e PB5 apresentam uma espessura de 0,20m por 2,05m de comprimento com 3,20m de altura, Tabela 16, enquanto as paredes PB5 e PB6 têm uma espessura de 0,25m por 1,80m de comprimento.



a)



b)

Figura 20 - Parede Resistente PB2 em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização da PB2 no piso 1

Tabela 16 - Dimensões da parede PB2 e esforços atuantes - Combinação AVB Sismo

Parede	H	L_{parede} (m)	e_{parede} (m)	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,Long}$ (kN.m)	$M_{Ed,Trans}$ (kN.m)	$V_{Ed,Long}$ (kN)	$V_{Ed,Trans}$ (kN)
PB2	3,2	2,05	0,20	1415,46	57,71	38,92	45,65	39,58

em que, H é a altura da parede, L_{parede} corresponde ao comprimento da parede resistente, e_{parede} é a espessura da parede, $M_{Ed,long}$ e $V_{Ed,long}$ são os esforços, momento fletor e esforço transversal atuantes, no sentido longitudinal do elemento e $M_{Ed,trans}$ e $V_{Ed,trans}$ são os esforços, momento fletor e esforço transversal atuantes, no sentido transversal.

Antes de iniciar o dimensionamento da parede PB2 foi verificado o limite imposto pelo EC2 [20] em relação ao esforço axial normalizado, v_d , onde o máximo em paredes é de 0,40. Respeitando também o EC8[9] cumpriu-se com os constrangimentos geométricos e com a definição da zona crítica.

Armadura Longitudinal

Para determinar a armadura longitudinal, iniciou-se com a definição dos pilares fictícios existentes nas extremidades da parede, ver Figura 21, método utilizado em procedimentos uniaxiais na direção relevante[53]. A Tabela 19 apresenta a dimensão adotada para os pilares fictícios, sendo aproximadamente 25% do comprimento da parede, l_w ou l_{parede} .

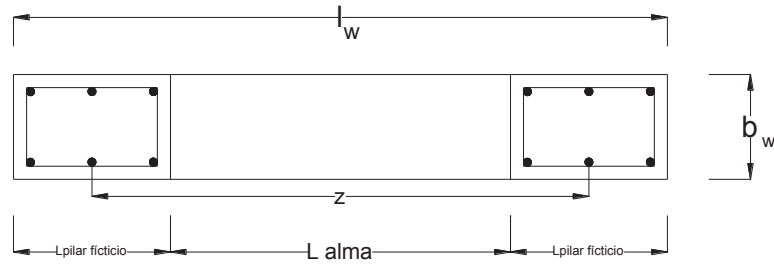


Figura 21 - Esquema de pilares fictícios da parede

Tabela 17 - Definição do pilar fictício

Parede	H (m)	e_{parede} (m)	$L_{pilar\ ficticio}$ (m)	z (m)	L_{alma} (m)	L_w (m)
PB2	3,2	0,2	0,55	1,50	0,95	2,05

em que, $L_{pilar\ ficticio}$ corresponde á largura do pilar fictício representado na Figura 21, z é a distância entre pilares fictícios, L_{alma} é o comprimento da parede entre pilares fictícios e L_w o comprimento total da parede.

Os esforços de compressão e tração foram calculados pelas seguintes expressões:

$$N_C = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{|M_{Ed}|}{z} \quad (5.18)$$

$$N_T = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{|M_{Ed}|}{z} \quad (5.19)$$

A armadura longitudinal numa seção da parede, deve respeitar sempre a seguinte condição, mediante um valor de armadura mínimo, $A_{s,v,min}$ e máximo, $A_{s,v,max}$:

$$A_{s,v,min} = 0.002A_c \leq A_{s,v,parede} \leq 0.04A_c \quad (5.20)$$

Deste modo foi então possível determinar a armadura vertical no pilar fictício, bem como a sua percentagem geométrica de armadura, ρ_v , através das seguintes expressões:

$$A_{s,v,pilarficticio} = \frac{N_T}{f_{syd}} \quad (5.21) \quad \rho_{v,pilarficticio} = \frac{A_{s,v,pilarficticio}}{L_{pilarficticio} \times e_{parede}} \geq 0.5\% \quad (5.22)$$

Tabela 18 - Armadura longitudinal nas extremidades da parede

Parede	$A_{c,pilar\ ficticio}$ (m ²)	$A_{s,v\ min}$ (cm ²)	$A_{s,v\ max}$ (cm ²)	$A_{s,v\ pilar\ ficticio, min}$ (cm ²)	$A_{s,v\ pilar\ ficticio}$ (cm ²)	ρ_v (%)	
PB2	0,11	2,2	44,0	18,96	10 Ø 16	20,11	1,83

em, que $A_{c,pilar\ ficticio}$ corresponde à área de betão correspondente ao pilar fictício que integra a parede resistente e $A_{s,v\ pilar\ ficticio}$ a armadura longitudinal nessa mesma zona.

A percentagem de armadura longitudinal segundo o EC8 [9] deve ser superior a 0,5% na altura crítica da parede, situação que é comprovada, como demonstra a Tabela 18, uma vez que a armadura vertical adotada foi para todo o comprimento da parede.

Depois do cálculo da armadura vertical nos pilares fictícios, determinou-se a armadura na alma da parede, isto é, entre extremidades.

A Tabela 19 resume a armadura longitudinal adotada na alma da parede.

Tabela 19 - Armadura longitudinal entre extremidades da parede

Parede	$A_{c,alma\ parede} (m^2)$	$A_{s,v\ min} (cm^2/m/face)$	$A_{s,v\ max} (cm^2/m/face)$	$A_{s,v\ alma\ parede} (cm^2/m/face)$		$\rho_v (%)$
PB2	0,19	2,0	40,0	Ø 12 // 0,15	7,54	0,80

Armadura Horizontal

A armadura horizontal dispôs-se horizontalmente em relação ao paramento da parede, e aos bordos livres[20], em ambas as faces. Este corresponde ao maior valor entre 25% da armadura vertical e 1% da área de betão.

Armadura Transversal

A armadura transversal e espaçamento respetivo são determinados da mesma forma que a armadura transversal dos pilares, sendo que no mínimo deverá ser igual ao maior valor da armadura horizontal mínima na parede ou da armadura correspondente ao esforço transversal majorado em 50% para as estruturas DCM[9, 53]. A Tabela 20 apresenta a armadura transversal dimensionada para a parede em estudo.

Tabela 20 - Armadura transversal adotada na parede em análise

PB2	$(A_{sw/s})_{VRd,s} (cm^2)$	$A_{s,h,min} (cm^2)$	$(A_{sw/s}) (ramo)$	$(A_{sw/s})\ adotada (cm^2/m)$		$V_{Rd,s} (kN)$	$V_{Rd,max} (kN)$	$V_{Ed} (kN)$
Direção X	0,526	5,026	5,026	Ø8//0,10	5,03	568,20	1558,81	39,58
Direção Y	0,622	5,026	5,026	Ø8//0,10	5,03	568,20		45,65

Ver Peça Desenhada Quadro de Pilares e Paredes de Resistentes.

Armadura de Confinamento

Nas paredes o EC8 [9] também impõe a verificação da armadura transversal de confinamento das extremidades da parede (bordo livre), situação também verificada de acordo com o regulamento em causa.

O mesmo documento indica também que o desenvolvimento l_c , que corresponde ao comprimento do elemento confinado (Figura 22), tendo de respeitar um valor mínimo, para uma parede de comprimento l_w e espessura b_w , tem de verificar a seguinte condição:

$$l_c \geq \max \{0.15l_w; 1.5b_w\} \quad (5.23)$$

Admitiu-se $l_c=0,50m > 0,31m$.

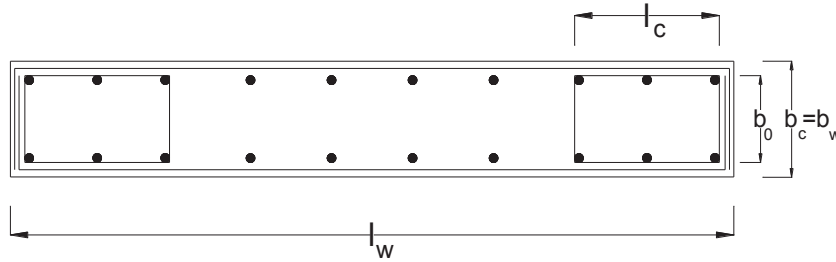


Figura 22 - Comprimento de confinamento do pilar fictício

No entanto existem zonas de dispensa do confinamento. É autorizado a dispensa de elementos de extremidades confinados no caso do bordo da parede ter um banzo transversal alongado (zona mais escura) Figura 23, se a espessura do banzo, b_f , e o seu desenvolvimento, l_f , respeitarem as seguintes condições:

$$b_f \geq \frac{h_s}{15} \quad (5.24)$$

$$b_f \geq \frac{h_s}{15} \Leftrightarrow 0.25m \geq 0.213m$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5} \quad (5.25)$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5} \Leftrightarrow 2.0m \geq 0.64m$$

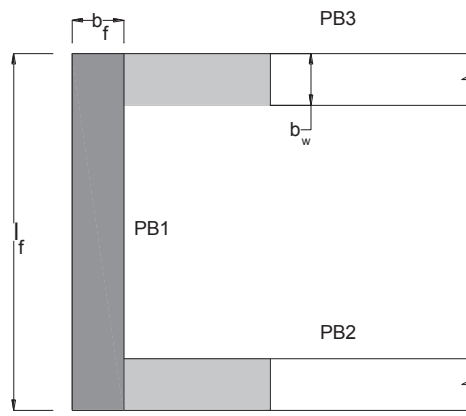


Figura 23 - Elemento de extremidade sem necessidade de confinamento

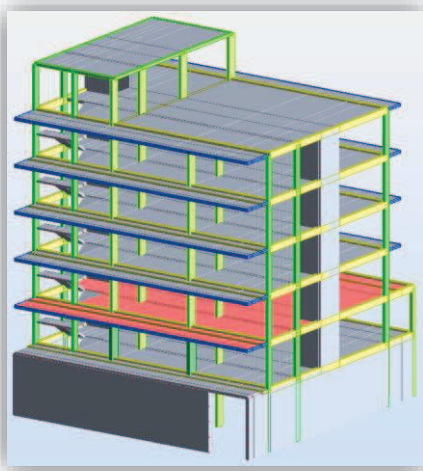
Verificou-se então a dispensa do confinamento do elemento de extremidade pois encontra-se confinado com um bordo transversal de grandes dimensões, com comprimento l_f como é ilustrativo na Figura 23. Sendo apenas de ser confinado o elemento de extremidade de bordo livre.

5.1.4. Dimensionamento de Lajes

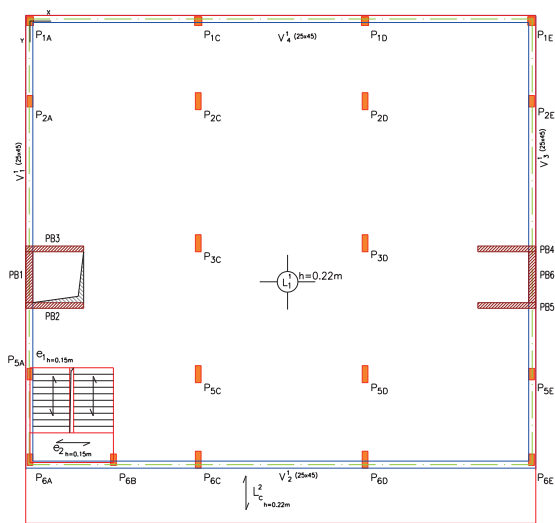
Para o dimensionamento das lajes teve-se em conta para os Estados Limites Últimos os esforços de flexão, esforço transverso e momento fletor e para os Estados Limites de Utilização a deformação e fendilhação.

Laje fungiforme

A laje adotada no presente estudo, referente ao Piso 1, ver Figura 24, é uma laje do tipo fungiforme com 0,22m de espessura, como já foi referido anteriormente, e com um vão máximo de 5,95m.



a)



b)

Figura 24 - Laje fungiforme em análise: a) Modelação Estrutural e b) Laje do Piso 1

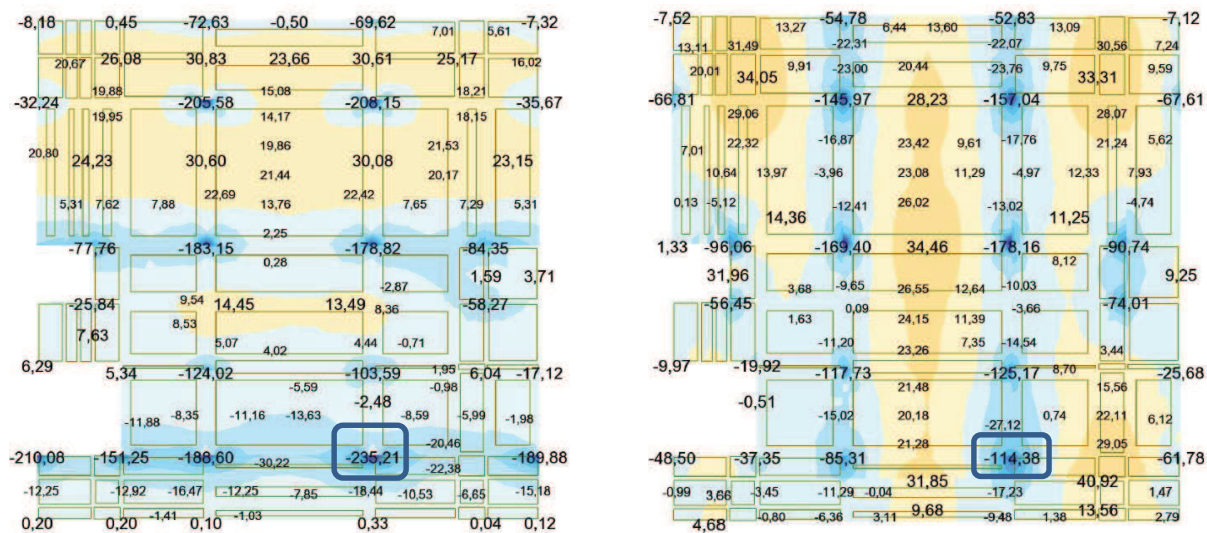
Mediante a modelação efetuada no capítulo anterior foi possível analisar os momentos mais condicionantes para as situações de carregamento consideradas, $M_{Ed,xx}$, $M_{Ed,yy}$ e $M_{Ed,xy}$, bem como o esforço axial nos pilares com o objetivo de se verificar a segurança ao punçoamento.

A determinação dos momentos fletores e esforços axiais máximos foram efetuados segundo a seguinte análise simplificada:

$$M'_{Ed,xx} = \pm M_{Ed,xx} \pm M_{Ed,xy} \quad (5.26)$$

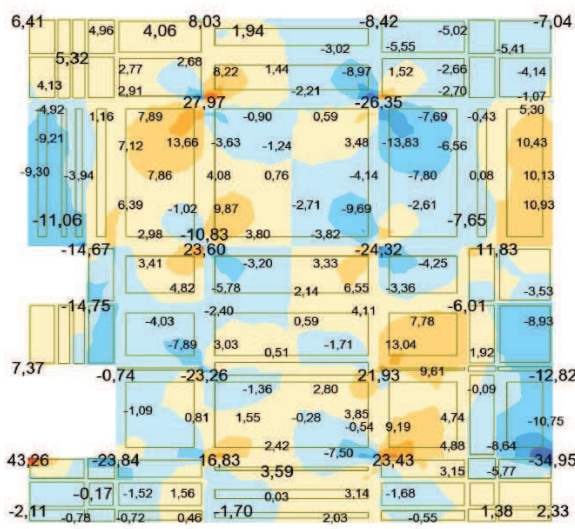
$$M'_{Ed,yy} = \pm M_{Ed,yy} \pm M_{Ed,xy} \quad (5.27)$$

A Figura 25 apresenta os momentos fletores atuantes na laje do piso 1, onde mediante observação dos valores se obtiveram os esforços finais.



a)

b)



c)

Figura 25 – a) Myy, b) Mxx e c) Mxy – Combinação AVB SC Piso

A distribuição das armaduras superiores e inferiores foi dimensionada para um valor máximo de momento fletor a meio-vão para os momentos positivos e nos apoios determinou-se um esforço fletor médio para os momentos negativos. O valor médio para o momento máximo negativo retirou-se nas faces da seção do pilar, sendo neste caso o pilar P6D (ver Figura 25a e 25b), através de um refinamento efetuado da laje na modelação estrutural, onde se obteve então a armadura de reforço sobre os pilares. Nas restantes zonas determinou-se uma armadura superior corrida nas duas direções.

Deste modo, como demonstra a Tabela 21 e 22, obtiveram-se as seguintes armaduras, superiores e inferiores da laje em estudo.

Tabela 21 - Armadura inferior adotada

Armadura inferior					
Armadura - Direção X	A _s (cm ² /m)	d (m)	ρ (%)	M _{Rd} (kN.m)	M _{Ed} (kN.m/m)
Ø12//0,10	11,31	0,18	0,63	83,98	74,15
Armadura - Direção Y	A _s (cm ² /m)	d (m)	ρ (%)	M _{Rd} (kN.m)	M _{Ed} (kN.m/m)
Ø16//0,15	13,40	0,18	0,74	98,18	84,27

Tabela 22 - Armadura superior adotada

Armadura superior					
Armadura - Direção X/Y	A _s (cm ² /m)	d (m)	ρ (%)	M _{Rd} (kN.m)	
Ø12//0,15	7,54	0,18	0,41	57,33	
Armadura superior de reforço sobre pilares					
Armadura - Direção X	A _s (cm ² /m)	d (m)	ρ (%)	M _{Rd} (kN.m)	M _{Ed} (kN.m/m)
Ø16//0,15	13,40	0,18	0,73	140,95	118,42
Armadura - Direção Y	A _s (cm ² /m)	d (m)	ρ (%)	M _{Rd} (kN.m)	M _{Ed} (kN.m/m)
Ø16//0,15	13,40	0,18	0,73	140,95	101,54

Tabela 23 - Armadura de reforço segundo a direção x, comprimento de varão e de reforço

Armadura de reforço - Direção X/Y	L _{varão} (m)	L _{reforço} (m)
Pilar de Interior	3,00	1,50

em que, L_{varão} corresponde ao comprimento do varão de reforço da armadura superior e L_{reforço} o comprimento de reforço medido do centro do pilar.

Assim adotou-se um armadura superior corrida em ambas as direções de Ø12//0,15 e nas zonas de reforço de armadura, sendo neste caso sobre os pilares interiores, uma armadura Ø16//0,15 onde o seu momento resistente é superior ao momento atuante sobre o pilar (P6D, ver Tabela 22).

Ver Peça Desenhada Laje Fungiforme (Laje tipo).

Foi efetuada também verificação das armaduras mínimas e máximas pelo EC2 [20], cumprindo com os limites exigidos.

Para as seções que não necessitam de armadura de esforço transversal verificou-se que o esforço transversal resistente, V_{Rd,c}=163,95kN, de acordo com o mesmo regulamento, é superior ao valor médio de esforço transversal atuante junto das vigas, sendo este inferior a 50kN, o que confirma a segurança ao esforço transversal.

Verificação do Punçoamento

Após verificação da segurança da seção ao esforço transversal, procedeu-se a verificação do estado limite último de punçoamento de acordo com as prescrições do EC2

[20], para os pilares interiores. Não se procedeu á verificação do punçoamento nos pilares de bordo e de canto devido à existência de uma viga de bordadura, embora possa existir alguns esforços que passem da viga para a laje.

Tabela 24 - Tensão atuante e tensão resistente de punçoamento

PILAR	β	μ_1 (m)	ρ_i	$C_{Rd,c}$	k	V_{Ed} (kN)	$U_{Rd,c}$ (Mpa)	$U_{Rd,c\ min}$ (MPa)	U_{Ed} (MPa)	$U_{Rd,max}$ (MPa)
0,20x0,60	2,01	3,90	0,0114	0,12	2,0	385,49	0,781	0,542	1,086	5,28

em que, β é uma relação entre as excentricidades da carga aplicada no pilar, V_{Ed} , com as dimensões do pilar, sendo utilizado o caso em que a carga é excêntrica aos dois eixos do pilar retangular interior; μ_1 é o perímetro do primeiro perímetro de controlo; ρ_i é a raiz quadrada do quociente entre as taxas de armaduras referentes às armaduras de tração aderentes nas duas direções e $U_{Rd,max}$ é a tensão máxima de punçoamento.

Como se pode comprovar pela Tabela 24 a tensão resistente, $U_{Rd,c}$, é inferior à tensão atuante, U_{Ed} , o que não verifica a segurança do punçoamento para o Estado Limite Último. Deste modo procedeu-se ao cálculo de uma armadura de punçoamento, de acordo como o ponto 9.4.3 do EC2 [20].

Dimensionamento de armadura de punçoamento

A área de um ramo de um estribo, $A_{sw,min}$ é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw,min}}{s_t \times s_r} \geq \frac{0.08}{1.5} \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.28)$$

Adotando-se $A_{sw,min}=0,5 \text{ cm}^2$ (Ø8)

$$\frac{0.5}{10 \times 15} \geq \frac{0.08}{1.5} \times \frac{\sqrt{30}}{500} \Leftrightarrow 3.3 \times 10^{-3} \geq 5.8 \times 10^{-4}$$

em que, s_t corresponde ao espaçamento dos estribos na direção tangencial, e s_r o espaçamento dos estribos na direção radial, como demonstra a Figura 26.

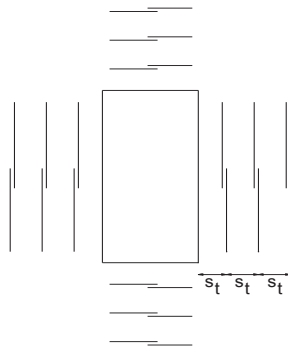
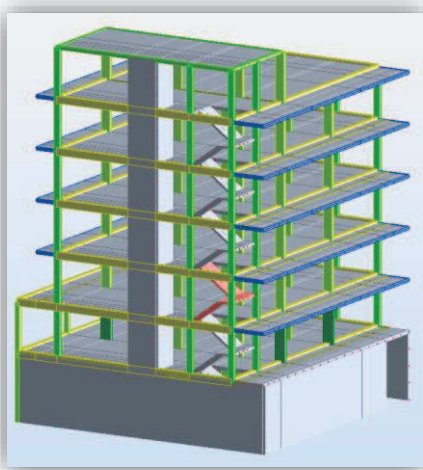


Figura 26 - Armadura de Punçoamento – Espaçamentos de estribos

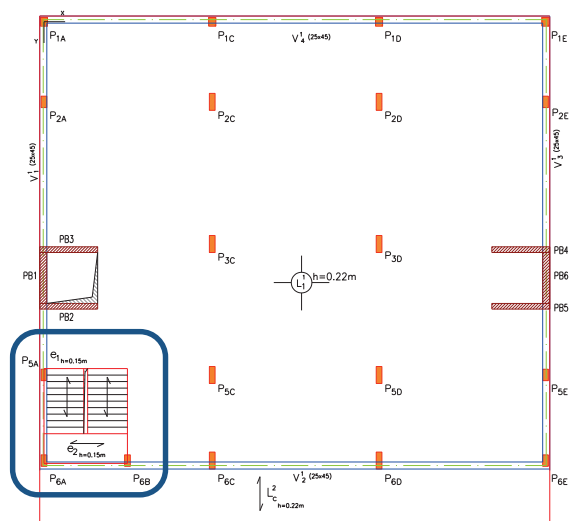
Considerou-se três perímetros de estribos de 4 ramos Ø8, com um espaçamento tangencial inicial de 75mm e de 100mm nos dois perímetros restantes, cumprindo com o limite imposto pelo EC2 [20] de $1,50d$, igual a 275mm e s_r igual a 150mm.

Laje de escadas

O dimensionamento da laje de escadas foi efetuado de forma ligeiramente diferente à laje fungiforme, pois é uma laje armada apenas numa direção. A laje de escadas dimensionada foi a do piso 1, Figura 27, sendo considerada como a laje de escadas tipo para o estudo, possuindo dois lanços de escadas com um vão de 3,6m e com um patamar de intermédio, com uma espessura de 0,15m.



a)



b)

Figura 27 - Laje de escadas em análise: a) Modelação Estrutural e b) Localização das escadas no piso 1

Após análise da modelação do elemento em estudo retiraram-se os momentos fletores mais condicionantes do lanço e patamar das escadas, e por consequentes as armaduras, como demonstra a Tabela 25.

Retirados os esforços de flexão mais condicionantes da parede de contenção, obteve-se, como demonstra a Tabela 26, os esforços e armaduras correspondentes.

Tabela 26 – Esforços condicionantes e armaduras adotadas

Muro	Esforço Flexão kNm/m		μ	ω	$A_{s,req}$ (cm ² /m)	Armadura	$A_{s,eff}$ (cm ² /m)
Direção Y	M_{Ed}^+	16,4	0,018	0,018	1,78	Ø10//0,15	5,24
	M_{Ed}^-	-14,98	0,016	0,016	1,62	Ø10//0,15	5,24
Direção X	M_{Ed}^+	74,10	0,081	0,084	8,32	Ø12//0,10	11,31
	M_{Ed}^-	-73,26	0,080	0,083	8,22	Ø12//0,10	11,31

Ver Peça Desenhada Parede de Contenção.

5.1.6. Fundações

Para o dimensionamento das fundações teve-se em conta para os Estados Limites Últimos os esforços de flexão, esforço transversal e punção, não sendo abordado o derrube e deslizamento. Tais valores permitiram efetuar a verificação da tensão de rotura do solo de fundação, considerando-se uma tensão admissível do solo de 300kPa.

Sapata Isolada

As sapatas dimensionadas para os pilares foram do tipo sapata quadrada e o esforço normal utilizado para o cálculo da área mínima de betão foi a combinação característica de ações. Assim dimensionou-se a sapata do pilar mais solicitado, sendo neste caso o pilar P2C de dimensões 2,50 x 2,50 m² e com uma altura de 0,70m. Estas dimensões respeitam as seguintes condições de rigidez e capacidade resistente do solo. O dimensionamento teve em consideração a excentricidade em ambas as direções, os comprimentos de carregamento e altura da sapata.

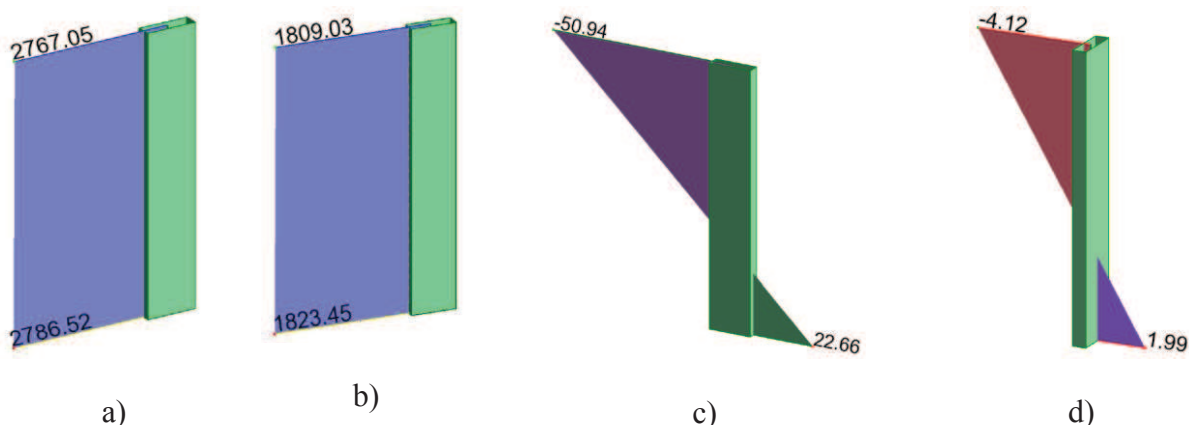


Figura 29 - Esforços na base do pilar P2C: a) $N_{Ed,Max}$, b) $N_{Ed,Raro}$, c) $M_{yy,max}$ e d) $M_{xx,max}$

Os esforços atuantes na sapata, do pilar P2C, excentricidades dos carregamentos, comprimentos carregados e altura adotada encontram-se na Tabela 27.

Tabela 27 - Esforços, excentricidade e dimensões da sapata S2

Direção	M_{Ed} (kN.m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,raro}$ (kN)	e (m)	B' (m)	B (m)	H (m)
Segundo X	1,83	2786,52	1823,45	0,0007	2,50	2,50	0,70
Direção	M_{Ed} (kN.m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,raro}$ (kN)	e (m)	L' (m)	L (m)	
Segundo Y	22,66	2786,52	1823,45	0,0081	2,50	2,52	

em que, $N_{Ed,raro}$ corresponde ao esforço normal devido às ações sísmicas, B' e L' correspondem ao comprimento carregado na direção i; B e L correspondem ao comprimento final da sapata na direção i e H a altura da sapata.

Desprezou-se o acréscimo da sapata devido ao seu reduzido valor.

No dimensionamento das armaduras foram considerados modelos de escoras e tirantes, ilustrado na Figura 30, para sapatas isoladas com mais de metade da base carregada, uma vez que as excentricidades obtidas foram menores que um quarto da dimensão em planta da sapata.

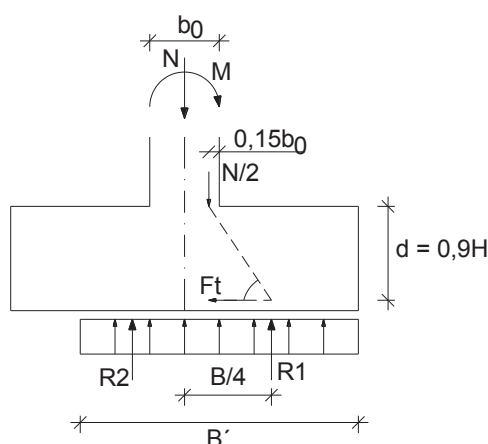


Figura 30 – Modelo de escoras e tirantes adaptado para uma sapata tipo

em que, b_0 e l_0 correspondem à dimensão do pilar, B' e L' são os comprimentos carregados da sapata segundo a direção i, N é a carga vertical e M o momento atuante na base do pilar.

Na Tabela 28 seguinte apresenta-se de forma sintetizada o cálculo das armaduras para a sapata tipo em estudo, mediante a reação existente na base ativa da sapata e a força de tração nas armaduras, F_t .

Tabela 28 - Cálculo da armadura adotada para a sapata S2

Direção	R ₁ (kN)	F _t (kN)	As/s (cm ² /m)	As/s _{eff} (cm ² /m)	Armadura
Segundo X	1348,83	813,58	7,43	7,54	Ø12//0,15
Segundo Y	1348,83	1188,25	10,93	11,31	Ø12//0,10

Considerou-se para a armadura superior em todas as fundações, uma malha de Ø10//0,15. Após o dimensionamento das armaduras da sapata tipo, efetuou-se a verificação da resistência ao punçoamento da sapata de pilar, de acordo com EC2[20].

Ver Peça Desenhada Sapata tipo.

Deste modo verificou-se a segurança ao Estado Limite Último de punçoamento na sapata tipo em estudo, como demonstra a Tabela 29.

Tabela 29 - Verificação do punçoamento na sapata S2 em análise

u ₁ (m)	d (m)	β	ΔV _{Ed} (kN)	V _{Ed} (kN)	V _{Ed,red} (kN)	v _{Ed} (Mpa)	v _{Rd,c} (Mpa)	v _{minX(2d)/a} (MPa)
3,78	0,62	1,01	774,71	2697,65	1922,94	0,82	1,08	1,23

em que, ΔV_{Ed} é a reação vertical útil no interior do perímetro de controlo; V_{Ed} é o punçoamento atuante; V_{Ed,red} é a força útil atuante.

A Tabela 30 apresenta de forma resumida as dimensões das sapatas, uma vez que se adotou a mesma armadura para todas as sapatas, variando a dimensão devido ao esforço axial em relação à ação sísmica em cada pilar.

Tabela 30 - Dimensões das sapatas adotadas

Sapata	Pilar	Dimensões (m)	Altura (m)
S1	P6B	1,60 x 1,60	0,70
S2	P2C, P6C P2D e P6D	2,50 x 2,50	0,70
S3	P3C, P5C, P3D, P5D	2,30 x 2,30	0,70

No Apêndice 6 é apresentado uma marcha de cálculo para o dimensionamento de fundações.

Sapata Contínua

Para o muro de contenção foi dimensionada uma sapata contínua, também pelo método de escoras e tirantes. Para tal somou-se as reações de todos os nós na base do edifício e dividiu-se pelo comprimento total do muro. Ao existirem também momentos na base do edifício, determinou-se um valor médio para as duas direções. Assim, como apresenta a Tabela 31, encontram-se os esforços obtidos na sapata e dimensões adotadas.

Tabela 31 - Esforços, excentricidades e dimensões adotadas

Direção	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed,max} (kN)	N_{Ed,raro} (kN)	e (m)	B' (m)	B (m)	H (m)
Segundo X	3,01	587,15	426,72	0,0051	1,50	1,01	0,70
Direção	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed,max} (kN)	N_{Ed,raro} (kN)	e (m)	L' (m)	L (m)	
Segundo Y	30,43	587,15	426,72	0,0518	1,00	1,60	

Obteve-se de seguida, como se pode verificar na Tabela 32, o dimensionamento da armadura por metro, da sapata em estudo.

Tabela 32 - Cálculo da armadura para a sapata contínua

Direção	R₁ (kN)	F_t (kN)	As/s (cm²/m)	As/s_{eff} (cm²/m)	Armadura
Segundo X	293,57	67,57	1,55	3,93	Ø10//0,20
Segundo Y	293,57	133,97	3,08	3,93	Ø10//0,20

Ver Peça Desenhada Parede de Contenção.

Sapata das Paredes Resistentes

Para o dimensionamento da sapata que recebe as paredes PB2 e PB3, determinou-se a carga vertical máxima na parede mais solicitada, PB2, sendo que os momentos fletores são nulos, uma vez que se modelou os apoios como sendo rotulados. Na Tabela 33 é apresentado as dimensões adotadas para a sapata da PB2.

Tabela 33 – Esforços e dimensões da sapata adotada na parede PB2

Direção	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed,max} (kN)	N_{Ed,raro} (kN)	e (m)	B (m)	H (m)
Segundo X	0,00	741,60	540,84	0,00	3,00	0,70
Direção	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed,max} (kN)	N_{Ed,raro} (kN)	e (m)	L (m)	
Segundo Y	0,00	741,60	540,84	0,00	1,5	

Assim obteve-se uma sapata conjunta para a PB2 e PB3 de 3,00m x 3,00m x 0,70m.

A Tabela 34 apresenta as armaduras adotadas para a sapata das paredes resistentes.

Tabela 34 – Cálculo da armadura para a sapata contínua

Direção	R₁ (kN)	F_t (kN)	As/s (cm²/m)	As/s_{eff} (cm²/m)	Armadura
Segundo X	370,80	179,51	1,38	3,93	Ø10//0,20
Segundo Y	370,80	70,63	1,08	3,93	Ø10//0,20

Viga de Travamento

Para o dimensionamento da viga de travamento tipo adotou-se as dimensões de 0,30 m x 0,50 m com armadura longitudinal superior e inferior de 3Ø16 e uma armadura transversal de 2R Ø8//0,20.

5.1.7. Estados Limites de Utilização

Para a verificação dos Estados Limites de Utilização procedeu-se numa primeira fase a uma abordagem ao EC2[20], onde é tido em consideração os Estados Limites de Fendilhação e Deformação.

Fendilhação

A fendilhação deve ser verificada com o objetivo de não comprometer o correto funcionamento ou durabilidade da estrutura, bem como do seu aspeto visual[20]. Para o controlo da fendilhação é definido um valor máximo, w_{max} , para a largura das fendas, w_k , tendo em consideração a sua função e natureza da estrutura[20].

A largura das fendas pode ser calculada, através do cálculo direto, ou pode ser controlada limitando o diâmetro dos varões ou o espaçamento dos varões, recorrendo-se deste modo ao controlo indireto. No presente estudo utilizou-se o controlo indireto, logo tanto para os elementos interiores com $w_k=0,4$ mm como para os elementos exteriores com $w_k=0,30$ mm, o espaçamento máximo adotado foi de 300mm.

Deformação

A deformação existente num elemento ou numa estrutura não deve por em causa o comportamento satisfatório ou o seu aspeto. São também definidos limites de deformação, situação semelhante á fendilhação, onde se tem em conta a sua função, a natureza, os acabamentos, as divisórias e acessórios[20].

Para as ações quase-permanentes a flecha de uma viga, laje ou consola após entrada em serviço não deve superior a $vão/250$, sendo que para a situação a longo prazo (flechas que ocorram após a construção) o seu limite é de $vão/500$.

No entanto o Estado Limite de Deformação pode ser verificado pela limitação da relação $vão/altura$, sendo considerado um controlo indireto, não sendo necessário efetuar o cálculo das flechas e compará-lo com o valor limite.

No presente estudo adotou-se o método indireto, onde para satisfazer os limites das flechas a relação $vão/altura$ devem respeitar as seguintes condições:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (5.29), \text{ se } \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho}{\rho_0} \right] \quad (5.30), \text{ se } \rho > \rho_0$$

As Tabelas 35,36, 37 e 38 sintetizam a verificação ao Estado Limite de Utilização para a Deformação.

Tabela 35 - Verificação do Estado Limite de Deformação na laje fungiforme em análise

Direção	k	ρ_0	ρ	L_i (m)	l/d	Correção $310/\sigma_s$	l/d Final	d_{min} (m)	d_{laje} (m)
Segundo X	1,2	0,0055	0,0025	5,22	63,17	1,22	77,24	0,068	0,183
Segundo Y			0,0026	5,95	58,24	1,16	67,69	0,088	

Tabela 36 - Verificação do Estado Limite de Deformação na laje de escadas em análise

	k	ρ_0	ρ	L_i (m)	l/d	Correção $310/\sigma_s$	l/d Final	d_{min} (m)	d_{laje} (m)
Lanço	1,0	0,0055	0,0044	3,60	23,55	3,13	73,71	0,05	0,12
Patamar			0,0044	2,95	23,55	3,13	73,71	0,04	

Tabela 37 - Verificação do Estado Limite de Deformação na parede de contenção em análise

Direção	k	ρ_0	ρ	L_i (m)	l/d	Correção $310/\sigma_s$	l/d Final	d_{min} (m)	d_{laje} (m)
Segundo X	1,0	0,0055	0,0053	5,95	20,51	1,36	27,90	0,21	0,214
Segundo Y			0,0024	4,20	30,01	2,95	88,40	0,05	

Tabela 38 - Verificação do Estado Limite de Deformação na viga em análise

k	ρ_0	ρ	L_i (m)	l/d	Correção $310/\sigma_s$	l/d Final	d_{min} (m)	d_{viga} (m)
1,3	0,0055	0,0034	5,95	42,87	1,22	52,36	0,114	0,40

em que, ρ_0 corresponde á taxa de armadura de referência, ρ é a taxa de armaduras de tração necessária a meio vão, ρ' é a taxa de armaduras de compressão necessárias a meio vão, L_i é o maior vão do elemento em análise, l/d é o valor limite da relação vão/altura, correção $310/\sigma_s$ consiste numa correção de forma a tornar o cálculo mais conservativo do valor l/d e d_{min} é o valor mínimo de altura útil do elemento.

Numa segunda fase da análise dos Estados Limites de Utilização abordou-se o regulamento EC8[9] onde este tem como foco a Limitação de Danos de uma estrutura.

Limitação de danos

A limitação de danos consiste numa metodologia com o objetivo de minimizar as consequências provocadas essencialmente por ações sísmicas de menor intensidade com maior probabilidade de ocorrência. Esta verificação é efetuada mediante a limitação dos deslocamentos relativos entre pisos preconizada no EC8 [9]. Assim para o caso em estudo classificou-se o edifício como edifício que possui elementos não estruturais construídos com materiais dúcteis, onde a limitação imposta é:

$$d_r \times v \leq 0.0075h \quad (5.31)$$

$$d_r = \frac{\sqrt{d_x^2 + (0.3d_y)^2}}{\sqrt{d_y^2 + (0.3d_x)^2}} \quad (5.32)$$

em que, d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos; v é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos; h é a altura entre pisos.

A Tabela 39 apresenta os valores dos deslocamentos entre pisos e a Tabela 40 o deslocamento total para o pilar P5E, pilar que representa um dos pilares centrais em planta na solução estrutural. Os valores apresentados são referentes á combinação sísmica, sendo apresentado o maior valor de deslocamento do Sismo Tipo 1 e Tipo 2, para cada direção.

Tabela 39 – Deslocamentos máximos relativos entre pisos

Piso	Deslocamento entre pisos		Limite (cm)
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	0,0075H
0	0,00	0,00	3,15
1	0,20	0,30	2,40
2	0,30	0,40	2,40
3	0,30	0,40	2,40
4	0,40	0,50	2,40
5	0,20	0,40	2,40

Tabela 40- Deslocamento total da estrutura para combinação sísmica

H (m)	Deslocamento Total (cm)	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)
20,2	1,4	2,0

5.2. Edifício em Estrutura Metálica

No dimensionamento em estrutura metálica recorreu-se essencialmente a modelos estruturais tridimensionais realizados no programa de elementos finitos, Figura 31, como já foi referido anteriormente. A simulação da estrutura permite verificar as deformações esforços e reações. Segundo o princípio preconizado pelo Eurocódigo 3 [32], é verificada a segurança da estrutura, onde o esforço resistente em análise terá de ser superior ao esforço atuante. Os valores obtidos do software foram determinados mediante a combinação de ações, adotando-se os coeficientes de segurança e os valores reduzidos das ações discriminadas no regulamento abordado.

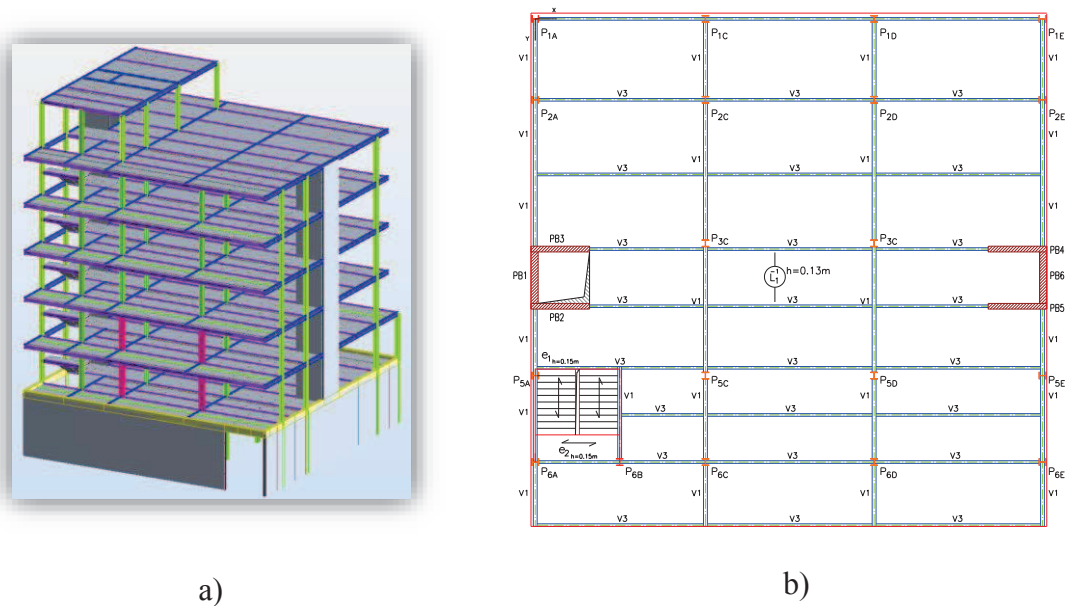


Figura 31 – Solução Metálica: a) Modelação Estrutural e b) Planta do piso 1

5.2.1. Vigas

Para o dimensionamento das vigas, começou-se por definir as vigas principais e vigas secundárias para a laje do piso do edifício em estudo. Adotaram-se para as vigas principais perfis IPE270, com 5,20m de comprimento e com afastamento máximo de 5,95m e para as secundárias perfis IPE180 tendo 5,95m de comprimento e com espaçamentos inferiores a 2,60m.

Recorrendo-se ao programa de cálculo de vigas mistas, ArcelorMittal Beams Calculator, procedeu-se à definição das características dos perfis, aos espaçamentos correspondentes e às cargas aplicadas. Este processo efetuou-se primeiramente para as vigas principais e posteriormente para as secundárias.

Em anexo apresenta-se o relatório de verificação da segurança obtido do software de dimensionamento.

5.2.2. Pilares

O método de dimensionamento dos pilares metálicos teve como base a regulamentação do EC3 [32] onde foi analisado a resistência das seções transversais, a resistência dos elementos, a resistência das ligações, estabilidade da estrutura e o equilíbrio estático.

No Anexo 3 apresenta-se o relatório das verificações da segurança dos pilares dimensionados, sendo apenas analisada a seção mais solicitada de cada perfil HEB240 e HEB300.

5.2.3. Lajes

Como já foi mencionado, nesta solução estrutural, a laje adotada foi do tipo laje colaborante, ver Figura 32, sendo o tipo de laje mais comum em soluções estruturais metálicas. Assim recorrendo à tabela do fornecedor apresentada na Seção 4.5.2, escolheu-se o modelo de chapa Haircol 59S de espessura 0,75mm.

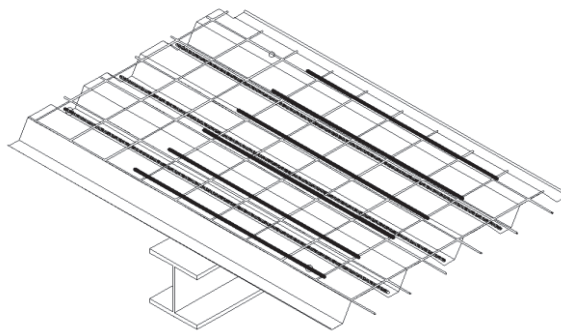


Figura 32 - Laje mista aço-betão

Sendo este um elemento que descarrega nas vigas secundárias e nas vigas principais, as suas características e propriedades foram introduzidas no modelo de cálculo das vigas mistas. Existem algumas disposições construtivas a ter em consideração, nomeadamente a espessura mínima da seção transversal de uma laje colaborante, distâncias mínimas aos apoios, armaduras necessárias e conetores a adotar. Todos os limites mínimos exigidos pelo EC4 [65] foram tidos em consideração para um correto funcionamento da laje mista aço-betão dimensionada.

Em relação á laje de escadas, esta é um elemento comum às duas soluções estruturais, onde o seu dimensionamento já foi efetuado anteriormente.

5.2.4. Paredes Resistentes e Paredes de Contenção

As paredes resistentes e paredes de contenção são também elementos comuns às duas soluções, pelo que o seu dimensionamento já foi também efetuado.

5.2.5. Fundações

As fundações das estruturas metálicas são sempre menos esforçadas que as fundações de soluções de estruturas em betão armado, visto que o peso volúmico do betão é muito superior ao do aço, embora os pilares metálicos possuam uma menor inércia. Deste modo efetuou-se o dimensionamento das sapatas para a solução metálica, mediante os mesmos procedimentos e verificações adotadas na situação em betão armado.

As Tabela 41 e 42 apresentam os esforços obtidos, as dimensões das sapatas e armaduras correspondentes.

Tabela 41 - Esforços e dimensões das sapatas segundo a direção X

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,raro}$ (kN)	B' (m)	B (m)	H (m)	(As/s) (cm ²)	Armadura
P2C	0,30	2340,76	1372,54	2,30	2,31	0,70	6,11	Ø12//0,15
P3C	0,12	1625,20	915,71	2,00	2,00	0,70	4,57	Ø12//0,15
P5C	10,98	1456,37	812,43	1,90	1,92	0,70	4,10	Ø12//0,15
P6C	0,91	1785,06	1009,11	2,00	2,01	0,70	5,02	Ø12//0,15
P2D	0,30	2166,46	1254,28	2,20	2,21	0,70	6,09	Ø12//0,15
P3D	0,33	1480,36	808,91	1,90	1,90	0,70	4,16	Ø12//0,15
P5D	0,45	1381,74	761,59	1,90	1,92	0,70	3,89	Ø12//0,15
P6D	1,29	2423,87	1347,76	2,30	2,31	0,70	6,33	Ø12//0,15
P6B	0,10	1238,86	865,98	1,70	1,72	0,70	3,48	Ø10//0,20

Tabela 42 - Esforços e dimensões das sapatas segundo a direção y

Pilar	M_{Ed} (kN.m)	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{Ed,raro}$ (kN)	L' (m)	L (m)	H (m)	(As/s) (cm ²)	Armadura
P2C	7,19	2340,76	1372,54	2,30	2,30	0,70	9,38	Ø12//0,10
P3C	0,10	1625,20	915,71	2,00	2,00	0,70	6,47	Ø12//0,10
P5C	12,49	1456,37	812,43	1,90	1,92	0,70	5,80	Ø12//0,10
P6C	9,25	1785,06	1009,11	2,00	2,00	0,70	7,11	Ø12//0,10
P2D	7,68	2166,46	1254,28	2,20	2,20	0,70	8,63	Ø12//0,10
P3D	0,19	1480,36	808,91	1,90	1,90	0,70	5,90	Ø12//0,10
P5D	13,52	1381,74	761,59	1,90	1,90	0,70	5,50	Ø12//0,10
P6D	16,66	2423,87	1347,76	2,30	2,30	0,70	9,71	Ø12//0,10
P6B	13,10	1238,86	865,98	1,70	1,70	0,70	4,93	Ø10//0,15

Na Tabela 43 seguinte apresenta-se de forma sintetizada as dimensões das sapatas e armaduras correspondentes.

Tabela 43 - Dimensões e armaduras das sapatas adotadas

Sapata	Pilar	Dimensões (m)	Altura (m)	Armadura Direção X	Armadura Direção Y
S1	P6B	1,70 x 1,70	0,70	Ø10//0,20	Ø10//0,15
S2	P3D, P5C e P5D	1,90 x 1,90	0,70	Ø10//0,20	Ø10//0,15
S3	P3C e P6C	2,00 x 2,00	0,70	Ø12//0,15	Ø12//0,10
S4	P2C, P2D e P6D	2,30 x 2,30	0,70	Ø12//0,15	Ø12//0,10

É de salientar que não foi verificado a segurança ao Estado Limite de Punçoamento, uma vez que os esforços axiais provocados nas sapatas são inferiores aos esforços da solução em betão, onde se verificava a segurança, embora apresentem dimensões inferiores.

No que diz respeito à ligação dos pilares metálicos às sapatas, esta deve ser efetuada com chumbadores roscados entrando no interior da mesma, uma vez que na base dos pilares existirá um negativo, que permite a amarração à fundação.

5.2.6. Verificação dos Estados Limites Últimos

A verificação dos Estados Limites Últimos para a solução metálica foi efetuada no programa de elementos finitos, sendo que este é regido pelo regulamento em vigor, EC3 [32], onde nesse mesmo software são realizadas as verificações:

- Verificação da seção à Tração
- Verificação da seção à Compressão
- Verificação da seção à Encurvadura
- Verificação da seção à Flexão
- Verificação da seção à Encurvadura Lateral
- Verificação da seção à Flexão Desviada com Compressão
- Verificação da seção à Flexão Desviada
- Verificação da seção à Flexão com Esforço Transverso
- Verificação da seção ao Esforço Transverso

No Apêndice 7 é apresentado uma marcha de cálculo para as verificações dos Estados Limites Últimos de secções metálicas.

5.2.7. Verificação dos Estados Limites de Utilização

A verificação aos Estados Limites de Utilização foi também realizada de acordo com o EC3[32], sendo abordado a verificação nos pilares e vigas.

Em termos de verificações regulamentares para as vigas, de acordo com o Quadro NA.I e Artº. 7.2.2(1) do Anexo Nacional do EC3 [32], verificou-se a deformada existente do elemento tendo como limite $L/250$ e a frequência de vibração, onde para dispensa de verificação das acelerações verticais esta tem de ser superior a 3Hz.

A Tabela 44 apresenta de forma resumida o relatório de verificação da segurança das vigas dimensionadas.

Tabela 44 - Deformada e frequência das vigas em estudo

Viga	Deformada (mm)	Frequência, f (Hz)
Viga Principal	$L/498=10,4$	6,19
Viga Secundária	$L/296=20,1$	4,34

No Anexo 2 apresenta-se o relatório do cálculo obtido do software.

No que diz respeito aos pilares, os deslocamentos horizontais de acordo com o Artº. 7.2.2(1) do Anexo Nacional do EC3 [32] apresentam um limite de $H/300$ para as combinações características em situação entre pisos, sendo H a altura do pilar (ver Tabela 45) e $H/500$ para a estrutura total, sendo H a altura do edifício (ver Tabela 46).

Tabela 45 - Verificação do deslocamento dos pilares metálicos para combinação característica

Piso	Deslocamento Total		Deslocamento entre pisos		Limite (cm)
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	H/300
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,40
1	0,00	0,10	0,00	0,10	1,07
2	0,10	0,30	0,10	0,20	1,07
3	0,10	0,40	0,00	0,10	1,07
4	0,10	0,60	0,00	0,20	1,07
5	0,20	0,80	0,10	0,20	1,07

Tabela 46 - Deslocamento total da estrutura para combinação característica

H (m)	Deslocamento Total (cm)		H/500
	Direção X	Direção Y	
20,20	0,20	0,80	4,04

Para a verificação do deslocamento em relação ao sismo limitou-se o valor máximo para a situação de edifícios com elementos não estruturais dúcteis de acordo o EC8 [9].

A Tabela 47 apresenta os valores dos deslocamentos totais e entre pisos para o pilar P5E. Os valores apresentados são referentes á combinação sísmica, sendo apresentado o maior valor de deslocamento do Sismo Tipo 1 e Tipo 2, para cada direção.

Tabela 47 - Verificação do deslocamento dos pilares metálicos para combinação sísmica

Pis o	Deslocamento Total		Deslocamento entre pisos		Limite (cm)
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	0,0075H
0	0,00	0,10	0,00	0,10	3,15
1	0,30	0,50	0,30	0,40	2,40
2	0,70	1,10	0,40	0,60	2,40
3	1,20	1,90	0,50	0,80	2,40
4	1,80	2,80	0,60	0,90	2,40
5	2,30	3,70	0,50	0,90	2,40

Tabela 48 - Deslocamento total da estrutura para combinação sísmica

H (m)	Deslocamento Total (cm)	
	Direção X	Direção Y
20,20	2,30	3,70

5.2.8. Ligações Metálicas

O dimensionamento das ligações metálicas não foi elemento de análise no presente estudo, sendo apenas abordadas na Seção 3, onde são explicadas as ligações metálicas mais comuns nas soluções em estrutura metálica.

6. Análise Comparativa

O presente capítulo apresenta a quantificação dos materiais necessários à realização de cada uma das soluções e respetivos orçamentos. É efetuada uma análise dos resultados obtidos, essencialmente através do seu custo associado, tempo de execução e peso estrutural, resultando numa avaliação técnico-económica.

6.1. Edifício em Betão Armado

Pretende-se neste tópico apresentar de forma detalhada um mapa de quantidades de todos os elementos estruturais e o custo associado à sua execução da solução em betão armado.

6.1.1. Quantificação de Materiais

Para um rigoroso procedimento na quantificação das quantidades necessárias para a realização da solução em betão armado, efetuou-se uma mediação individual a todos os elementos estruturais, fazendo posteriormente uma comparação com o mapa de quantidades obtido do software de modelação, para verificação de eventuais erros de medição. Assim a Tabela 49 apresenta o mapa de quantidades obtido para a solução estrutural em betão armado.

Tabela 49 - Mapa de Quantidades da solução em betão armado

Elemento Estrutural	Unidade de Medição	Quantidade
Fundações	m ³	135,19
Pilares	m ³	36,08
Vigas	m ³	46,94
Laje fungiforme	m ³	413,92
Lajes de escadas	m ³	13,86
Paredes Resistentes (elementos de contraventamento)	m ³	55,37
Paredes de Contenção	m ³	71,61
Total - Betão	m³	772,97
Total - Betão	Toneladas	1932,43
Total - Aço	Toneladas	37,17

No Apêndice 8 apresenta-se o orçamento detalhado da solução em betão armado.

6.1.2. Orçamento

Após as medições apresentadas no mapa de quantidades (ver Tabela 49) realizou-se o orçamento. Os preços unitários apresentados são preços praticados pela generalidade das empresas de construção civil, incluindo custos administrativos e com um lucro de 15 por cento do valor total.

O custo da solução em betão armado é de **duzentos e noventa e seis mil novecentos e sessenta e cinco euros e setenta e seis cêntimos (296 965.76 euros)**, resultando num preço final por m² de cento e quarenta e nove euros (149 euros).

No Apêndice 8 apresenta-se a listagem de quantidades e preços unitários do respetivo orçamento.

6.2. Estrutura Metálica

Nesta secção é apresentada de forma detalhada um mapa de quantidades de todos os elementos estruturais e o custo associado à execução da solução em estrutura metálica.

6.2.1. Quantificação de Materiais

O procedimento realizado para a obtenção do mapa de quantidades foi ligeiramente diferente ao realizado para a solução de betão armado. As quantidades do aço utilizado, em quilograma da respetiva parte metálica, foram obtidas diretamente do programa de cálculo automático utilizado para a modelação estrutural. A parcela de betão, relativo a paredes resistentes (elementos de contraventamento, parede de contenção e laje de escadas é igual à determinada para a estrutura em betão armado. A Tabela 50 apresenta o mapa de quantidades obtido para a solução estrutural em aço.

Tabela 50 - Mapa de quantidades da solução em estrutura metálica

Elemento Estrutural	Unidade de Medição	Quantidade
Fundações	m ³	127,40
Pilares	Kg	27752,00
Vigas	Kg	34721,00
Laje colaborante	m ³	255,79
Lajes de escadas	m ³	13,86
Paredes Resistentes (elementos de contraventamento)	m ³	55,37
Paredes de Contenção	m ³	71,61
Total - Betão	m³	524,03
Total - Betão	Toneladas	1310,08
Total - Aço	Toneladas	86,90

No Apêndice 10 apresenta-se a listagem de quantidades e preços unitários do respetivo orçamento.

6.2.2. Orçamento

O orçamento realizado para a solução metálica foi efetuado da mesma forma que para a solução de betão armado, obtendo-se um custo final de **duzentos e noventa e oito mil novecentos e setenta e três euros e oitenta e cinco cêntimos (298 973.85 euros)**, resultando num preço final por m² de cento e cinquenta euros (150 euros).

No Apêndice 10 apresenta-se a listagem de quantidades e preços unitários do respetivo orçamento.

6.3. Síntese dos resultados obtidos

Para a seguinte análise dos resultados obtidos efetuou-se uma listagem de categorias a ter em consideração na comparação técnico-económica entre as soluções estruturais em estudo, incluindo:

- Frequência, Período e Fatores de Participação Modal;
- Dimensionamento/Esforços;
- Custo associado;
- Tempo de Execução;
- Peso Estrutural.

6.3.1. Frequência, Período e Participação de Massa Modal

As frequências obtidas das duas soluções estruturais em estudo, são apresentadas nas Tabela 51 e 52 e Figura 33.

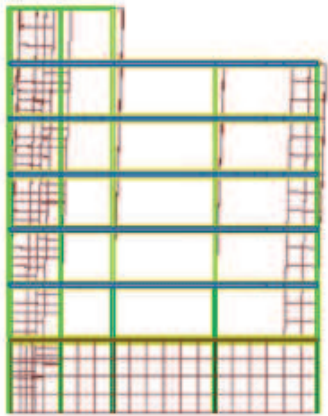
Tabela 51 - Frequências próprias, Períodos e fatores de participação modal para a solução em betão armado

Solução em Betão Armado				
Modo de Vibração	Frequência, f (Hz)	Período, T (s)	Fatores de Participação Modal	
			X-X	Y-Y
1	0,85	1,18	0,10	58,88
2	1,20	0,83	59,07	0,11
3	1,42	0,70	0,00	0,07

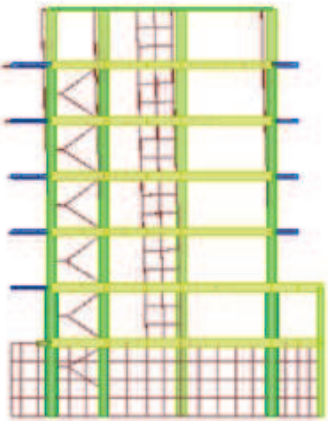
Tabela 52 - Frequências próprias, Períodos e fatores de participação modal para a solução em estrutura metálica

Solução em Estrutura Metálica				
Modo de Vibração	Frequência, f (Hz)	Período, T (s)	Fatores de Participação Modal	
			X-X	Y-Y
1	0,68	1,46	0,24	56,25
2	0,97	1,03	54,96	0,25
3	1,16	0,86	0,13	0,09

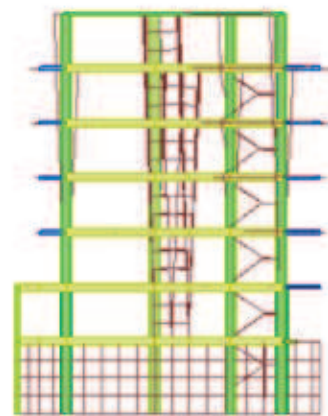
Solução Betão Armado



Modo 1 – Frequência 0,85 Hz

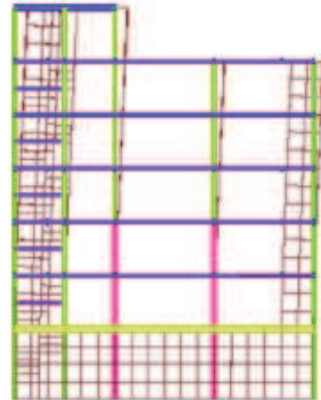


Modo 2 – Frequência 1,20 Hz

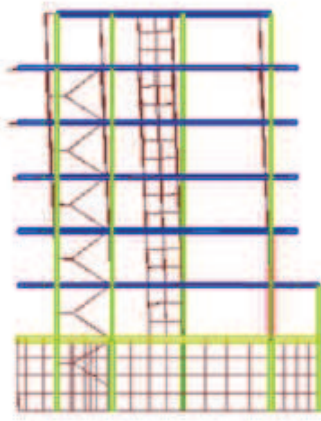


Modo 3 – Frequência 1,42 Hz

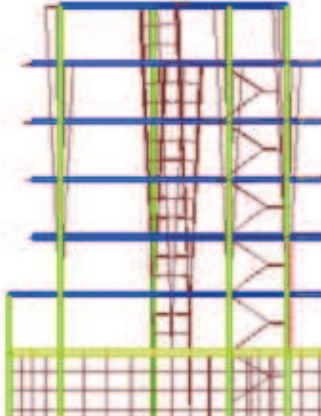
Solução Estrutura Metálica



Modo 1 – Frequência 0,68 Hz



Modo 2 – Frequência 0,97 Hz



Modo 3 – Frequência 1,16 Hz

Figura 33 – Os três primeiros modos de vibração para cada uma das soluções estudadas

A solução com estrutura em betão armado apresenta valores da frequência superiores á da solução com estrutura metálica sendo um indicador de uma estrutura mais rígida.

Assim, possuindo as soluções em betão armado uma maior rigidez, os deslocamentos relativos entre pisos e totais serão sempre menores que nas soluções metálicas (ver nas Tabelas 39 e 40 da Seção 5.1.7 nas Tabela 47 e 48 da Seção 5.2.7). Sendo as estruturas metálicas mais flexíveis, os deslocamentos relativos entre pisos e deslocamentos totais serão maiores, onde no presente estudo em termos de deslocamentos totais os valores são 40% superiores, obrigando assim a maiores juntas de construção em situações em que são colocados em banda.

No que diz aos deslocamentos horizontais entre pisos, o mais rigoroso seria a adoção de paredes resistentes apenas na solução em betão e introdução de contraventamentos metálicos na solução metálica. Contudo as soluções metálicas têm um melhor comportamento e conseqüentemente menores esforços em relação á ação sísmica com soluções de núcleos de betão. Deste modo, permitiu-se controlar melhor os deslocamentos da estrutura metálica e reduzir os esforços nos pilares.

Em relação aos fatores de participação modal verifica-se que ambas as soluções possuem valores muito semelhantes para os 3 primeiros modos. De acordo com Ruivo (2010) [66] para uma correta conceção estrutural antissísmica deve ser garantido que os dois primeiros modos de vibração são de translação pura e o terceiro de rotação sem participação de massa modal. Tal pressuposto permite minimizar os esforços nos elementos estruturais e por conseqüência os seus deslocamentos. Esta situação é comprovada no presente estudo, onde na solução em betão armado nos dois primeiros modos os fatores de participação modal rondam os 60% e na solução metálica os 55%, em relação ao terceiro modo este é de translação pura pois estes fatores são praticamente nulos (ver Seção 6.3.1 Tabelas 51 e 52).

6.3.2. Esforços de Dimensionamento

Ao fazer uma análise comparativa entre as soluções estruturais, tornou-se fundamental fazer uma comparação entre os esforços gerados nas paredes resistentes, pois constituem o sistema de contraventamento de ambas as soluções e nos esforços obtidos nas bases dos pilares, uma vez que foram modelados da mesma forma, isto é, encastrados.

Tabela 53 - Esforços condicionantes nas paredes resistentes

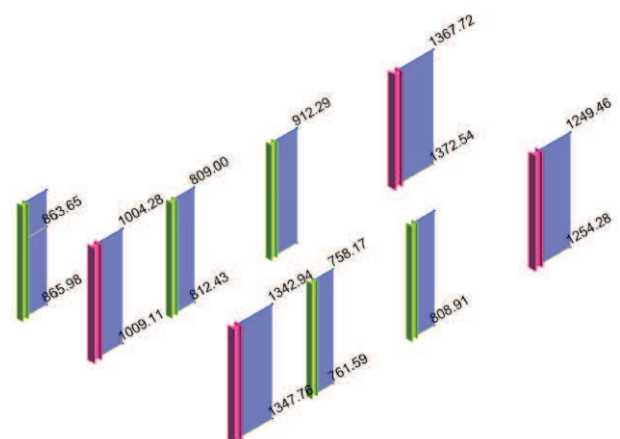
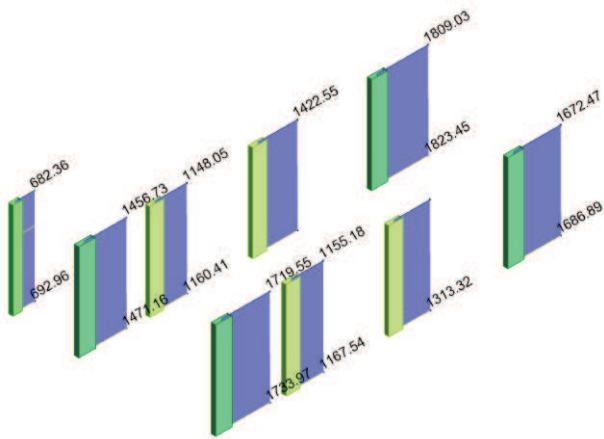
Esforço	Solução Betão Armado	Solução Estrutura Metálica	
M_{yy} (kN.m)	57,71	163,23	64,64 %
M_{xx} (kN.m)	38,92	54,86	29,06 %
N_{Ed} (kN)	1415,46	1976,53	28,39 %

Ao analisar a Tabela 53 verificou-se que na solução em estrutura metálica os esforços exercidos nas paredes resistentes, são muito superiores aos existentes na solução em betão armado. Observando-se uma variação entre os 29% e 64,6% em termos de momentos fletores e cerca de 28,4% de esforço axial. Esta situação é justificada pelo facto de os pilares metálicos serem mais flexíveis e possuindo uma inércia muito inferior quando comparada com os pilares em betão, assim os esforços vão ser absorvidos pelo elemento mais rígido, sendo neste caso os núcleos de betão.

A Figura 34 apresenta os esforços obtidos na base dos pilares na modelação efetuada em cada solução estrutural, para a combinação sísmica mais condicionante.

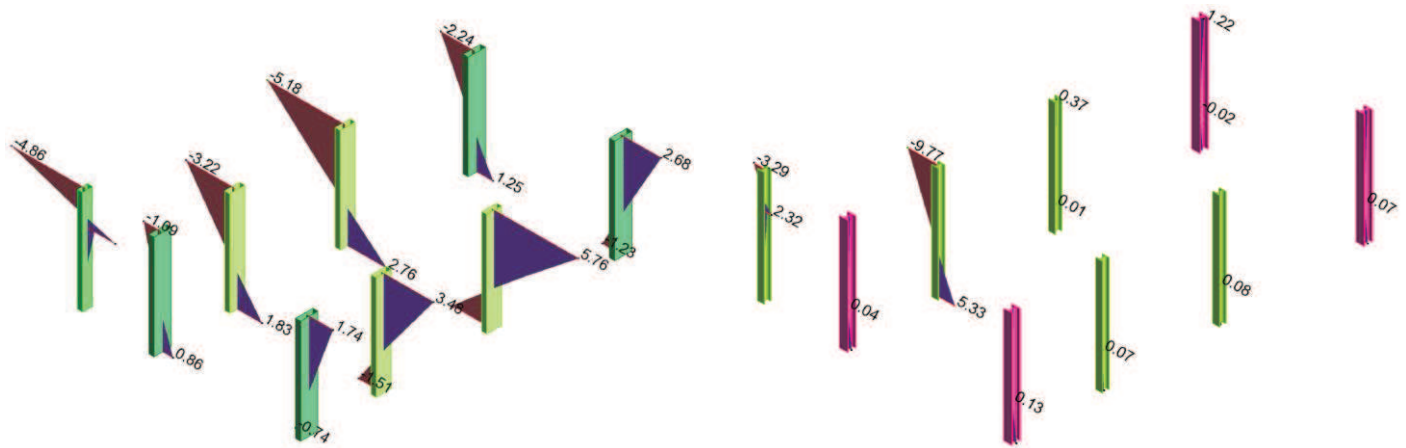
Solução Betão Armado

Solução Metálica



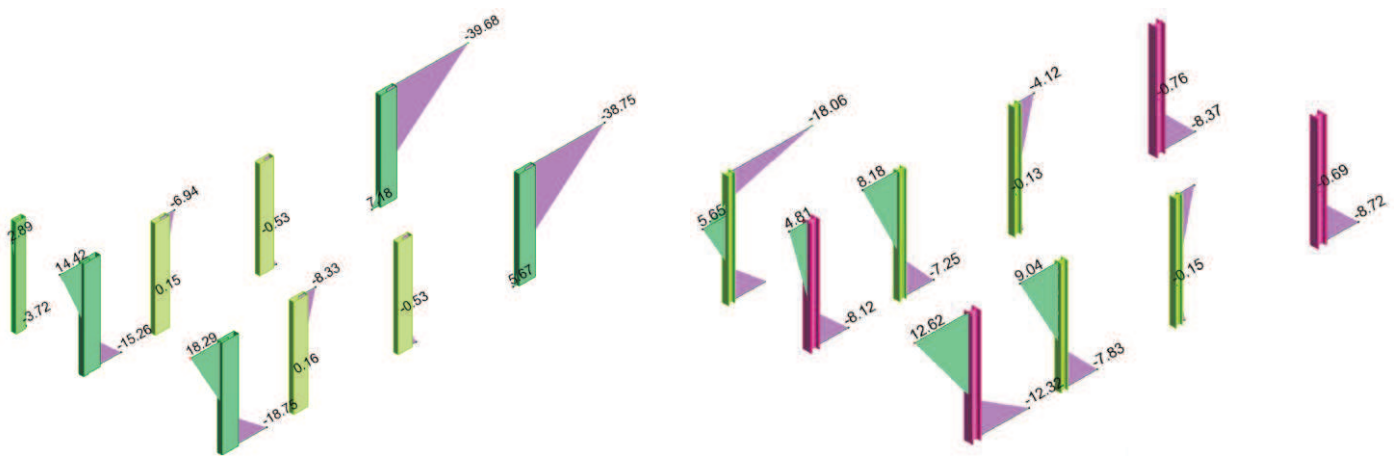
Esforço Axial, N_{Ed,sismo} (kN)

Esforço Axial, N_{Ed,sismo} (kN)



Momento Fletor, $M_{xx,sismo}$ (kN.m)

Momento Fletor, $M_{xx,sismo}$ (kN.m)



Momento Fletor, $M_{yy,sismo}$ (kN.m)

Momento Fletor, $M_{yy,sismo}$ (kN.m)

Figura 34 – Esforços na base dos pilares em ambas as soluções – Combinação sísmica condicionante

Ao analisar os esforços existentes na base dos pilares para a situação mais condicionante da ação sísmica de cada solução, verificou-se que em termos de esforço axial a solução metálica possui um valor máximo inferior na ordem dos 24,7% e nos momentos fletores cerca de 34,7%. Esta diferença é também justificada pelos pilares em betão absorverem mais esforços que na solução metálica, dada á sua maior inércia e por conseqüente rigidez e pelo facto de na solução metálica os núcleos de betão absorverem mais esforços que os pilares metálicos. Conseqüentemente ao analisar o dimensionamento efetuado das fundações dos pilares na Seção 5.1.7 e Seção 5.2.5, verificou-se na solução em betão armado um volume de betão de 41,95m³ e na solução metálica 34,16m³ o que se traduz numa diferença percentual superior para a solução em betão armado de cerca de 18,6%.

6.3.3. Custo associado

Ambas as soluções estruturais apresentam um custo final muito semelhante como é ilustrado na Figura 35, podendo este variar com as margens de lucro praticadas pelas empresas e oscilações de preço dos materiais no mercado atual.

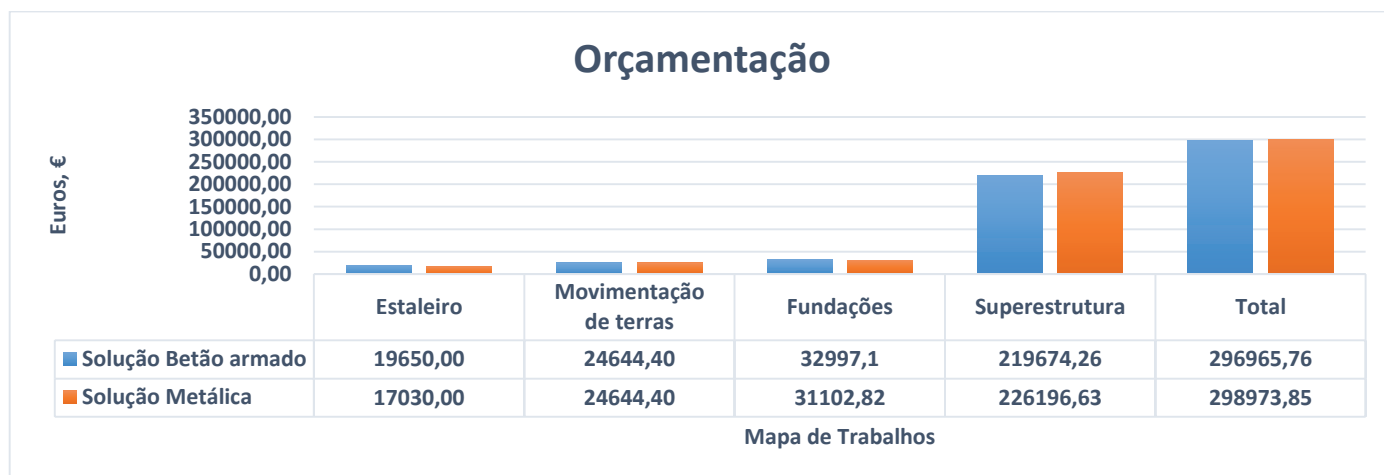


Figura 35 - Comparação de orçamentos das soluções estruturais

6.3.4. Tempo de Execução

A Figura 36 apresenta uma estimativa de uma possível comparação em termos de tipologia de edifício, 5, 10 e 15 pisos, para ambas as soluções estruturais, onde se pode constatar um ganho de cerca de 33% em termos temporais por parte das soluções metálicas. Verifica-se que a solução com estrutura metálica é vantajosa em relação à solução da construção com estrutura de betão armado. Este facto permite em muitas situações ser um fator preponderante na escolha da solução a adotar, pois correntemente a aplicação de multas por falta de cumprimento de prazos de execução das obras é muito comum, sendo um incremento no valor final da obra.



Figura 36 - Estimativa do tempo de execução

É de salientar que não foi tido em conta o fator risco, pois quanto mais alto for o edifício maiores deverão ser os procedimentos de segurança, logo pressupõe-se mais tempo de execução e mais custos associados.

No Apêndice 9 e 11 está representada um planeamento/mapa de trabalhos para a construção do edifício em estudo, para a solução em betão armado e em estrutura metálica, respetivamente.

6.3.5. Peso Estrutural

A Figura 37 sintetiza os valores obtidos dos pesos estruturais de ambas as soluções. Verifica-se novamente uma discrepância existente entre as duas soluções, onde a solução em betão armado apresenta um peso final com cerca 29% de toneladas a mais que a solução metálica.



Figura 37 - Peso estrutural de ambas as soluções estruturais

7. Conclusões

O betão e o aço apresentam características muito distintas: a resistência e durabilidade são as grandes vantagens das construções em betão armado e a rapidez de execução, leveza e esbelteza estrutural são os pontos fortes das construções em aço. Estes materiais estruturais são os mais utilizados na construção civil, e como demonstrou a presente dissertação, podem completar-se ou competindo entre si.

Para se proceder uma análise rigorosa sobre o comportamento estrutural de uma solução estrutural foi fundamental recorrer-se a programas tridimensionais que simulassem o seu comportamento. Assim no presente estudo modelou-se o edifício em ambas as soluções, onde se pôde concluir que a modelação em estrutura metálica é ligeiramente mais complexa, pois foi necessário proceder-se à colocação de rótulas nas vigas metálicas e nas faces dos elementos que simulavam a laje colaborante, com o objetivo de simplificar a ligação entre os elementos viga-pilar e no caso da laje serviu para garantir que as cargas eram descarregadas apenas numa direção, transmitindo apenas os esforços às vigas secundárias.

Consequentemente, com base exclusivamente nos resultados obtidos da análise dinâmica realizada neste trabalho, conclui-se que em relação às frequências, períodos e fatores de participação modal, que as soluções em betão armado possuem frequências ligeiramente superiores, logo traduzem-se em soluções mais rígidas. Sendo a rigidez estrutural diretamente proporcional ao quadrado da frequência, a solução em betão armado é cerca de 20% mais rígida que a solução em estrutura metálica, para o presente caso de estudo.

Tendo-se adotado para as duas soluções o mesmo sistema de contraventamento, paredes resistentes em betão armado, foi essencial comparar os esforços nesses mesmos elementos onde se verifica na solução em estrutura metálica um acréscimo de 28,4 % de esforço axial e um acréscimo variando entre 29,0% e 64,5% nos momentos fletores. Em sentido contrário, verifica-se que os pilares metálicos, devido à sua menor inércia, são menos solicitados que os pilares em betão armado. Conclui-se assim também que a solução em betão armado permite uma melhor redistribuição dos esforços pelos elementos verticais.

De igual modo se verifica que o volume de betão nas fundações da solução em estrutura metálica é bastante inferior representando um valor de 18,6%.

Com base unicamente nos resultados deste trabalho verifica-se que a solução em betão armado tem custos associados ligeiramente inferiores aos da solução metálica, da ordem de 1,0%.

Conclui-se igualmente que a solução com estrutura metálica permite obter um ganho de cerca 33% no tempo de execução da obra. A par das questões económicas este fator torna-se na grande maioria dos casos um fator decisivo tanto na escolha da solução a adotar.

Por último é de salientar os valores obtidos para o peso estrutural associado a cada uma das soluções estudadas. Conclui-se que a solução metálica apresenta um peso estrutural, em toneladas, cerca de 29% inferior ao peso da solução em betão armado.

7.1. Desenvolvimentos Futuros

Devido ao extenso trabalho desenvolvido e aos objetivos iniciais neste trabalho, não foi possível fazer algumas comparações entre as soluções estruturais avaliadas.

Deste modo seria interessante realizar um estudo comparativo destas soluções em várias regiões do país, com edifícios de diferentes alturas, com diferentes classes de ductilidade, ou mesmo uma solução inteiramente em betão armado e outra totalmente metálica incluindo os contraventamentos.

Com evolução da presente dissertação revelou-se também fundamental a introdução da metodologia BIM, Building Information Modeling, tanto em fase de projeto como em fase de execução. Assim esta temática tornou-se uma necessidade a desenvolver em trabalhos futuros, com o intuito de perceber o seu contributo para os projetos na área da engenharia civil, nomeadamente nos projetos de estruturas.

Referências Bibliográficas

1. Campos, M.H.A.C., A Construtibilidade em projectos de edifícios para o Ensino Superior Público em Portugal, Universidade do Minho, MsC, 249, 2002
2. Castelo, J.L.d.C., Desenvolvimento de modelo conceptual de sistema construtivo industrializado leve destinado à realização de edifícios metálicos, Universidade do Porto, MsC, 278, 2008
3. Piedade, A.C., *Princípios de construção de edifícios*. 1995, Instituto Superior Técnico (IST).
4. Andrade, P.H., Evolução do concreto Armado, Universidade Anhembi Morumbi, MsC, 56, 2006
5. Appleton, J., *Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução*. 2005, Instituto Superior Técnico (IST): DECivil. p. 18.
6. Júlio, E.S., *Construção em : betão, aço e terra*, in *Reabilitação e Reforço de Estruturas - Aula 2: Materiais Estruturais*. 2011, Instituto Superior Técnico (IST).
7. Walther, R. and M. Miehlsbradt, *Dimensionnement des structures en béton*. Traité de Génie Civil. Vol. 7. 1990, Suisse: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
8. Appleton, J., *History and Performance of Concrete Structures in Portugal*. 2010: Universidade de Coimbra.
9. NP EN1998-1, Eurocódigo 8 : Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade, 2010
10. Englekirk, R.E., *Steel Structures - Controlling Behavior Through Design*. 1994, New York: John Wiley e Sons, Inc.
11. Hirt, M.A. and R. Bez, *Construction métallique : notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Traité de Génie Civil. Vol. 10. 1994, Suisse: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
12. Hirt, M.A. and M. Crisinel, *Charpentes Métalliques : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*. Traité de Génie Civil. Vol. 11. 2001, Suisse: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
13. CMM. *Portugal Steel*. 2013. Disponível em: www.portugalsteel.com.
14. MARTIFER. *Metallic Constructions*. 1990. Disponível em: www.martifer.pt.
15. Autodesk, 2013, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013 Disponível em: www.autodesk.com/.
16. ArcelorMittal, 2013, ArcelorMittal Beams Calculator - Versão 3.13 Disponível em: www.corporate.arcelormittal.com.
17. Coutinho, A.S. and A. Gonçalves, *Fabrico e Propriedades do Betão*. 1997, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) Lisboa.
18. NP EN 206-1, Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, Instituto Português da Qualidade, 2007
19. Costa, A. and J. Appleton, *Estruturas de Betão I - Parte II : Materiais*. 2002, Instituto Superior Técnico Engenharia Civil. p. 70.
20. NP EN1992-1-1, Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade, 2010
21. NP EN 10080, Aços para armaduras de betão armado. Aços soldáveis para betão armado. Generalidades, Instituto Português da Qualidade, 2005
22. NP EN1990, Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, Instituto Português da Qualidade, 2009

23. Especificação LNEC E 449, Varões de aço A400NR para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1998
24. Especificação LNEC E 450, Varões de aço A500NR para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1998
25. Especificação LNEC E 455, Varões de aço A400NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1999
26. Especificação LNEC E 456, Varões de aço A500ER para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2000
27. Especificação LNEC E 457, Varões de aço A500EL para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2000
28. Especificação LNEC E 458, Redes electrossoldadas para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2000
29. Especificação LNEC E 460, Varões de aço A500NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2002
30. EN 10138, Prestressing Steel, CEN, 2005
31. LDC60-4/2014, Documentos de Classificação de aços para armaduras de betão armado em vigor em Portugal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2014
32. NP EN1993-1-1, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios, Instituto Português da Qualidade, 2010
33. Martins, J.G., *Materiais de Construção II - Execução de Estruturas Metálicas*. 2008, Universidade Fernando Pessoa Faculdade de Ciências e Tecnologia. p. 152.
34. NP EN10025-2, Produtos laminados a quente de aços de construção - Parte 2: condições técnicas de fornecimento, Instituto Português da Qualidade, 2004
35. NP EN10025-3, Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 3: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino no estado normalizado/laminado normalizado, Instituto Português da Qualidade, 2009
36. NP EN10025-4, Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 4: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção soldáveis de grão fino obtidos por laminagem termomecânica, Instituto Português da Qualidade, 2009
37. NP EN 10025-5 Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 5: Condições técnicas de fornecimento de aços de construção com superior resistência à corrosão atmosférica., Insituto Português da Qualidade, 2009
38. NP EN 10025-6, Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 6: condições técnicas de fornecimento para produtos planos de aço de construção de alto limite elástico no estado temperado e revenido, Instituto Português da Qualidade, 2009
39. NP EN 10210-1, Perfis ocós estruturais acabados a quente de aço não ligados e de grão fino. Parte 1: Condições técnicas de fornecimento, Instituto Português da Qualidade, 2008
40. NP EN 10219-1, Perfis ocós estruturais soldados e conformados a frio de aços não ligados e de grão fino. Parte 1 Condições técnicas de fornecimento, Instituto Português da Qualidade, 2009
41. Zacek, M., *Construire Paraisismique*. 1996, France: Editions Parenthèses.
42. G.Costa, A., *Estruturas de Edifícios*. 1999, Faculdade de Engenharia Univesidade do Porto (FEUP). p. 155.
43. Barros, C., *Apostila de fundações : Técnicas Construtivas - Edificações* 2011, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia: Sul-Rio-Grandense. p. 23.
44. Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design*. 5 ed. 1996, New York: The McGraw-Hill Companies, Inc.

45. Martins, J.G., *Paredes*, in *Estruturas*, B. Armado, Editor. 2003, Universidade Fernando Pessoa p. 20.
46. Martin, L. and J. Purkiss, *Structural Design of Steelwork to EN 1993 and EN 1994*. 2008, Edward Arnold Elsevier.
47. Marchão, C. and J. Appleton, *Estruturas de Betão II - Módulo 2 : Lajes de betão armado*. 2012, Instituto Superior Técnico (IST). p. 101.
48. Rodrigues, M.A.D., *Comparação de Utilização de Lajes Fungiformes Maciças e Aligeiradas - Influência da sua Deformabilidade na fissuração de alvenarias interiores*, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto (FEUP), MsC, 199, 2010
49. M.Pinheiro, L., *Fundamentos do concreto e Projeto de Edifícios*. 2007, Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos. p. 380.
50. Silva, L.S.d. and A. Santiago, *Manual de Ligações Metálicas*. 2003, CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
51. Gardener, L. and D.A.Nethercot, *Designer's guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3 : Design of steel structures - General rules and rules for buildings*, Thomas Telford, 2005
52. EN 1090-1, *Execution of steel structures - Part 1: General rules and rules for buildings*, CEN, 1996
53. Costa, A., H. Varum, and H. Rodrigues, *Introdução ao Cálculo Sísmico de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8*. 2013, Universidade de Aveiro - Ordem do Engenheiros.
54. *Especificação LNEC E 464, Betões - Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007
55. NP EN 197-1, *Cimento - Parte 1 : Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*, Instituto Português da Qualidade, 2007
56. NP EN1991-1-1, *Eutocódigo 1 - Ações em estruturas : Parte 1 - Ações Gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, Instituto Português da Qualidade, 2009
57. NP EN1991-1-4, *Eutocódigo 1 - Ações em estruturas : Parte 4 - Ações Gerais: Ações do vento*, Instituto Português da Qualidade, 2009
58. NP EN1991-1-3, *Eutocódigo 1 - Ações em estruturas : Parte 3 - Ações Gerais: Ações da neve*, Instituto Português da Qualidade, 2009
59. NP EN1991-1-5, *Eutocódigo 1 - Ações em estruturas : Parte 5 - Ações Gerais: Ações térmicas*, Instituto Português da Qualidade, 2009
60. NP EN 1998-1, *Anexo Nacional NA - versão provisória de 05 de Julho de 2008*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 2008
61. Appleton, J., *Estruturas de Betão - Volume 1 e 2*. 2013, ORION.
62. Tavares, T.M.A.d.S., *Análise Comparativa de Modelos de Cálculo Automático no âmbito do projeto de estruturas*, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto (FEUP), MsC, 153, 2013
63. Machado, P.O.G.A., *Projecto de Estruturas de um Edifício*, Universidade Técnica de Lisboa, MsC, 213, 2010
64. Santos, P.M.S., *Projecto de Estruturas de um Edifício Dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*, Universidade Técnica de Lisboa, MsC, 196, 2010
65. NP EN1994-1, *Eurocódigo 4 : Projeto de Estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, 2010
66. Ruivo, L.C.B.F., *Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios*, Universidade Técnica de Lisboa, MsC, 115, 2010

Apêndices

- Apêndice 1** – Pesos Próprios, Sobrecargas e Ações
- Apêndice 2** – Áreas de influência sobre pilares
- Apêndice 3** – Pré-Dimensionamento de pilares em Betão Armado
- Apêndice 4** – Marcha de cálculo – Vigas em Betão Armado
- Apêndice 5** – Marcha de cálculo – Pilares em Betão Armado
- Apêndice 6** – Marcha de cálculo – Fundações
- Apêndice 7** – Verificações aos Estados Limites Últimos de seções metálicas
- Apêndice 8** – Orçamentação – Solução em Betão Armado
- Apêndice 9** – Planeamento/Mapa de Trabalhos – Solução em Betão Armado
- Apêndice 10** – Orçamentação – Solução Metálica
- Apêndice 11** – Planeamento/Mapa de Trabalhos – Solução Metálica
- Apêndice 12** – Regras de Pormenorização
- Apêndice 13** – Peças Desenhadas – Solução em Betão Armado
- Apêndice 14** – Peças Desenhadas – Solução Metálica

Anexos

Anexo 1 – Ficha Técnica Laje Colaborante Haircol 59 S

Anexo 2 – Relatório de dimensionamento – Vigas Metálicas

Anexo 3 – Relatório de dimensionamento – Pilares Metálicos

Apêndice 1 – Pesos Próprios, Sobrecargas e Ações

PESOS PRÓPRIOS E SOBRECARGAS								
Piso	Categoria do Piso (Serviço)	PP Laje (kN/m ²)	PP Revest. (kN/m ²)	PP Paredes Interiores (kN/m ²)	PP Paredes Exteriores (kN/m ²)	Sobrecarga Pavimentos (kN/m ²)	Sobrecarga Varandas (kN/m ²)	Sobrecarga Escadas (kN/m ²)
Cobertura	-	3,75	0,0045	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00
5° Piso	C1	5,50	1,33	0,34	2,99	3,00	5,00	3,00
4° Piso	A	5,50	1,32	2,19	2,74	2,00	5,00	3,00
3° Piso	A	5,50	1,32	2,19	2,74	2,00	5,00	3,00
2° Piso	A	5,50	1,32	2,19	2,74	2,00	5,00	3,00
1° Piso	A	5,50	1,32	1,79	2,24	2,00	5,00	3,00
R/Chão	D	5,50	1,33	1,11	1,90	4,00	0,00	3,00

PESO PRÓPRIO DO REVESTIMENTO DA LAJE				
Material	Densidade (kN/m ³)	Espessura (m)	Piso 0 /Piso 5	Piso 1,2,3,4
			Peso Específico	Peso Específico
Betão leve classe de massa volúmica LC 1,2	5,00	0,10		
Betonilha de regularização	20,00	0,03		
Revest. Quartos (kN/m ²)		0,03		
Revest. Áreas de Circulação (kN/m ²)		0,01	1,33	1,32
Revest. Varandas (kN/m ²)		0,03		
Revest. Zona Comercial e Restaurante (kN/m ²)		0,03		
Teto Falso (kN/m ²)		0,2		

PESO PRÓPRIO DAS PAREDES DE ALVENARIA			
Material	Densidade (kN/m ³)	Espessura (m)	Paredes Interiores
			Peso Final (kN/m ²)
<u>Paredes de tijolo de 7</u>			
Tijolo cerâmico furado de 7 cm	12,00	0,07	0,86
Argamassa de gesso	0,70	0,03	
<u>Paredes de tijolo de 15</u>			
Tijolo cerâmico furado de 15 cm	12,00	0,15	1,82
Argamassa de gesso	0,70	0,03	
<u>Paredes Exteriores</u>			
Material	Densidade (kN/m ³)	Espessura (m)	Peso Final (kN/m ²)
Tijolo cerâmico furado de 11 cm	12,00	0,11	5,00
Argamassa de gesso	12,00	0,03	
Tijolo cerâmico furado de 11 cm	12,00	0,11	
Sistema Cappotto		2,00	

AÇÃO DAS PAREDES DIVISÓRIAS

Piso	PP Paredes Interiores (kN/m ²)	Altura Parede (m)	Comprimento total das paredes (m)		Área do piso (m ²)	Ação das divisórias (0,15 m)	Ação das divisórias (0,2 m)	Ação das divisórias (kN/m ²)
			0,15	0,20				
5° Piso	1,82	3,20	3,55	11,00	248,18	0,08	0,26	0,34
4 ° Piso	1,82	3,20	67,09	32,37	264,12	1,48	0,71	2,19
3 ° Piso	1,82	3,20	67,09	32,37	264,12	1,48	0,71	2,19
2 ° Piso	1,82	3,20	67,09	32,37	264,12	1,48	0,71	2,19
1 ° Piso	1,82	3,20	67,09	32,37	324,00	1,21	0,58	1,79
R/Chão	1,82	3,20	54,76	0,00	288,30	1,11	0,00	1,11
Piso -1	1,82	2,70	51,84	5,75	324,00	0,79	0,09	0,87

AÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES

Piso	PP Paredes Exteriores (kN/m ²)	Altura Parede (m)	Comprimento total das paredes de 0,30 (m)	Área do piso (m ²)	Ação paredes exteriores (kN/m ²)	Ação paredes exteriores (kN/m)
5° Piso	5,00	0,90	58,50	248,18	2,99	4,5
		3,20	29,93			16,0
4 ° Piso	5,00	3,20	45,30	264,12	2,74	16,0
3 ° Piso	5,00	3,20	45,30	264,12	2,74	16,0
2 ° Piso	5,00	3,20	45,30	264,12	2,74	16,0
1 ° Piso	5,00	3,20	45,30	324	2,24	16,0
R/Chão	5,00	3,20	34,21	288,3	1,90	16,0

Apêndice 2 – Áreas de Influência sobre os pilares

ÁREAS DE INFLUÊNCIA SOBRE OS PILARES (m²)			
Pilar	Piso 0 e 1	Piso 2,3,4 e 5	Cobertura
P1A	4,09	0,00	0,00
P2A	9,76	9,76	6,02
P5A	8,21	8,21	10,43
P6A	4,40	4,40	1,79
P6B	14,05	14,05	5,95
P1C	10,15	0,00	0,00
P2C	23,78	22,95	6,08
P3C	21,53	21,53	13,15
P5C	21,94	21,94	13,70
P6C	19,97	19,97	1,83
P1D	9,10	0,00	0,00
P2D	22,80	22,79	0,00
P3D	21,45	21,45	0,00
P5D	21,95	21,95	0,00
P6D	20,56	20,56	0,00
P1E	5,06	0,00	0,00
P2E	9,67	9,34	0,00
P5E	9,15	9,15	0,00
P6E	11,60	11,60	0,00
PB2	9,01	9,01	6,70
PB3	13,54	13,54	15,47
PB4	13,36	13,36	0,00
PB5	7,77	7,77	0,00
PB6	0,00	0,00	0,00
PB1	0,00	0,00	0,00

Apêndice 3 – Pré-Dimensionamento de pilares em Betão Armado

COBERTURA																		
Geometria			Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
Pilar	Área de Influência da Cob. (m ²)	Espessura da Laje Cob. (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Cobertura} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)		Área do Pilar (cm ²)
P1A	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2A	6,02	0,00	0,00	3,75	0,00	12,14	0,0045	<u>46,90</u>	2,41	0,00	0,00	<u>3,61</u>	0,00	<u>50,52</u>	18,74	25,00	30,00	750,00
P5A	10,43	0,15	0,00	3,75	0,00	7,57	0,0045	<u>63,09</u>	4,17	0,00	0,00	<u>6,26</u>	0,00	<u>69,35</u>	25,73	25,00	30,00	750,00
P6A	1,79	0,15	0,00	3,75	0,00	6,27	0,0045	<u>17,51</u>	0,71	0,00	0,00	<u>1,07</u>	0,00	<u>18,59</u>	6,90	20,00	40,00	800,00
P6B	5,95	0,15	0,00	3,75	0,00	10,41	0,0045	<u>44,21</u>	2,38	0,00	0,00	<u>3,57</u>	0,00	<u>47,78</u>	17,72	20,00	40,00	800,00
P1C	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2C	6,08	0,15	0,00	3,75	0,00	12,49	0,0045	<u>47,68</u>	2,43	0,00	0,00	<u>3,65</u>	0,00	<u>51,32</u>	19,04	20,00	60,00	1200,00
P3C	13,15	0,15	0,00	3,75	0,00	11,90	0,0045	<u>82,71</u>	5,26	0,00	0,00	<u>7,89</u>	0,00	<u>90,60</u>	33,61	20,00	60,00	1200,00
P5C	13,70	0,15	0,00	3,75	0,00	12,22	0,0045	<u>85,93</u>	5,48	0,00	0,00	<u>8,22</u>	0,00	<u>94,15</u>	34,93	20,00	60,00	1200,00
P6C	1,83	0,15	0,00	3,75	0,00	6,32	0,0045	<u>17,81</u>	0,73	0,00	0,00	<u>1,10</u>	0,00	<u>18,91</u>	7,01	20,00	60,00	1200,00
P1D	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2D	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	60,00	
P3D	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	60,00	
P5D	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	60,00	
P6D	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	60,00	
P1E	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2E	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	40,00	
P5E	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P6E	0,00	0,00	0,00	3,75	0,00	0,00	0,0000	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	20,00	40,00	

PISO 5

Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
	Área de Influência da Piso 5 (m ²)	Espessura da Piso 5 (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Piso 5} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)	Área do Pilar (cm ²)	
P1A	0,00	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2A	9,76	0,22	0,21	5,50	3,33	11,38	1,33	<u>151,99</u>	29,28	0,00	0,00	<u>43,92</u>	50,52	<u>246,42</u>	91,42	25,00	30,00	750,00
P5A	8,21	0,22	0,21	5,50	3,33	7,57	1,33	<u>125,14</u>	24,63	0,00	0,00	<u>36,95</u>	69,35	<u>231,44</u>	85,86	25,00	30,00	750,00
P6A	4,40	0,22	0,21	5,50	3,33	6,27	1,33	<u>70,05</u>	8,01	8,65	10,50	<u>35,49</u>	18,59	<u>124,13</u>	46,05	20,00	40,00	800,00
P6B	14,05	0,22	0,21	5,50	3,33	9,36	1,33	<u>209,31</u>	26,73	25,70	10,50	<u>89,15</u>	47,78	<u>346,24</u>	128,44	20,00	40,00	800,00
P1C	0,00	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2C	22,95	0,22	0,21	5,50	3,33	18,67	1,33	<u>346,47</u>	68,85	0,00	0,00	<u>103,28</u>	51,32	<u>501,07</u>	185,88	20,00	60,00	1200,00
P3C	21,53	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>301,38</u>	64,59	0,00	0,00	<u>96,89</u>	90,60	<u>488,87</u>	181,35	20,00	60,00	1200,00
P5C	21,94	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>307,12</u>	65,82	0,00	0,00	<u>98,73</u>	94,15	<u>500,00</u>	185,48	20,00	60,00	1200,00
P6C	19,97	0,22	0,21	5,50	3,33	12,46	1,33	<u>296,37</u>	39,87	33,40	0,00	<u>109,91</u>	18,91	<u>425,18</u>	157,73	20,00	60,00	1200,00
P1D	0,00	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2D	22,79	0,22	0,21	5,50	3,33	16,51	1,33	<u>341,30</u>	68,37	0,00	0,00	<u>102,56</u>	0,00	<u>443,86</u>	164,66	20,00	60,00	1200,00
P3D	21,45	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>300,26</u>	64,35	0,00	0,00	<u>96,53</u>	0,00	<u>396,79</u>	147,20	20,00	60,00	1200,00
P5D	21,95	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>307,26</u>	65,85	0,00	0,00	<u>98,78</u>	0,00	<u>406,04</u>	150,63	20,00	60,00	1200,00
P6D	20,56	0,22	0,21	5,50	3,33	18,57	1,33	<u>312,87</u>	34,47	45,35	0,00	<u>119,73</u>	0,00	<u>432,60</u>	160,48	20,00	60,00	1200,00
P1E	0,00	0,22	0,21	5,50	3,33	0,00	1,33	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2E	9,34	0,22	0,21	5,50	3,33	15,09	1,33	<u>151,12</u>	28,02	0,00	0,00	<u>42,03</u>	0,00	<u>193,15</u>	71,65	20,00	40,00	800,00
P5E	9,15	0,22	0,21	5,50	3,33	10,37	1,33	<u>142,08</u>	27,45	0,00	0,00	<u>41,18</u>	0,00	<u>183,25</u>	67,98	25,00	30,00	750,00
P6E	11,60	0,22	0,21	5,50	3,33	9,36	1,33	<u>175,01</u>	24,66	16,90	0,00	<u>62,34</u>	0,00	<u>237,35</u>	88,05	20,00	40,00	800,00

PISO 4

Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
	Área de Influência da Piso 4 (m ²)	Espessura da Laje Piso 4 (m)	PP Pilares (kN)	PP Laje Piso 4 (kN/m ²)	PP Paredes Int e Ext (kN/m ²)	PP Vigas (kN)	PP Revest. (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC Pavimento (kN)	SC Varandas (kN)	SC Escadas (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)	Área do Pilar (cm ²)	
P1A	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2A	9,76	0,22	0,40	5,50	4,94	11,38	1,32	<u>175,63</u>	19,52	0,00	0,00	<u>29,28</u>	246,42	<u>451,34</u>	191,06	25,00	30,00	750,00
P5A	8,21	0,22	0,40	5,50	4,94	7,57	1,32	<u>145,03</u>	16,42	0,00	0,00	<u>24,63</u>	231,44	<u>401,10</u>	169,79	25,00	30,00	750,00
P6A	4,40	0,22	0,40	5,50	4,94	6,27	1,32	<u>80,71</u>	5,34	8,65	10,50	<u>31,49</u>	124,13	<u>236,33</u>	100,04	20,00	40,00	800,00
P6B	14,05	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>243,35</u>	17,82	25,70	10,50	<u>75,78</u>	346,24	<u>665,37</u>	281,66	20,00	40,00	800,00
P1C	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2C	22,95	0,22	0,40	5,50	4,94	18,67	1,32	<u>402,07</u>	45,90	0,00	0,00	<u>68,85</u>	501,07	<u>971,98</u>	411,45	20,00	60,00	1200,00
P3C	21,53	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>353,54</u>	43,06	0,00	0,00	<u>64,59</u>	488,87	<u>907,00</u>	383,95	20,00	60,00	1200,00
P5C	21,94	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,28</u>	43,88	0,00	0,00	<u>65,82</u>	500,00	<u>926,10</u>	392,03	20,00	60,00	1200,00
P6C	19,97	0,22	0,40	5,50	4,94	12,46	1,32	<u>344,75</u>	26,58	33,40	0,00	<u>89,97</u>	425,18	<u>859,89</u>	364,00	20,00	60,00	1200,00
P1D	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2D	22,79	0,22	0,40	5,50	4,94	16,51	1,32	<u>396,52</u>	45,58	0,00	0,00	<u>68,37</u>	443,86	<u>908,74</u>	384,68	20,00	60,00	1200,00
P3D	21,45	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>352,23</u>	42,90	0,00	0,00	<u>64,35</u>	396,79	<u>813,37</u>	344,31	20,00	60,00	1200,00
P5D	21,95	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,44</u>	43,90	0,00	0,00	<u>65,85</u>	406,04	<u>832,33</u>	352,33	20,00	60,00	1200,00
P6D	20,56	0,22	0,40	5,50	4,94	18,57	1,32	<u>362,68</u>	22,98	45,35	0,00	<u>102,50</u>	432,60	<u>897,78</u>	380,04	20,00	60,00	1200,00
P1E	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2E	9,34	0,22	0,40	5,50	4,94	15,09	1,32	<u>173,75</u>	18,68	0,00	0,00	<u>28,02</u>	193,15	<u>394,91</u>	167,17	20,00	40,00	800,00
P5E	9,15	0,22	0,40	5,50	4,94	10,37	1,32	<u>164,25</u>	18,30	0,00	0,00	<u>27,45</u>	183,25	<u>374,95</u>	158,72	25,00	30,00	750,00
P6E	11,60	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>203,11</u>	16,44	16,90	0,00	<u>50,01</u>	237,35	<u>490,47</u>	207,62	20,00	40,00	800,00

PISO 3

Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
	Área de Influência da Piso 3 (m ²)	Espessura da Laje Piso 3 (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Piso 3} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)	Área do Pilar (cm ²)	
P1A	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2A	9,76	0,22	0,40	5,50	4,94	11,38	1,32	<u>175,63</u>	19,52	0,00	0,00	<u>29,28</u>	451,34	<u>656,25</u>	243,45	25,00	30,00	750,00
P5A	8,21	0,22	0,40	5,50	4,94	7,57	1,32	<u>145,03</u>	16,42	0,00	0,00	<u>24,63</u>	401,10	<u>570,76</u>	211,73	25,00	30,00	750,00
P6A	4,40	0,22	0,40	5,50	4,94	6,27	1,32	<u>80,71</u>	5,34	8,65	10,50	<u>31,49</u>	236,33	<u>348,53</u>	129,29	20,00	40,00	800,00
P6B	14,05	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>243,35</u>	17,82	25,70	10,50	<u>75,78</u>	665,37	<u>984,51</u>	365,22	20,00	40,00	800,00
P1C	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2C	22,95	0,22	0,40	5,50	4,94	18,67	1,32	<u>402,07</u>	45,90	0,00	0,00	<u>68,85</u>	971,98	<u>1442,90</u>	535,27	20,00	60,00	1200,00
P3C	21,53	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>353,54</u>	43,06	0,00	0,00	<u>64,59</u>	907,00	<u>1325,13</u>	491,58	20,00	60,00	1200,00
P5C	21,94	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,28</u>	43,88	0,00	0,00	<u>65,82</u>	926,10	<u>1352,19</u>	501,62	20,00	60,00	1200,00
P6C	19,97	0,22	0,40	5,50	4,94	12,46	1,32	<u>344,75</u>	26,58	33,40	0,00	<u>89,97</u>	859,89	<u>1294,61</u>	480,26	20,00	60,00	1200,00
P1D	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2D	22,79	0,22	0,40	5,50	4,94	16,51	1,32	<u>396,52</u>	45,58	0,00	0,00	<u>68,37</u>	908,74	<u>1373,63</u>	509,57	20,00	60,00	1200,00
P3D	21,45	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>352,23</u>	42,90	0,00	0,00	<u>64,35</u>	813,37	<u>1229,94</u>	456,27	20,00	60,00	1200,00
P5D	21,95	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,44</u>	43,90	0,00	0,00	<u>65,85</u>	832,33	<u>1258,61</u>	466,91	20,00	60,00	1200,00
P6D	20,56	0,22	0,40	5,50	4,94	18,57	1,32	<u>362,68</u>	22,98	45,35	0,00	<u>102,50</u>	897,78	<u>1362,95</u>	505,61	20,00	60,00	1200,00
P1E	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2E	9,34	0,22	0,40	5,50	4,94	15,09	1,32	<u>173,75</u>	18,68	0,00	0,00	<u>28,02</u>	394,91	<u>596,68</u>	221,35	20,00	40,00	800,00
P5E	9,15	0,22	0,40	5,50	4,94	10,37	1,32	<u>164,25</u>	18,30	0,00	0,00	<u>27,45</u>	374,95	<u>566,65</u>	210,21	25,00	30,00	750,00
P6E	11,60	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>203,11</u>	16,44	16,90	0,00	<u>50,01</u>	490,47	<u>743,59</u>	275,85	20,00	40,00	800,00

PISO 2

Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
	Área de Influência da Piso 2 (m ²)	Espessura da Laje Piso 2 (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Piso 2} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)	Área do Pilar (cm ²)	
P1A	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2A	9,76	0,22	0,40	5,50	4,94	11,38	1,32	<u>175,63</u>	19,52	0,00	0,00	<u>29,28</u>	656,25	<u>861,17</u>	319,46	25,00	30,00	750,00
P5A	8,21	0,22	0,40	5,50	4,94	7,57	1,32	<u>145,03</u>	16,42	0,00	0,00	<u>24,63</u>	570,76	<u>740,42</u>	274,67	25,00	30,00	750,00
P6A	4,40	0,22	0,40	5,50	4,94	6,27	1,32	<u>80,71</u>	5,34	8,65	10,50	<u>31,49</u>	348,53	<u>460,73</u>	170,92	20,00	40,00	800,00
P6B	14,05	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>243,35</u>	17,82	25,70	10,50	<u>75,78</u>	984,51	<u>1303,64</u>	483,61	20,00	40,00	800,00
P1C	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2C	22,95	0,22	0,40	5,50	4,94	18,67	1,32	<u>402,07</u>	45,90	0,00	0,00	<u>68,85</u>	1442,90	<u>1913,82</u>	709,97	20,00	60,00	1200,00
P3C	21,53	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>353,54</u>	43,06	0,00	0,00	<u>64,59</u>	1325,13	<u>1743,27</u>	646,70	20,00	60,00	1200,00
P5C	21,94	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,28</u>	43,88	0,00	0,00	<u>65,82</u>	1352,19	<u>1778,29</u>	659,69	20,00	60,00	1200,00
P6C	19,97	0,22	0,40	5,50	4,94	12,46	1,32	<u>344,75</u>	26,58	33,40	0,00	<u>89,97</u>	1294,61	<u>1729,33</u>	641,52	20,00	60,00	1200,00
P1D	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2D	22,79	0,22	0,40	5,50	4,94	16,51	1,32	<u>396,52</u>	45,58	0,00	0,00	<u>68,37</u>	1373,63	<u>1838,52</u>	682,03	20,00	60,00	1200,00
P3D	21,45	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>352,23</u>	42,90	0,00	0,00	<u>64,35</u>	1229,94	<u>1646,52</u>	610,81	20,00	60,00	1200,00
P5D	21,95	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>360,44</u>	43,90	0,00	0,00	<u>65,85</u>	1258,61	<u>1684,90</u>	625,05	20,00	60,00	1200,00
P6D	20,56	0,22	0,40	5,50	4,94	18,57	1,32	<u>362,68</u>	22,98	45,35	0,00	<u>102,50</u>	1362,95	<u>1828,13</u>	678,18	20,00	60,00	1200,00
P1E	0,00	0,22	0,40	5,50	4,94	0,00	1,32	<u>0,00</u>	0,00	0,00	0,00	<u>0,00</u>	0,00	<u>0,00</u>	0,00	25,00	30,00	
P2E	9,34	0,22	0,40	5,50	4,94	15,09	1,32	<u>173,75</u>	18,68	0,00	0,00	<u>28,02</u>	596,68	<u>798,44</u>	296,20	20,00	40,00	800,00
P5E	9,15	0,22	0,40	5,50	4,94	10,37	1,32	<u>164,25</u>	18,30	0,00	0,00	<u>27,45</u>	566,65	<u>758,34</u>	281,32	25,00	30,00	750,00
P6E	11,60	0,22	0,40	5,50	4,94	9,36	1,32	<u>203,11</u>	16,44	16,90	0,00	<u>50,01</u>	743,59	<u>996,72</u>	369,75	20,00	40,00	800,00

PISO 1																		
Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					Dados dos Pilares					
	Área de Influência da Piso 1 (m ²)	Espessura da Laje Piso 1 (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Piso 1} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	<u>G_{Ed}</u> (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	<u>Q_{Ed}</u> (kN)	N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)	A _{c, min} (cm ²)	Dim. Pilar (cm)		Área do Pilar (cm ²)
P1A	4,09	0,22	0,37	5,50	4,03	9,06	1,32	<u>74,17</u>	8,18	0,00	0,00	<u>12,27</u>	0,00	<u>86,44</u>	32,07	25,00	30,00	750,00
P2A	9,76	0,22	0,37	5,50	4,03	11,54	1,32	<u>163,37</u>	19,52	0,00	0,00	<u>29,28</u>	861,17	<u>1053,82</u>	390,93	25,00	30,00	750,00
P5A	8,21	0,22	0,37	5,50	4,03	7,57	1,32	<u>134,54</u>	16,42	0,00	0,00	<u>24,63</u>	740,42	<u>899,60</u>	333,72	25,00	30,00	750,00
P6A	4,40	0,22	0,37	5,50	4,03	6,27	1,32	<u>75,09</u>	8,80	8,65	10,50	<u>36,68</u>	460,73	<u>572,50</u>	212,38	20,00	40,00	800,00
P6B	14,05	0,22	0,37	5,50	4,03	9,36	1,32	<u>225,40</u>	28,10	25,70	10,50	<u>91,20</u>	1303,64	<u>1620,25</u>	601,06	20,00	40,00	800,00
P1C	10,15	0,22	0,37	5,50	4,03	18,67	1,32	<u>178,91</u>	20,30	0,00	0,00	<u>30,45</u>	0,00	<u>209,36</u>	77,67	25,00	30,00	750,00
P2C	23,78	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>360,11</u>	47,56	0,00	0,00	<u>71,34</u>	1913,82	<u>2345,27</u>	870,02	20,00	60,00	1200,00
P3C	21,53	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>326,04</u>	43,06	0,00	0,00	<u>64,59</u>	1743,27	<u>2133,89</u>	791,61	20,00	60,00	1200,00
P5C	21,94	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>332,25</u>	43,88	0,00	0,00	<u>65,82</u>	1778,29	<u>2176,35</u>	807,36	20,00	60,00	1200,00
P6C	19,97	0,22	0,37	5,50	4,03	12,46	1,32	<u>319,23</u>	39,94	33,40	0,00	<u>110,01</u>	1729,33	<u>2158,57</u>	800,76	20,00	60,00	1200,00
P1D	9,10	0,22	0,37	5,50	4,03	18,57	1,32	<u>162,87</u>	18,20	0,00	0,00	<u>27,30</u>	0,00	<u>190,17</u>	70,55	25,00	30,00	750,00
P2D	22,80	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>345,27</u>	45,60	0,00	0,00	<u>68,40</u>	1838,52	<u>2252,19</u>	835,49	20,00	60,00	1200,00
P3D	21,45	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>324,83</u>	42,90	0,00	0,00	<u>64,35</u>	1684,90	<u>2074,08</u>	769,42	20,00	60,00	1200,00
P5D	21,95	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>332,40</u>	43,90	0,00	0,00	<u>65,85</u>	1684,90	<u>2083,15</u>	772,78	20,00	60,00	1200,00
P6D	20,56	0,22	0,37	5,50	4,03	18,57	1,32	<u>336,41</u>	41,12	45,35	0,00	<u>129,71</u>	1828,13	<u>2294,25</u>	851,09	20,00	60,00	1200,00
P1E	5,06	0,22	0,37	5,50	4,03	9,00	1,32	<u>88,77</u>	10,12	0,00	0,00	<u>15,18</u>	0,00	<u>103,95</u>	38,56	25,00	30,00	750,00
P2E	9,67	0,22	0,37	5,50	4,03	11,54	1,32	<u>162,01</u>	19,34	0,00	0,00	<u>29,01</u>	798,44	<u>989,46</u>	367,06	20,00	40,00	800,00
P5E	9,15	0,22	0,37	5,50	4,03	0,00	1,32	<u>138,56</u>	18,30	0,00	0,00	<u>27,45</u>	758,34	<u>924,36</u>	342,91	25,00	30,00	750,00
P6E	11,60	0,22	0,37	5,50	4,03	9,36	1,32	<u>188,29</u>	23,20	16,90	0,00	<u>60,15</u>	996,72	<u>1245,16</u>	461,91	20,00	40,00	800,00

PISO 0

Pilar	Geometria		Ações Permanentes					Ações Variáveis					N _{Ed,Piso Superior} (kN)	N _{Ed} (kN)
	Área de Influência da Piso 0 (m ²)	Espessura da Laje Piso 0 (m)	PP _{Pilares} (kN)	PP _{Laje Piso 0} (kN/m ²)	PP _{Paredes Int e Ext} (kN/m ²)	PP _{Vigas} (kN)	PP _{Revest.} (kN/m ²)	G _{Ed} (kN)	SC _{Pavimento} (kN)	SC _{Varandas} (kN)	SC _{Escadas} (kN)	Q _{Ed} (kN)		
P1A	4,09	0,22	0,44	5,50	3,01	9,06	1,33	<u>68,96</u>	16,36	0,00	0,00	<u>24,54</u>	86,44	<u>179,94</u>
P2A	9,76	0,22	0,44	5,50	3,01	11,54	1,33	<u>150,95</u>	39,04	0,00	0,00	<u>58,56</u>	1053,82	<u>1263,33</u>
P5A	8,21	0,22	0,44	5,50	3,01	7,57	1,33	<u>124,09</u>	32,84	0,00	0,00	<u>49,26</u>	899,60	<u>1072,95</u>
P6A	4,40	0,22	0,44	5,50	3,01	6,27	1,33	<u>69,49</u>	17,60	0,00	10,50	<u>36,90</u>	572,50	<u>678,90</u>
P6B	14,05	0,22	0,44	5,50	3,01	9,36	1,33	<u>207,52</u>	56,20	0,00	10,50	<u>94,80</u>	1620,25	<u>1922,57</u>
P1C	10,15	0,22	0,44	5,50	3,01	18,67	1,33	<u>165,99</u>	40,60	0,00	0,00	<u>60,90</u>	209,36	<u>436,26</u>
P2C	23,78	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>329,84</u>	95,12	0,00	0,00	<u>142,68</u>	2345,27	<u>2817,79</u>
P3C	21,53	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>298,63</u>	86,12	0,00	0,00	<u>129,18</u>	2133,89	<u>2561,71</u>
P5C	21,94	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>304,32</u>	87,76	0,00	0,00	<u>131,64</u>	2176,35	<u>2612,31</u>
P6C	19,97	0,22	0,44	5,50	3,01	12,46	1,33	<u>293,82</u>	79,88	0,00	0,00	<u>119,82</u>	2158,57	<u>2572,21</u>
P1D	9,10	0,22	0,44	5,50	3,01	18,57	1,33	<u>151,29</u>	36,40	0,00	0,00	<u>54,60</u>	190,17	<u>396,06</u>
P2D	22,80	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>316,25</u>	91,20	0,00	0,00	<u>136,80</u>	2252,19	<u>2705,23</u>
P3D	21,45	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>297,52</u>	85,80	0,00	0,00	<u>128,70</u>	2074,08	<u>2500,30</u>
P5D	21,95	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>304,46</u>	87,80	0,00	0,00	<u>131,70</u>	2083,15	<u>2519,31</u>
P6D	20,56	0,22	0,44	5,50	3,01	18,57	1,33	<u>310,24</u>	82,24	0,00	0,00	<u>123,36</u>	2294,25	<u>2727,85</u>
P1E	5,06	0,22	0,44	5,50	3,01	9,00	1,33	<u>82,33</u>	20,24	0,00	0,00	<u>30,36</u>	103,95	<u>216,65</u>
P2E	9,67	0,22	0,44	5,50	3,01	11,54	1,33	<u>149,70</u>	38,68	0,00	0,00	<u>58,02</u>	989,46	<u>1197,19</u>
P5E	9,15	0,22	0,44	5,50	3,01	0,00	1,33	<u>126,92</u>	36,60	0,00	0,00	<u>54,90</u>	924,36	<u>1106,17</u>
P6E	11,60	0,22	0,44	5,50	3,01	9,36	1,33	<u>173,53</u>	46,40	0,00	0,00	<u>69,60</u>	1245,16	<u>1488,29</u>

PISO 0

$A_{c, \min}$ (cm²)

Dados dos Pilares

Pilar	N_{Ed} (kN)	N_{Ed,qp}	ELS_{Comb. Quase-Permanente}	ELU_{Comb. Fundamental}	ELU_{Esforço normal resistente para compressão simples}	Dimensões do elemento		Área do Pilar (cm²)
P1A	<u>179,94</u>	113,39	94,49	89,97	62,71	25,00	30,00	750,00
P2A	<u>1263,33</u>	815,10	679,25	631,66	440,25	20,00	40,00	800,00
P5A	<u>1072,95</u>	691,50	576,25	536,47	373,91	25,00	30,00	750,00
P6A	<u>678,90</u>	392,25	326,88	339,45	236,59	20,00	40,00	800,00
P6B	<u>1922,57</u>	1150,48	958,73	961,28	669,99	20,00	40,00	800,00
P1C	<u>436,26</u>	273,76	228,13	218,13	152,03	25,00	30,00	750,00
P2C	<u>2817,79</u>	1802,02	1501,68	1408,90	981,96	20,00	60,00	1200,00
P3C	<u>2561,71</u>	1631,35	1359,45	1280,85	892,72	20,00	60,00	1200,00
P5C	<u>2612,31</u>	1663,66	1386,39	1306,16	910,35	20,00	60,00	1200,00
P6C	<u>2572,21</u>	1575,09	1312,57	1286,10	896,38	20,00	60,00	1200,00
P1D	<u>396,06</u>	249,09	207,58	198,03	138,02	25,00	30,00	750,00
P2D	<u>2705,23</u>	1726,55	1438,79	1352,62	942,73	20,00	60,00	1200,00
P3D	<u>2500,30</u>	1562,67	1302,23	1250,15	871,32	20,00	60,00	1200,00
P5D	<u>2519,31</u>	1599,10	1332,58	1259,65	877,94	20,00	60,00	1200,00
P6D	<u>2727,85</u>	1652,77	1377,31	1363,92	950,61	20,00	60,00	1200,00
P1E	<u>216,65</u>	135,85	113,21	108,32	75,50	25,00	30,00	750,00
P2E	<u>1197,19</u>	771,56	642,97	598,59	417,20	20,00	40,00	800,00
P5E	<u>1106,17</u>	708,06	590,05	553,09	385,48	25,00	30,00	750,00
P6E	<u>1488,29</u>	917,44	764,53	744,14	518,65	20,00	40,00	800,00

Apêndice 4 – Marcha de cálculo: Vigas de bordadura em Betão Armado

Constrangimentos geométricos

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \}$$

em que, b_w é a largura da viga; b_c a largura do pilar; e h_w a altura da viga.

Definição da zona crítica

$$l_{cr} \leq h_w$$

Armadura Longitudinal

Armadura mínima pelo EC2:

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

em que, b_t corresponde à largura média da zona tracionada; f_{ctm} depende da classe de resistência adotada.

Armadura mínima pelo EC8:

$$A_{s,\min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

A armadura longitudinal máxima aplicada a uma seção pelo EC2 tem como limite máximo inferior a $0,04A_c$.

Segundo o EC8, de modo a respeitar-se o requisito de ductilidade local nas zonas críticas é imposto que:

$$A_{s,\text{superior}} \geq 0.5 A_{s,\text{inferior}}$$
$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em todo o comprimento da viga, a taxa de armadura na zona tracionada, tem de respeitar o seguinte valor mínimo:

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

em que, μ_ϕ é o valor requerido para o fator de ductilidade em curvatura; ρ' é a percentagem de armadura de compressão; $\varepsilon_{sy,d}$ é o valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço.

Armadura de Fendilhação

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s}$$

em que, A_{ct} é a área de betão tracionada; σ_s é o valor da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda; $f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas; k é o coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas; e k_c é o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na seção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário.

Armadura Transversal

O EC2 impõe como armadura mínima transversal:

$$\rho_{\min} = 0.5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{\min} \times b_w \times \text{sen} \alpha$$

em que, ρ_{\min} é a taxa de armadura mínima de esforço transversal; b_w é a largura da alma do elemento; α é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

O esforço transversal resistente máximo da seção, sem esmagamento do betão é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

em que, α_{cw} é o coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido; v_1 é o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, sendo 0,6 para $f_{ck} < 60$ MPa; z é o braço interno entre as resultantes das tensões axiais de flexão e tração; b_w é a largura da seção transversal; e θ o ângulo entre o eixo da peça e a direção das bielas comprimidas.

O valor de esforço transversal resistente correspondente à armadura mínima de esforço transversal, $V_{Rd,s,\min}$ é calculado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,s\min} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{eff} \times z \times f_{yd} \times \cot \theta$$

Para as seções que não necessitam de armadura de esforço transverso, o cálculo do esforço transverso resistente, $V_{Rd,c}$, é dado pela equação:

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

em que, $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$; $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$; $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$; A_{sl} é a área de

armadura de tração prolongada de um comprimento superior a $l_{bd} + d$ para além da seção considerada; b_w é a menor largura da secção transversal na área tracionada;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0.2$; N_{Ed} é o esforço normal na seção devido às ações aplicadas ou ao pré-

esforço; A_c é a área da seção transversal de betão.

Possível critério de disposição da armadura transversal numa seção:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}$$

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)$$

O espaçamento máximo da armadura de esforço transverso, estribos, nunca deve ser superior a:

$$S_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot \alpha)$$

O espaçamento transversal entre ramos ou estribos, é calculado pela seguinte expressão:

$$S_{t,max} \leq \{0.75d; 600mm\}$$

De acordo com o EC8 de modo a garantir um correto confinamento deverão ser respeitadas as seguintes condições geométricas:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225mm; 8d_{bL} \right\}$$

em que, d_{bw} é o diâmetro mínimo dos varões transversais, nunca inferior a 6mm; e d_{bL} o diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

Verificação da necessidade de armadura de Torção sem esmagamento do betão

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{co}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta > T_{Ed}$$

em que, A_k é a área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas; e $t_{ef,i}$ corresponde á espessura eficaz da parede.

Outras disposições construtivas a considerar nas vigas

Armadura mínima longitudinal inferior a levar até aos apoios de extremidade é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,apoio}^+ \geq \left\{ 0.25A_{s,eff}^+; A_{s,apoio}; A_{s,min} \right\}$$

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \times \frac{a_l}{z} + N_{Ed}$$

em que, $A_{s,eff}$ corresponde à armadura de flexão existente; $A_{s,min}$ armadura mínima longitudinal; $A_{s,apoio}$ corresponde à armadura necessária para resistir à força de tração a amarrar, F_{Ed} ; N_{Ed} é o esforço normal; e a_l é o comprimento de translação do diagrama.

Armadura mínima longitudinal superior a colocar nos apoios de extremidade é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,apoio}^- \geq \left\{ 0.15A_{s,eff}^+; A_{s,min} \right\}$$

Apêndice 5 – Marcha de cálculo: Pilares em Betão Armado

Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal mínima e máxima imposta pelo EC2:

$$A_{s,\min} = \frac{0.10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c$$

$$A_{s,\max} \leq 0.04A_c$$

em que, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras; N_{Ed} o valor de cálculo do esforço normal de compressão; e A_c a área da seção transversal de betão.

Efeitos de segunda ordem

1º Cálculo da excentricidade devido às imperfeições geométricas, e_i :

$$e_0 \geq \left\{ \frac{l_0}{400}; \frac{h}{30}; 200mm \right\}$$

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1} \right) \times \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2} \right) \right)}$$

2º Cálculo da esbelteza, λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

3º Verificação da necessidade dos efeitos de segunda ordem, $\lambda_{lim} > \lambda$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times A \times B \times C}{\sqrt{n}}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$$

4º Cálculo da excentricidade de segunda ordem

$$e_2 = \left(\frac{1}{r} \right) \times \frac{l_0^2}{c}$$

Curvatura

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{1}{r_0} \times k_r \times k_\varphi$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d}$$

$$k_r = \left(\frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \right) \leq 1$$

$$k_\varphi = 1 + \beta + \varphi_{ef}$$

$$\beta = 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

Fluência

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \times \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

Esforços finais, com a associação dos efeitos de segunda ordem:

$$N_{Ed} = N_{Ed}$$

$$M_{Ed,y} = My_{02,Ed} + M_2 = My_{02,Ed} + N_{Ed} \times ey_2$$

$$M_{Ed,z} = Mz_{02,Ed} + M_2 = Mz_{02,Ed} + N_{Ed} \times ez_2$$

Comprimento da zona crítica

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45m \right\}$$

em que, h_c corresponde à maior dimensão da seção transversal do pilar; e l_{cl} o comprimento livre do pilar.

Nas situações em que l_{cl}/h_c menor que três, quando o pilar se situa no rés-do-chão e quando existe painéis de alvenaria adjacentes ao pilar com altura inferior ao comprimento do pilar, o l_{cr} corresponde ao comprimento total do pilar.

Armadura Transversal

O EC2 exige algumas verificações como:

$$\phi_{\min} \geq \left\{ 6mm; \frac{\phi_{long,max}}{4} \right\}$$

$$S_{cl,max} = \min \left\{ 20\phi_{long,min}; b; 400 \right\}$$

em que, $\phi_{long,max}$ é o diâmetro máximo dos varões longitudinais; $\phi_{long,min}$ é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais; e b a menor dimensão do pilar.

Armadura de Confinamento

$$\alpha w_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

em que, W_{wd} corresponde á percentagem mecânica volumétrica das cintas de confinamento nas zonas críticas do pilar, sendo que este deve ser sempre superior a 0,08 [9]; μ_{ϕ} é o fator de ductilidade em curvatura; v_d é o valor de esforço reduzido; h_c é a altura bruta da seção transversal; h_0 é a altura do núcleo confinado; b_c é a largura bruta da seção

transversal; b_0 a largura do núcleo confinado; $\varepsilon_{sy,d}$ é o valor de cálculo da extensão de cedência do aço; e α é o coeficiente de eficácia do confinamento, determinado pela seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \qquad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right)$$

em que, s é o espaçamento adotado para as cintas de confinamento; n é o número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos; b_i é a distância entre varões consecutivos abraçados.

$$w_{wd} = \frac{V_{cintas}}{V_{núcleo.betão.confinado}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Respeitando o EC8, este impõe duas medidas que permitem assegurar uma ductilidade mínima e evitar encurvadura dos varões verticais, sendo os valores mínimos do diâmetro e espaçamento das cintas:

$$\phi_{\min} \geq 6mm \qquad s \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8d_{bL} \right\}$$

em que, d_{bL} é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais do pilar.

Apêndice 6 – Marcha de cálculo: Fundações

Sapata Isolada

Condições de rigidez e capacidade resistente do solo respetivamente:

$$a \leq 2H$$

$$q_{Ed} \leq q_u$$

em que, a corresponde à dimensão i da sapata menos o comprimento i da seção do pilar a dividir por dois; H corresponde à altura da sapata; q_{Ed} é a tensão atuante no solo; e q_u é a capacidade resistente do solo.

Cálculo das excentricidades:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

Comprimentos carregados e altura da sapata:

$$B' = \sqrt{\frac{N_{Ed} + P_{sapata}}{q_u}}$$

$$L' = B'$$

$$d \geq 2.1 \sqrt{\frac{N_{raro}}{f_{cd}}}$$

$$d = 0.9H$$

Com os comprimentos carregados determina-se os comprimentos finais da sapata:

$$B = B' + 2e_x$$

$$L = L' + 2e_y$$

em que, B' e L' correspondem ao comprimento carregado na direção i ; e B e L correspondem ao comprimento final da sapata na direção i .

Mediante modelos de escoras e tirantes para sapatas isoladas com mais de metade da base carregada, determina-se a reação R_1 , correspondente á reação na metade da base da sapata:

$$R_1 = \frac{N_{Ed}}{2}$$

em que, b_0 e l_0 correspondem á dimensão do pilar respetivamente ao comprimento carregado B e L da sapata segundo a direção i .

De seguida determina-se a força de tração nas armaduras, F_t , mediante equilíbrio de forças,:

$$F_t = \frac{R_1}{\tan \alpha}$$

Verificação da resistência ao punçoamento da sapata de pilar

Assim para a verificação da segurança sem armadura de punçoamento é necessário respeitar a seguinte condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \qquad v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed,red}}{u_1 d}$$

$$\beta = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

em que, $V_{Ed,red}$ é a força útil atuante calculada pela seguinte expressão:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

V_{Ed} é o punçoamento atuante; e ΔV_{Ed} é a reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, isto é, a reação no terreno deduzida do peso próprio da sapata.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} 2d / a \geq v_{\min} 2d / a$$

em que, a é a distancia da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado. Admitiu-se $a=d/2$.

Apêndice 7 – Verificações aos Estados Limites Últimos de Seções Metálicas

Verificação da seção à Tração

$$N_{sd} \leq N_{t.Rd}$$

em que, $N_{t.Rd}$ corresponde ao valor de cálculo de resistência à tração da secção transversal.

$$N_{t.Rd} = N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

em que, $N_{pl.Rd}$ corresponde ao valor de cálculo de resistência plástica da secção bruta.

Verificação da seção à Compressão

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd}$$

em que, $N_{c.Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência à compressão da secção transversal.

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

em que, $N_{pl.Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta.

Verificação da seção à Encurvadura

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

em que, $\beta_A = 1$ para as secções transversais de Classe 1, 2 ou 3.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{0.5}} \leq 1$$

$$\Phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$$

em que, χ corresponde ao fator redução para o modo de encurvadura relevante.

Verificação da seção à Flexão

Para as secções transversais de classe 1 e 2, o critério a satisfazer na ausência do esforço transversal é:

$$M_{sd} \leq M_{N.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

em que, $M_{pl.Rd}$ corresponde ao valor de cálculo do momento resistente plástico da secção bruta.

Verificação da seção à Encurvadura Lateral

$$M_{sd} \leq M_{B.Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \left[\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]^{0.5}} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{crit}} \right]^{0.5}$$

Verificação da seção à Flexão Desviada com Compressão

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

em que,

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0.90$$

em que, X_{\min} é o menor dos valores de X_y e X_z ; X_y e X_z sendo estes os fatores de redução para o eixo yy e zz respetivamente; β_{My} e β_{Mz} são os fatores de momento uniforme equivalente correspondentes à encurvadura por varejamento.

Verificação da seção à Flexão Composta com Compressão

Verificação dos elementos quando sujeitos à flexão composta com compressão, onde encurvadura lateral é um modo de colapso possível. Para tal, esta verificação deve satisfazer:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{Lt} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{Lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

em que,

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.0$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,Lt} - 0.15 \leq 0.9$$

em que, $\beta_{M,LT}$ é um fator de momento uniforme equivalente correspondente à encurvadura lateral.

Verificação da seção à Flexão Desviada

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Verificação da seção à Flexão com Esforço Transverso

Quando o valor de V_{sd} excede 50%, do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,rd}$, o valor de cálculo reduzido do momento resistente plástico da secção é obtido da seguinte forma:

$$M_{v,Rd} = \frac{\left(W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_v^2}{4 \times t_w} \right) \times f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd}$$

Verificação da seção ao Esforço Transverso

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

em que, $V_{pl,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal dado por:

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

em que, A_v corresponde à área de corte.

Apêndice 8 - Orçamentação: Solução em Betão Armado

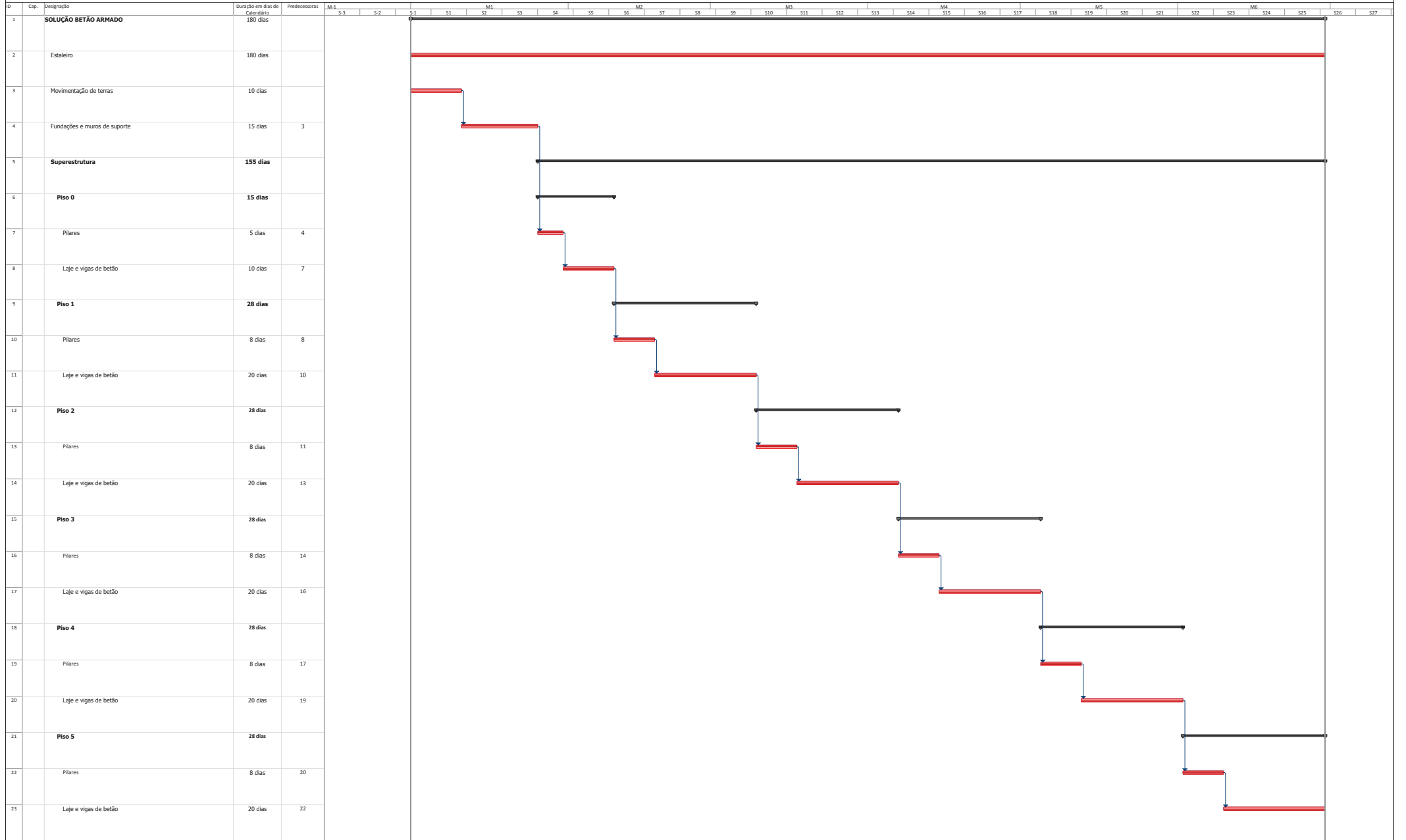
ENTIDADE: TIAGO ANDRÉ NAVE
 EMPREITADA: DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE ENGENHARIA CIVIL - CONSTRUÇÕES CIVIS
 LOCAL: ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA
 Nº PROCESSO: SOLUÇÃO EM BETÃO ARMADO

LISTA DE QUANTIDADES E PREÇOS UNITÁRIOS

Art.	Designação	Unid.	Quant.	Pr. Unit.	Total
1	ESTALEIRO				
1.1	Montagem, construção, manutenção e desmontagem de estaleiro, incluindo mobilização e desmobilização de todos os equipamentos, incluindo execução de caminhos de circulação e vedação comprimindo os requisitos de segurança, colocação de contentores e armazenamento de materiais, instalações sanitárias, todos os trabalhos de implementação do edifício e todos os trabalhos de limpeza necessários durante a fase de obra incluindo coordenação de segurança e higiene em obra.	vg	1,00	19 650,00 €	19 650,00 €
	Total de Art.º				19 650,00 €
2	MOVIMENTO DE TERRAS				
2.1	Trabalhos de decapagem de terra vegetal numa altura média de 20cm, incluindo regularização, transporte e depósito dos produtos sobrantes em vazadouro próprio.	m ²	150,00	0,98 €	147,00 €
2.2	Escavação mecânica em terreno de natureza não rochosa, para obtenção de cotas de projecto para implantação de Edifícios e Vias de Circulação, incluindo regularização e compactação do fundo, transporte e depósito dos produtos sobrantes no local da obra.	m ³	4 050,00	4,32 €	17 496,00 €
2.3	Execução de Aterro por camadas para obtenção de cotas de projecto, com terras provenientes de escavação, incluindo compactação, rega, regularização e todos os equipamentos necessários à execução dos trabalhos.	m ³	2 370,00	2,62 €	6 209,40 €
2.4	Escavação mecânica em terreno de natureza não rochosa na abertura de caboucos para fundações de elementos estruturais, incluindo regularização e compactação do fundo, transporte e depósito dos produtos sobrantes no interior do lote.	m ³	144,00	5,50 €	792,00 €
	Total de Art.º				24 644,40 €
3	BETÃO ARMADO				
3.1	FUNDAÇÕES				
3.1.1	Fornecimento e aplicação de betão de limpeza com 0,10m de espessura da classe C16/20 bem como todos os trabalhos complementares, em SAPATAS DE PILARES e VIGAS DE FUNDAÇÃO.	m ²	195,00	5,74 €	1 119,30 €
3.1.2	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em SAPATAS DE PILARES, NÚCLEOS DE BETÃO e VIGAS DE FUNDAÇÃO do tipo directas, considerando a tensão admissível do solo de 0,30 Mpa.	m ³	135,19	235,80 €	31 877,80 €
3.2	SUPERESTRUTURA				
3.2.1	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em MUIROS DE SUPORTE, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	71,61	327,50 €	23 452,28 €
3.2.2	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em PILARES, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	36,08	402,00 €	14 504,16 €
3.2.3	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em PAREDES RESISTENTES, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	55,37	366,80 €	20 309,72 €
3.2.4	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em VIGAS DE BORDADURA, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	46,94	288,20 €	13 528,11 €
3.2.5	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em LAJE DE ESCADAS, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	13,86	340,60 €	4 720,72 €
3.2.6	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em LAJE FUNGIFORME, com 22cm de espessura, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	413,92	314,90 €	130 343,41 €
	Total de Art.º				252 671,36 €
	TOTAL DOS TRABALHOS				296 965,76 €

A este valor acresce o IVA à taxa legal em vigor.

**Apêndice 9 – Planejamento/Mapa de Trabalhos – Solução em
Betão Armado**



- Tarefa
- Dividir
- Marco
- Sumário
- Resumo de Projecto
- Tarefas Externas
- Marco Externo

- Resumo Manual
- Apenas início
- Apenas conclusão
- Prazo
- Progresso
- Actividade crítica
-

-
-
-
-
-

Apêndice 10 - Orçamentação: Solução Metálica

ENTIDADE: TIAGO ANDRÉ NAVE
 EMPREITADA: DISSERTAÇÃO DE Mestrado de Engenharia Civil - Construções Civis
 LOCAL: ESTG - Instituto Politécnico de Leiria
 Nº PROCESSO: SOLUÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

LISTA DE QUANTIDADES E PREÇOS UNITÁRIOS

Art.	Designação	Unid.	Quant.	Pr. Unit.	Total
1	ESTALEIRO				
1.1	Montagem, construção, manutenção e desmontagem de estaleiro, incluindo mobilização e desmobilização de todos os equipamentos, incluindo execução de caminhos de circulação e vedação comprimindo os requisitos de segurança, colocação de contentores e armazenamento de materiais, instalações sanitárias, todos os trabalhos de implementação do edifício e todos os trabalhos de limpeza necessários durante a fase de obra incluindo coordenação de segurança e higiene em obra.	vg	1,00	17 030,00 €	17 030,00 €
	Total de Art.º				17 030,00 €
2	MOVIMENTO DE TERRAS				
2.1	Trabalhos de decapagem de terra vegetal numa altura média de 20cm, incluindo regularização, transporte e depósito dos produtos sobranes em vazadouro próprio.	m ²	150,00	0,98 €	147,00 €
2.2	Escavação mecânica em terreno de natureza não rochosa, para obtenção de cotas de projecto para implantação de Edifícios e Vias de Circulação, incluindo regularização e compactação do fundo, transporte e depósito dos produtos sobranes no local da obra.	m ³	4 050,00	4,32 €	17 496,00 €
2.3	Execução de Aterro por camadas para obtenção de cotas de projecto, com terras provenientes de escavação, incluindo compactação, rega, regularização e todos os equipamentos necessários à execução dos trabalhos.	m ³	2 370,00	2,62 €	6 209,40 €
2.4	Escavação mecânica em terreno de natureza não rochosa na abertura de caboucos para fundações de elementos estruturais, incluindo regularização e compactação do fundo, transporte e depósito dos produtos sobranes no interior do lote.	m ³	144,00	5,50 €	792,00 €
	Total de Art.º				24 644,40 €
3	BETÃO ARMADO				
3.1	FUNDAÇÕES				
3.1.1	Fornecimento e aplicação de betão de limpeza com 0,10m de espessura da classe C16/20 bem como todos os trabalhos complementares, em SAPATAS DE PILARES e VIGAS DE FUNDAÇÃO.	m ²	185,00	5,74 €	1 061,90 €
3.1.2	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em SAPATAS DE PILARES, NÚCLEOS DE BETÃO e VIGAS DE FUNDAÇÃO do tino directas. considerando a tensão admissível do solo de 0.30 Mpa.	m ³	127,40	235,80 €	30 040,92 €
3.2	SUPERESTRUTURA				
3.2.1	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em MUROS DE SUPORTE, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	71,61	327,50 €	23 452,28 €
3.2.2	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em PAREDES RESISTENTES, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	55,37	366,80 €	20 309,72 €
3.2.3	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em VIGAS DE BORDADURA, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	8,06	288,20 €	2 322,89 €
3.2.4	Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 e armaduras de aço A500NR, incluindo cofragem, descofragem, escoramento, vibração e todos os trabalhos complementares, em LAJE DE ESCADAS, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários.	m ³	13,86	340,60 €	4 720,72 €
	Total de Art.º				94 724,29 €
4	ESTRUTURA METÁLICA				
4.1	ESTRUTURA METÁLICA				
4.1.1	Fornecimento, incluindo material, fabrico e montagem de estrutura metálica decapada ao grau SA 2 1/2, protecção anticorrosiva com aplicação de primário de EPOXI RICO EM ZINCO, refª 15360 da HEMPEL com uma espessura média, no mínimo de 60microns, acabamento a tinta acrílica refª 46370 da HEMPEL com uma espessura média de 50microns, RAL a definir, composta pilares e vigas, incluindo todas as chapas e barras de ligação, chumbadouros, parafusos e todos os materiais inerentes à boa execução dos trabalhos, em aço S275 JR.	kg	62 473,00	1,50 €	93 709,50 €

Apêndice 10 - Orçamentação: Solução Metálica

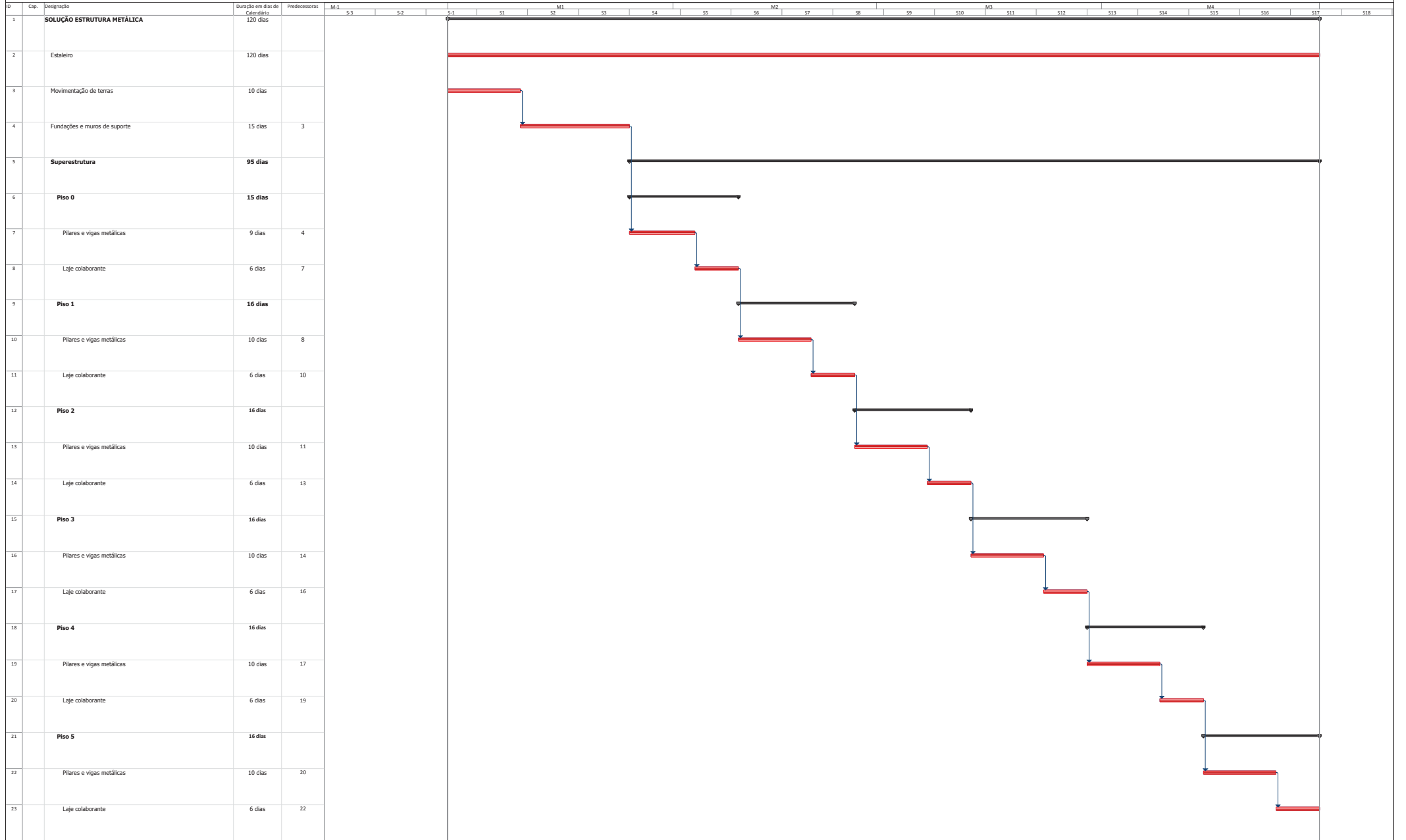
ENTIDADE: TIAGO ANDRÉ NAVE
EMPREITADA: DISSERTAÇÃO DE Mestrado de Engenharia Civil - Construções Civis
LOCAL: ESTG - Instituto Politécnico de Leiria
Nº PROCESSO: SOLUÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

LISTA DE QUANTIDADES E PREÇOS UNITÁRIOS

Art.	Designação	Unid.	Quant.	Pr. Unit.	Total
4.2	CHAPA COLABORANTE				
4.2.1	Fornecimento e montagem de chapa colaborante galvanizada do tipo "HAIRCOL 59_S", com 0,75 mm de espessura, aplicada sobre estrutura metálica calculada para 2kN/m2 (Habitação) e 3kN/m2 (Escritório e Restaurante) de sobrecarga admissível, incluindo conectores, remate de bordadura e todos os acessórios e materiais necessários à boa	m ²	1 967,59	15,50 €	30 497,65 €
4.2.2	Fornecimento e aplicação de lâmina de compressão de betão da classe C30/37 com 0,12 m de espessura betonada sobre chapa colaborante, armada com varões de aço do tipo A500 NR e malha electrosoldada do tipo "Malhasol AR 50", incluindo vibração, escoramento e todos os trabalhos complementares (Piso).	m ²	1 967,59	19,50 €	38 368,01 €
	Total de Art.º				162 575,16 €
	TOTAL DOS TRABALHOS				298 973,85 €

A este valor acresce o IVA à taxa legal em vigor.

**Apêndice 11 – Planejamento/Mapa de Trabalhos – Solução
Metálica**



Tarefa
Dividir
Marco
Sumário
Resumo de Projecto
Tarefas Externas
Marco Externo

- Resumo Manual
- Apenas início
- Apenas conclusão
- Prazo
- Progresso
- Actividade crítica



Apêndice 12 – Regras de Pormenorização

Segundo a regulamentação aplicável existem características transversais a todos os elementos estruturais no que diz respeito à pormenorização dos elementos.

Recobrimento de armaduras

Analisando o Quadro 6 da E464 e pelo estabelecimento do recobrimento mínimo pelo EC2, c_{\min} , o recobrimento nominal, c_{nom} , a utilizar nos cálculos estruturais, bem como em todas as peças desenhadas, é calculado pela seguinte expressão:

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}}$$

Na Tabela 1 são indicados os recobrimentos utilizados em cada elemento estrutural.

Tabela 1 - Recobrimentos nominais adotados

Elementos	Classe de exposição	C_{\min} (mm)	ΔC_{dev} (mm)	$C_{\text{nom,min}}$ (mm)	C_{nom} (mm)
Elementos interiores	XC1	12 (ϕ 12); 16 (ϕ 16); 20 (ϕ 20)	10	25	25 (ϕ 12); 26 (ϕ 16); 30 (ϕ 20)
Elementos exteriores/Paredes Resistentes	XC3	30	10	35	40
	XC4	30	10	40	40
Parede de Contenção/Fundações	XC2	40	10	35	50

Distância mínima entre varões

De forma a permitir uma correta betonagem, assegurando as condições de aderência, o EC2 estabelece uma distancia mínima entre varões, nunca sendo inferior a:

$$S_{\min} \geq \max \{ k_1 \times \phi; d_g + k_2; 20\text{mm} \}$$

em que, $K_1=1$; ϕ é o diâmetro do varão; d_g a dimensão máxima do agregado=20mm e $K_2=5\text{mm}$.

Assim, mediante a expressão apresentada a distância mínima ente varões é de 25mm, para diâmetros de varão inferiores ou iguais a 25mm.

Comprimento de amarração dos varões

O comprimento de amarração dos varões tem como finalidade a transmissão de esforços do varão para o betão mediante forças de aderência. De acordo com o EC2 a expressão que permite calcular este comprimento é a seguinte:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

em que, α_1 é o coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões; α_2 é o coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão; α_3 é o coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais; α_4 é o coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de referência; α_5 é o coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

O comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$, pretende assegurar a força instalada no varão, e é determinado segundo a seguinte expressão:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_C}$$

em que, ϕ é o diâmetro do varão; σ_{sd} é o valor de cálculo de atenção na seção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração; f_{bd} é a tensão de rotura da aderência; η_1 é o coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem; η_2 é o coeficiente relacionado com o diâmetro do varão; f_{ctd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração; α_{ct} é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada.

A Tabela 2 apresenta os comprimentos de amarração de referência para os diversos diâmetros possíveis a adotar.

Tabela 2 - Comprimentos de amarração de referência

ϕ (mm)	$l_{b,rqd}$ (m)
12	0,44
16	0,58
20	0,73
25	0,91

O comprimento de amarração mínimo, apresentado na Tabela 3, $l_{b,min}$, determinou-se respeitando as seguintes limitações:

$$l_{b,min} \geq \min \{0.30 l_{b,rqd}; 10\phi; 10mm\}$$

Tabela 3 - Comprimento de amarração mínimo

\varnothing (mm)	$0,3l_{b,rqd}$ (m)	$10 \varnothing$	m (m)	$l_{b,min}$
12	0,13	0,12	0,10	0,13
16	0,17	0,16	0,10	0,17
20	0,22	0,20	0,10	0,22
25	0,27	0,25	0,10	0,27

Deste modo, obtiveram-se os comprimentos de amarração, como demonstra a Tabela 4.

Tabela 4 - Comprimento de amarração

\varnothing (mm)	l_{bd} (m)
12	0,44
16	0,58
20	0,73
25	0,91

Comprimento de emenda de armaduras

O comprimento de emenda, l_0 , ou comprimento de sobreposição é essencial em situações em que o elemento estrutural apresenta dimensões superiores às existentes na fabricação dos varões de aço. Deste modo é necessário existir um comprimento mínimo para que a transmissão dos esforços se realize em segurança, através de forças de aderência, funcionando assim como um só elemento. A Tabela 5 apresenta os valores mínimos de sobreposição das armaduras.

A sua determinação deve ser efetuada segundo a seguinte expressão:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \max \{ 0.3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200mm \}$$

em que, α_6 é o coeficiente que tem em conta a percentagem de varões sobrepostos em relação à área total da seção transversal.

Tabela 5 - Comprimento de sobreposição mínimo e adotado

\varnothing (mm)	$0.3\alpha_6 l_{b,rqd}$ (m)	$15 \varnothing$ (m)	m (m)	$l_{0,min}$ (m)	l_0 (m)
12	0,13	0,18	0,2	0,20	0,44
16	0,17	0,24	0,2	0,24	0,58
20	0,22	0,3	0,2	0,30	0,73
25	0,27	0,375	0,2	0,38	0,91

Apêndice 13 – Peças desenhadas – Solução em Betão Armado

MATERIAIS

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Especificação	Classe de Abastecimento	Teor de Cimento	Dimensão de Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Colagem
Batido de Limpo C16/20	X0						
Fundação C30/37	XC2/NA	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Paralelamente C30/37	XC2/NA	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Pavimento Forno C30/37	XC2/NA	S3	0,4	2,0	3,0		A2
Pavimento e Tampo C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2
Laje C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2
Laje C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2

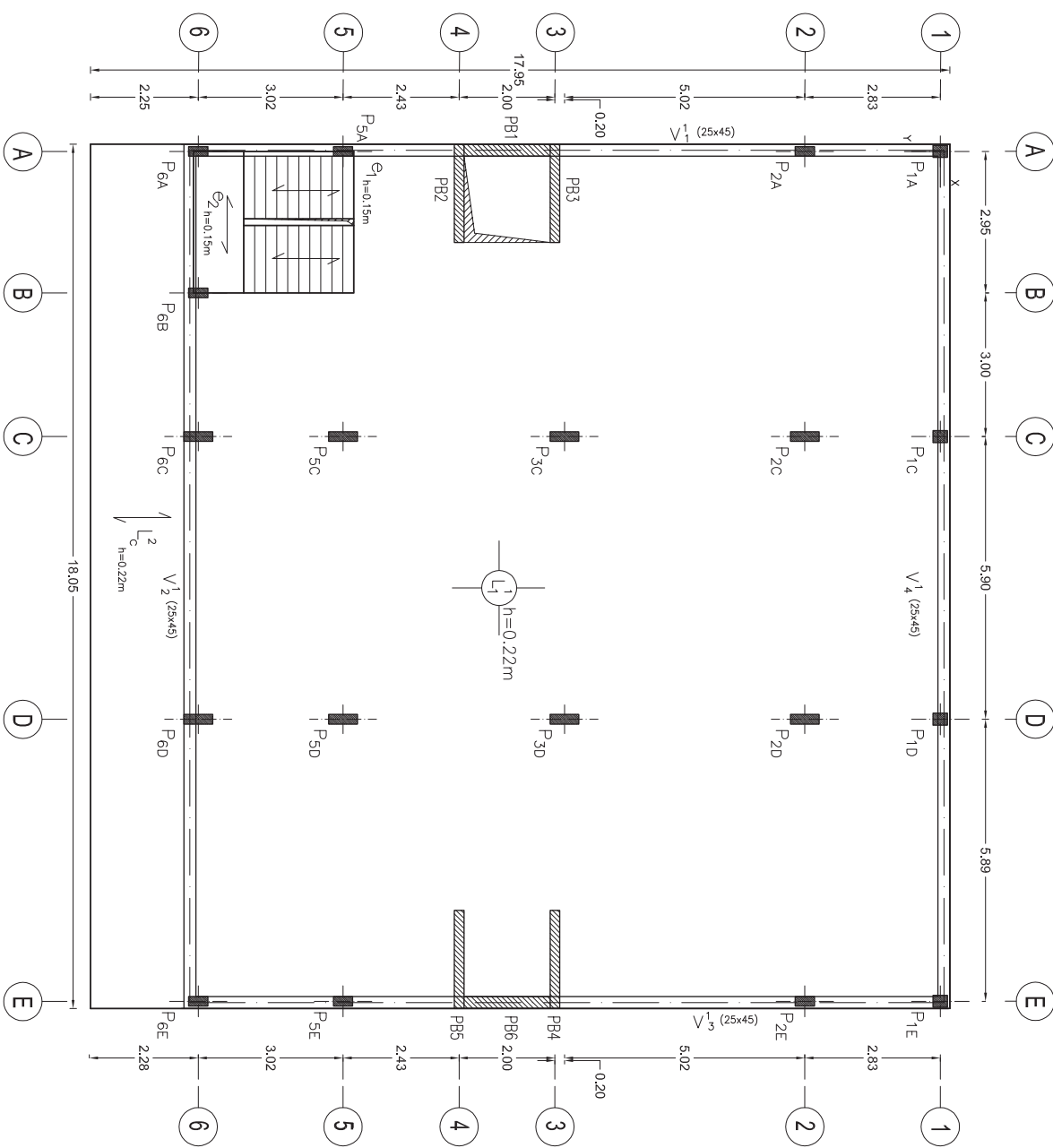
Em Amadurecimento Passivo (DL n.º 390 / 2007) -
 Em Forças: A500 NR S10
 Em Ferris, Barras, Chapas, Flocos e Perfiles: S 275 JR
 Em Reles Estruturais: Classe B18

ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Pilar	Base (m)	Altura (m)	Coordenada +X (m)	Coordenada +Y (m)	Coordenada +Z (m)
P1A	0,25	0,50	0,00	0,00	7,40
P2A	0,20	0,40	2,83	0,00	7,40
P3A	0,20	0,40	12,48	0,00	7,40
P4A	0,20	0,40	15,50	0,00	7,40
P5A	0,20	0,40	18,88	0,00	7,40
P6A	0,20	0,40	18,88	9,05	7,40
P1C	0,25	0,50	0,00	5,95	7,40
P2C	0,20	0,60	2,83	5,95	7,40
P3C	0,20	0,60	7,85	5,95	7,40
P4C	0,20	0,60	12,48	5,95	7,40
P5C	0,20	0,50	0,00	11,85	7,40
P6C	0,20	0,60	2,83	11,85	7,40
P1D	0,20	0,60	7,85	11,85	7,40
P2D	0,20	0,60	12,48	11,85	7,40
P3D	0,20	0,60	17,50	11,85	7,40
P4D	0,20	0,50	0,00	17,75	7,40
P5D	0,20	0,40	2,83	17,75	7,40
P6D	0,20	0,40	12,48	17,75	7,40
Paralelamente	0,20	0,40	15,50	17,75	7,40
Paralelamente	0,25	1,80	9,05	0,00	7,40
P81	0,20	2,05	10,05	0,88	7,40
P82	0,20	2,05	10,05	0,88	7,40
P83	0,20	2,05	8,05	0,88	7,40
P84	0,20	2,05	10,05	18,88	7,40
P85	0,20	2,05	10,05	18,88	7,40
P86	0,25	1,80	9,05	17,75	7,40
Viga de Bordadura	Base (m)	Altura (m)			
V1/V2/V3 e V4	0,25	0,45			
Laje	Espessura (m)	Vão max.			
Frigorífere	0,22	5,95			
Consola	0,15	2,28			
Escadas	0,15	2,95			
Porte de Contêgelo	Espessura (m)	Altura (m)			
Muro	0,25	5,95	4,20		
Fundações	Pilar	Base (m)	Altura (m)		
S1	P88	1,80x1,40	0,20		
S2	P82 P80 P80 P80	2,05x2,40	0,20		
S3	P82 P80 P80 P80	2,05x2,40	0,20		
S4	Núcleo de Batido	3,00x3,00	0,20		
Contínua	1,80 / m	0,20			
Viga de Travessia	0,30	0,90			

AÇÕES

Piso	Subvençoes (kN/m²)	Vivendas
0	4,00	0,00
1	2,00	3,00
2	2,00	3,00
3	2,00	3,00
4	2,00	3,00
5	3,00	3,00
Cobertura	0,40	5,00



REQUERENTE
TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE

ESPECIALIDADE
CONSTRUÇÕES CIVIS

DESCRIÇÃO

SOLUÇÃO EM BETÃO ARMADO
 PLANTA ESTRUTURAL PISO 1 (PISO TIPO)

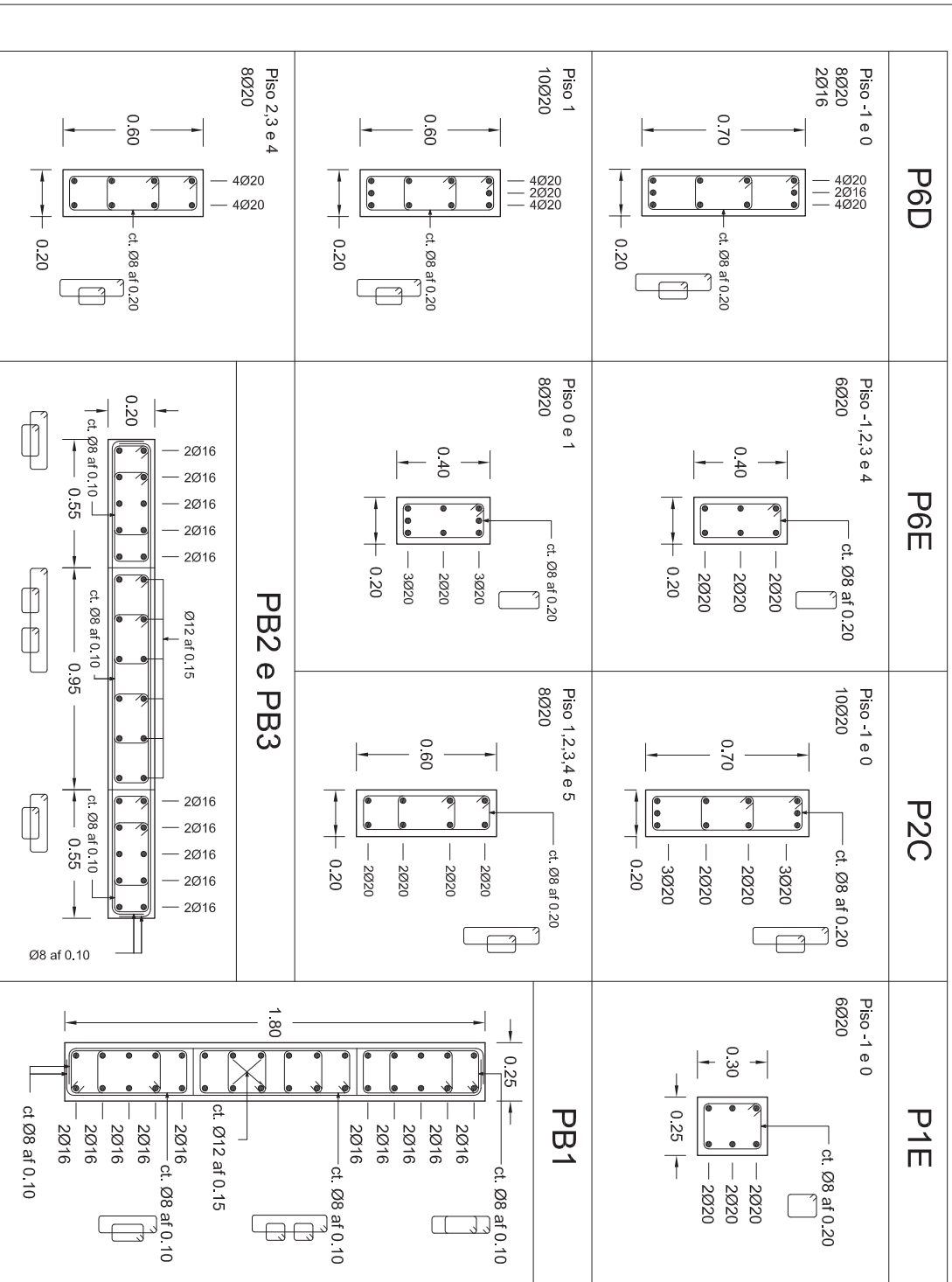
FASE
 DISSERTAÇÃO DE MESTRADO
 TÉCNICO RESPONSÁVEL
 ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA

LOCAL DA OBRA
 ESTG - LEIRIA

PROJECTO
 Eng.º TIAGO ANDRÉ NAVE

ESCALA
 1:100





MATERIAIS

Betão (NP EN 206-1-2007/E464-2007)

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Classe de Abobramento	Taxa de Cloratos	Dimensão do Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Concreto
Betão de Limpeza	CI 6/20	X0					
Fundação	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	5,0	A1
Parede Contorno	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	5,0	A1
Pavimento Térreo	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	3,0	A2
Paredes e Pilares	C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2
Vigas	C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2
Lajes	C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2

ÁÇO

Em Armaduras Passivas (DL n.º 390 / 2007)	Em Estruturas Metálicas (EN 10025-1)
Em varões A500 NR SD	Em Perfis, Barras, Chapas, Forcas e Perfilados: S 275 JR
Em Redes Eletrosoldadas: A500 NR SD	Em Chumbadores: Classe 8.8

REQUERENTE

TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE

DESCRIÇÃO

QUADRO DE PILARES E PAREDES RESISTENTES

LOCAL DA OBRA

ESTG - LEIRIA

PROJECTOU

Eng.º TIAGO ANDRÉ NAVE

ESPECIALIDADE

CONSTRUÇÕES CIVIS

FASE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

TÉCNICO RESPONSÁVEL

ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA

DESENHO

EST-03

Escala

1:20



MATERIAIS

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Classe de Armamento	Teor de Cimento	Dimensão de Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Concreto
Batido de Limpeza C16/20	X0						
Fundação C30/37	XC2/TA1	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Parede Contorno C30/37	XC2/TA1	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Pavimento Forno C30/37	XC3/TA1	S3	0,4	2,0	3,0		A2
Pavimento e Forno C30/37	XC3/TA1	S3	0,4	2,0	3,0		A2
Laje C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2
Laje C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2

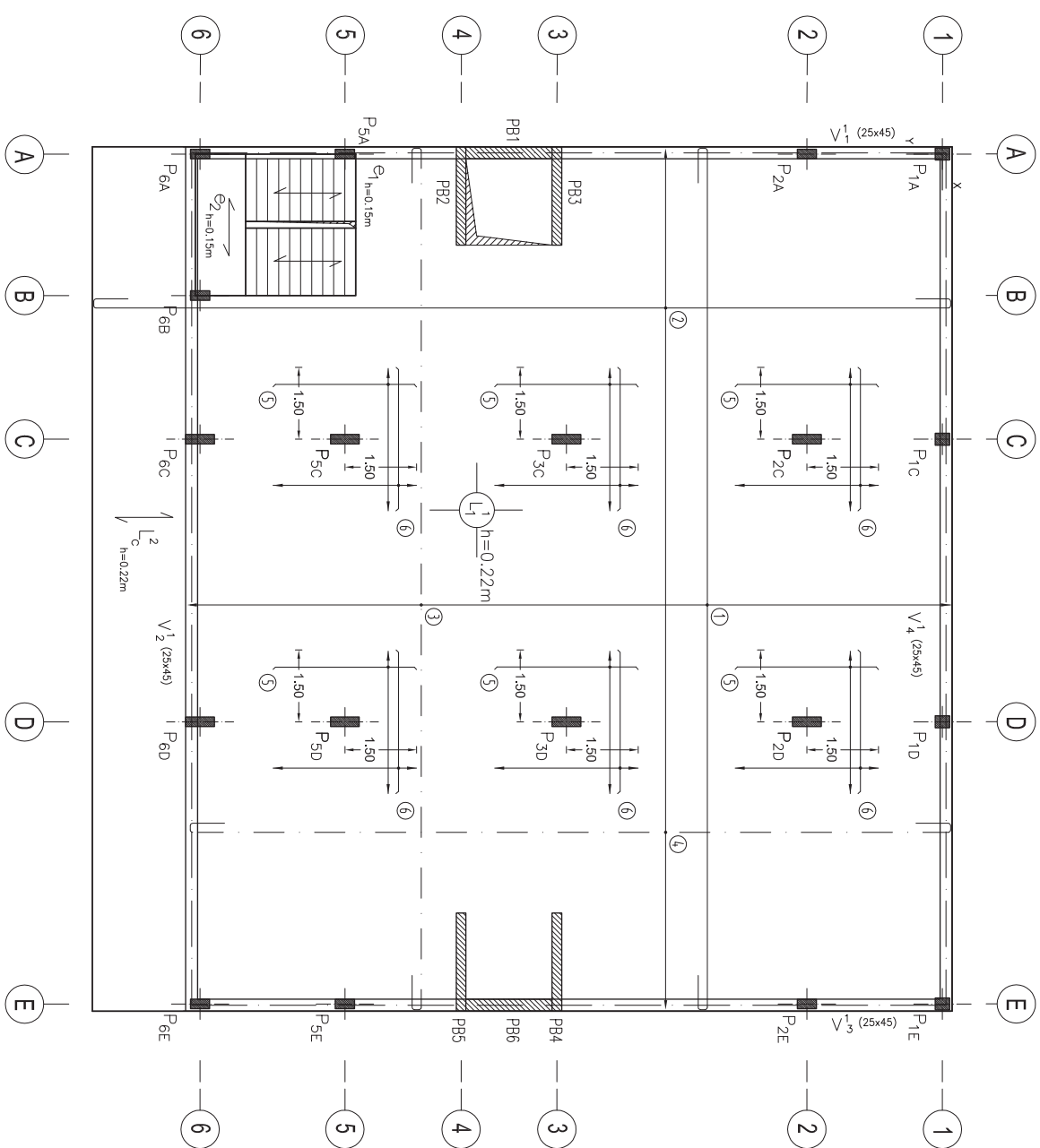
Em Armaduras Passivas (DL n.º 390 / 2007) / Em Estruturas Metálicas (EN 10025-1)
 Em vórtex: A500 NR S50 / Em Ferris, Barras, Chapas, Flocos e Perfiles: S 275 JR
 Em Redes Eletrodoadoras: A500 NR S50 / Em Parafusos e Porcas: Classe 8.8

ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Pilar	Base (m)	Altura (m)	Coordenada +X (m)	Coordenada +Y (m)	Coordenada +Z (m)
P1A	0,25	0,50	0,00	0,00	7,40
P2A	0,20	0,40	2,83	0,00	7,40
P3A	0,20	0,40	12,48	0,00	7,40
P4A	0,20	0,40	15,50	0,00	7,40
P5A	0,20	0,40	18,88	0,00	7,40
P6A	0,20	0,40	19,50	0,00	7,40
P1C	0,25	0,50	0,00	5,95	7,40
P2C	0,20	0,60	2,83	5,95	7,40
P3C	0,20	0,60	7,85	5,95	7,40
P4C	0,20	0,60	12,48	5,95	7,40
P5C	0,20	0,60	17,48	5,95	7,40
P6C	0,20	0,60	18,88	5,95	7,40
P1D	0,25	0,50	0,00	11,85	7,40
P2D	0,20	0,60	2,83	11,85	7,40
P3D	0,20	0,60	7,85	11,85	7,40
P4D	0,20	0,60	12,48	11,85	7,40
P5D	0,20	0,60	17,48	11,85	7,40
P6D	0,20	0,60	18,88	11,85	7,40
P1E	0,25	0,50	0,00	17,75	7,40
P2E	0,20	0,40	2,83	17,75	7,40
P3E	0,20	0,40	12,48	17,75	7,40
P4E	0,20	0,40	15,50	17,75	7,40
P5E	0,20	0,40	18,88	17,75	7,40
P6E	0,20	0,40	19,50	17,75	7,40
Parede Resposta	Espessura (m)	Comprimento (m)	Coordenada +X (m)	Coordenada +Y (m)	Coordenada +Z (m)
PB1	0,25	1,80	9,05	0,00	7,40
PB2	0,20	2,05	10,05	0,88	7,40
PB3	0,20	2,05	8,05	0,88	7,40
PB4	0,20	2,05	10,05	16,88	7,40
PB5	0,20	2,05	10,05	18,88	7,40
PB6	0,25	1,80	9,05	17,75	7,40
Viga de Bordadura	Base (m)	Altura (m)			
V1/V2/V3 e V4	0,25	0,45			
Laje	Espessura (m)	Vão max.			
Frigorífere	0,22	5,95			
Consola	0,15	2,28			
Escadas	0,15	2,95			
Projete de Contorno	Espessura (m)	Altura (m)			
Muro	0,25	5,95			
Fundações	Pilar	Base (m)	Altura (m)		
S1	P88	1,80x1,40	0,20		
S2	P2C P80 P20 P80	2,50x2,50	0,20		
S3	P2C P80 P20 P80	2,50x2,50	0,20		
S4	Núcleo de Balão	3,00x3,00	0,20		
Coluna	1,80 / m	0,20			
Viga de Tracamento	0,30	0,90			

ACOES

Pilo	Subseções (kN/m ²)	Vórtices
0	4,00	0,00
1	2,00	3,00
2	2,00	3,00
3	2,00	3,00
4	2,00	3,00
5	3,00	5,00
6	3,00	5,00
	Cobertura	0,40



ARMADURAS LONGITUDINAIS

Número	ARMADURA SUPERIOR	ARMADURA INFERIOR
1	Armadura	
2	Ø12/0,15 c/ 12,00m	
3	Ø12/0,15 c/ 12,00m	
4	Ø16/0,15 c/ 12,00m	
5	Ø16/0,15	Comprimento
6	Ø16/0,15	3,00 m

REQUERENTE: **TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE**

DESCRICÇÃO: **SOLUÇÃO EM BETÃO ARMADO LAJE FUNGIFORME PISO 1 (ELEMENTO TIPO)**

LOCAL DA OBRA: **ESTG - LEIRIA**

PROJECTOU: **Eng.º TIAGO ANDRÉ NAVE**

ESPECIALIDADE: **CONSTRUÇÕES CIVIS**

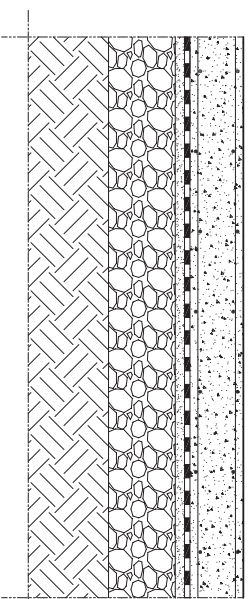
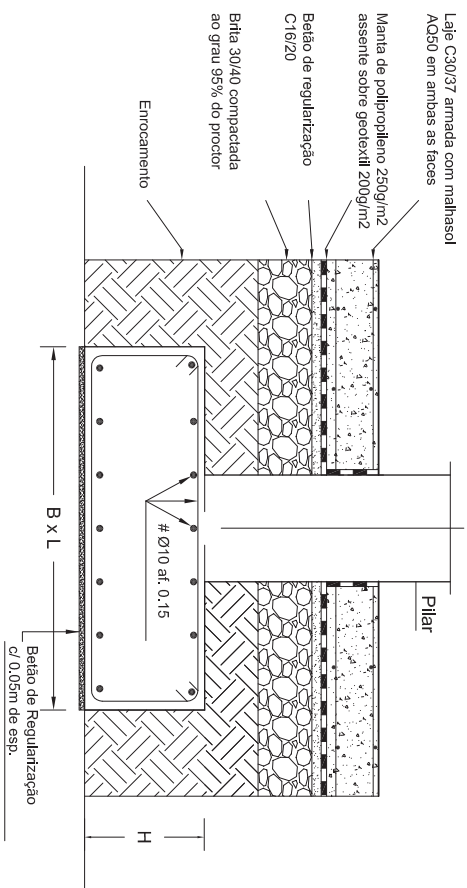
FASE: **DISSERTAÇÃO DE MESTRADO TÉCNICO RESPONSÁVEL**

DESENHO: **ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA**

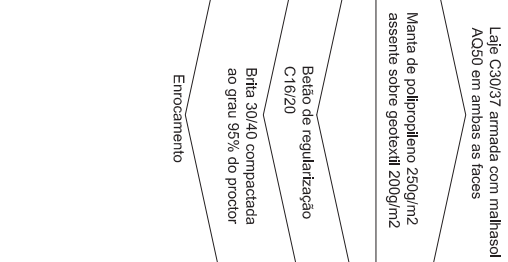
EST-04

Escala: **1:100**

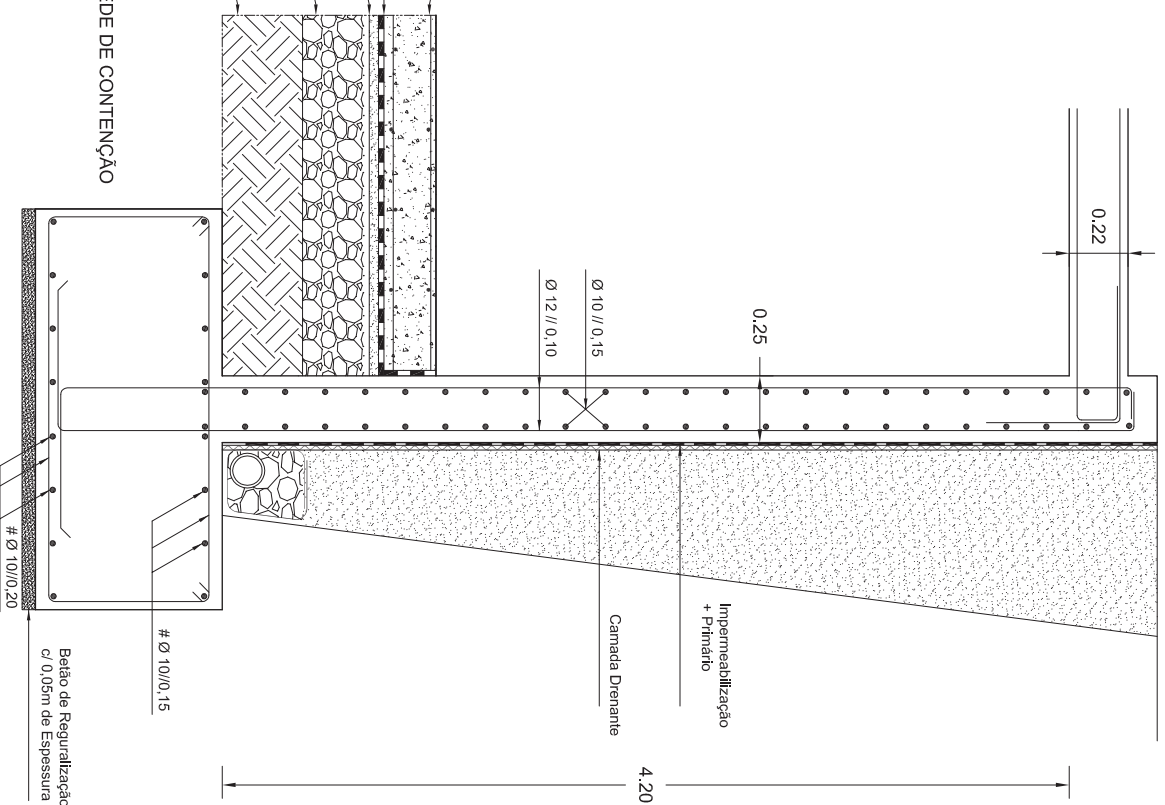
IPPL - *secção superior de tecnologia e gestão de projectos*



PAVIMENTO TÉRREO



PAREDE DE CONTENÇÃO



MATERIAIS

Betão (NP EN 206-1-2007/E464-2007)

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Classe de Abobramento	Torç de Coresitas	Dimensão do Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Cotroçgem
Betão de Lmpaza	C16/20	X0					
Fundaçães	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	5,0	A1
Parede de Contença	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	5,0	A1
Pavimento Têrreo	C30/37	XC2/XA1	S3	0,4	2,5	5,0	A1
Paredes e Pilares	C30/37	KC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2
Vigas	C30/37	KC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2
Lajes	C30/37	KC3	S4	0,4	2,0	3,0	A2

AOO

Em Armaduras Passivas (DL n.º 390 / 2007)	Em Estruturas Metêlicas (EN 10025-1)
Em varões A500 NR SD	Em Perfis, Barras, Chapas, Forças e Perfusores: S 275 JR
Em Redes Electrosoldadas: A500 NR SD	Em Chumbadores: Classe 8,8

REQUERENTE

TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE

DESCRIPÇÃO

SAPATA TIPO, PAVIMENTO TÉRREO
PAREDE DE CONTENÇÃO

LOCAL DA OBRA

ESTG - LEIRIA
PROJECTOU
Eng.º TIAGO ANDRÉ NAVE

ESPECIALIDADE

CONSTRUÇÕES CIVIS

FASE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

TÉCNICO RESPONSÁVEL

ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA

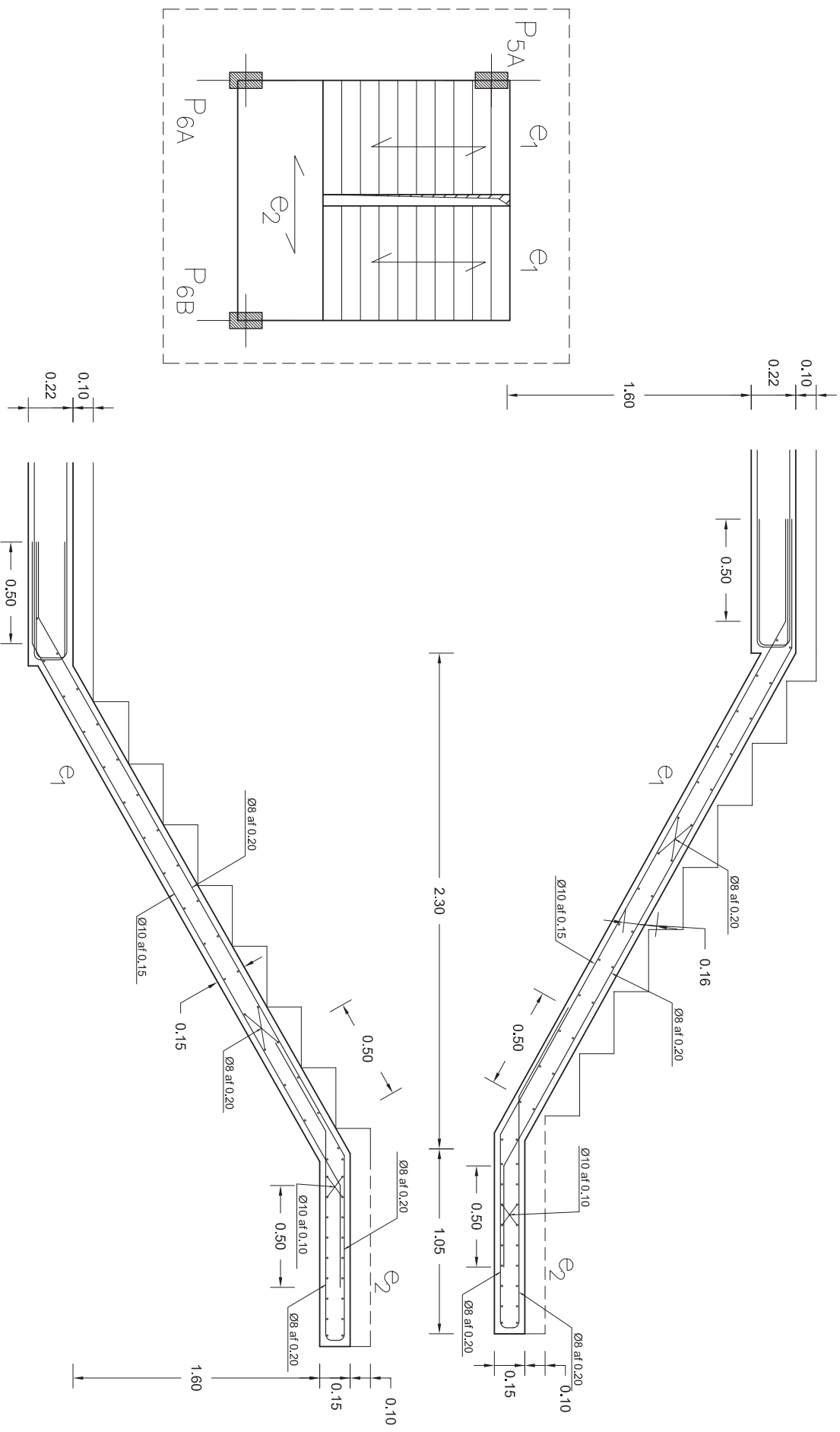
DESENHO

EST-05

ESCALA

1:20





MATERIAIS

Betão (NP EN 206-1-2007/E464-2007)

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Classe de Abobramento	Teor de Cloratos	Dimensão do Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Corrosão
Baixo de Limpaça	C16/20	X0					
Fundações	C30/37	XC2/XA1	S3	0.4	2.5	5.0	A1
Parede Contenção	C30/37	XC2/XA1	S3	0.4	2.5	5.0	A1
Pavimento Terço	C30/37	XC2/XA1	S3	0.4	2.0	3.0	A2
Paredes e Pilares	C30/37	XC3	S4	0.4	2.0	3.0	A2
Vigas	C30/37	XC3	S4	0.4	2.0	3.0	A2
Lajes	C30/37	XC3	S4	0.4	2.0	3.0	A2

ACO

Em Armaduras Passivas (DL n.º 390 / 2007)	Em Estruturas Metálicas (EN 10025-1)
Em varões A500 NR SD	Em Perfis, Barras, Chapas, Forças e Perfilusos: S 275 JR
Em Redes Electrosoldadas: A500 NR SD	Em Chumbadores: Classe 8.8

REQUERENTE

TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE

DESCRIÇÃO

LAJE DE ESCADAS (ELEMENTO COMUM TIPO)

LOCAL DA OBRA

ESTG - LEIRIA

PROJECTOU

Eng.º TIAGO ANDRÉ NAVE

ESPECIALIDADE

CONSTRUÇÕES CIVIS

FASE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

TÉCNICO RESPONSÁVEL

ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA

DESENHO

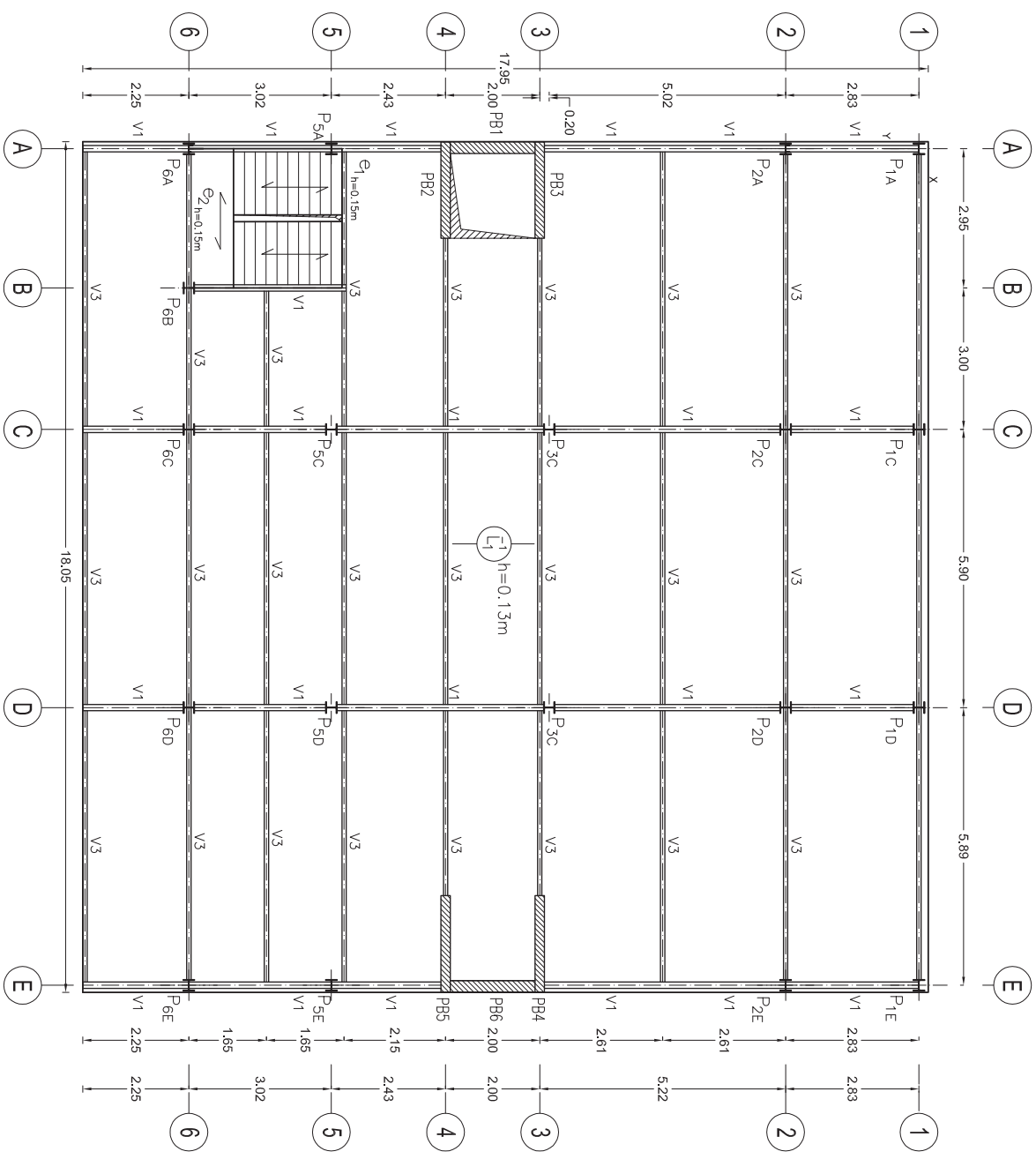
EST-06

ESCALA

1:20



**Apêndice 14 – Peças desenhadas – Solução em Estrutura
Metálica**



MATERIAIS

Elemento	Classe de Resistência	Classe de Expositão	Classe de Abastecimento	Teor de Cimento	Dimensão de Agregado (cm)	Recobrimento (cm)	Classe de Colagem
Batido de Limpaço C16/20	X0						
Fundação C30/37	XC2/NA	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Parede Contorno C30/37	XC2/NA	S3	0,4	2,5	5,0		A1
Pavimento Térreo C30/37	XC3/NA	S3	0,4	2,0	3,0		A2
Portezos e Fustes C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2
Lajes C30/37	XC3	S4	0,4	2,0	3,0		A2

ACÇO

Em Amolduras Passivas (DL n.º 390 / 2007) - Em Estruturas Metálicas (EN 10025-1)

Em varões: A500 NR S10 - Em Ferris, Barras, Forças e Perdas: S 275 JR

Em redes Estruturadoras: A500 NR S10 - Em Cunchalobros: Classe B18

ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Perfil	Base (m)	Altura (m)	Coordenada +X (m)	Coordenada +Y (m)	Coordenada +Z (m)
P1A	HEB240	0,24	0,00	0,00	7,40
P2A	HEB240	0,24	2,83	0,00	7,40
P3A	HEB240	0,24	12,48	0,00	7,40
P4A	HEB240	0,24	15,50	0,00	7,40
P5A	HEB240	0,24	18,50	0,00	7,40
P6A	HEB240	0,24	0,00	5,95	7,40
P1C	HEB240	0,24	0,00	5,95	7,40
P2C	HEB240	0,24	2,83	5,95	7,40
P3C	HEB240	0,24	7,85	5,95	7,40
P4C	HEB240	0,24	12,48	5,95	7,40
P5C	HEB240	0,24	17,48	5,95	7,40
P6C	HEB240	0,24	0,00	11,85	7,40
P1D	HEB240	0,24	0,00	11,85	7,40
P2D	HEB240	0,24	2,83	11,85	7,40
P3D	HEB240	0,24	7,85	11,85	7,40
P4D	HEB240	0,24	12,48	11,85	7,40
P5D	HEB240	0,24	17,48	11,85	7,40
P6D	HEB240	0,24	0,00	17,75	7,40
P1E	HEB240	0,24	0,00	17,75	7,40
P2E	HEB240	0,24	2,83	17,75	7,40
P3E	HEB240	0,24	7,85	17,75	7,40
P4E	HEB240	0,24	12,48	17,75	7,40
P5E	HEB240	0,24	17,48	17,75	7,40
P6E	HEB240	0,24	15,50	17,75	7,40

Perfis	Espessura (m)	Comprimento
P81	0,25	1,80
P82	0,20	2,05
P83	0,20	2,05
P84	0,20	2,05
P85	0,20	2,05
P86	0,25	1,80

Viga	Perfil	Base (m)	Altura (m)
Principal	HEF270	0,135	0,27
Secundária	IFE180	0,091	0,18

Loge	Espessura (m)	Vão max. (m)	Altura (m)
Colaborante	0,13	5,95	
Escadas	0,15	2,95	

Muro	Projete de Contorno	Espessura (m)	Vão max. (m)	Altura (m)
Muro	0,25	5,95	4,20	

Fundações	Plat	Base (m)	Altura (m)
S1	P82	1,20x1,20	0,20
S2	RPD P82 P80	1,80x1,80	0,20
S3	PPC P82	2,00x2,00	0,20
S4	PPC P82 P80	2,30x2,30	0,20
S5	Núcleo de Batido	2,00x3,00	0,20
Contorno	1,80 / m		
Vão do pavimento	0,50		

ACÇÕES	Piso	Sobrecargas (kN/m²)	Vivendas
	0	4,00	0,00
	1	2,00	3,00
	2	2,00	5,00
	3	2,00	5,00
	4	2,00	5,00
	5	3,00	5,00
	5	3,00	5,00
	0,40		

REQUERENTE: **TIAGO ANDRÉ DOS SANTOS NAVE**

ESPECIALIDADE: **CONSTRUÇÕES CIVIS**

FASE: **DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

DESCRIÇÃO: **SOLUÇÃO ESTRUTURAL METÁLICA**

PLANTA ESTRUTURAL PISO 1 (PISO TIPO)

LOCAL DA OBRA: **ESTG - LEIRIA**

TÉCNICO RESPONSÁVEL: **ESTG - INSTITUTO POLITÉCNICO DE LEIRIA**

PROJECTO: **EST-07**

DESENHO: **EST-07**



Eng.º **TIAGO ANDRÉ NAVE**

Escala: **1:100**