

HIRONILSA LENIRA DA VEIGA SEMEDO

**ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO-BETÃO E DE BETÃO
ARMADO EM EDIFÍCIOS CORRENTES:
DIMENSIONAMENTO E CUSTO**

Orientador: Elói João Faria Figueiredo

Coorientadora: Ana Brandão de Vasconcelos

Coorientador: Nuno Miguel de Freitas Silva

**Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias
Faculdade de Engenharia**

Lisboa

2018

HIRONILSA LENIRA DA VEIGA SEMEDO

**ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO-BETÃO E DE BETÃO
ARMADO EM EDIFÍCIOS CORRENTES:
DIMENSIONAMENTO E CUSTO**

Dissertação defendida em provas públicas para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na especialização de Construção e Estruturas no Curso em Engenharia Civil conferindo pela Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias no dia 19/12/2018, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º 281/2018, de 07 de setembro de 2018, com a seguinte composição

Presedente: Prof. Doutor Francisco Faria Ferreira, por delegação do Diretor do curso

Arguente: Doutor João Pedro Santos, LNEC

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo, ULHT

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias
Faculdade de Engenharia

Lisboa

2018

A Educação é a arma mais poderosa que você pode usar para mudar o mundo.

Nelson Mandela

Dedico esse trabalho à minha família, principalmente aos meus pais, Maria Moreira, Carlos Semedo e ao meu ex-marido, Júlio Semedo por sempre acreditarem em mim.

Agradecimentos

Aos Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo, Prof.^a Doutora Ana Brandão de Vasconcelos e Prof. Doutor Nuno Miguel de Freitas Silva pela orientação indispensável, dedicação, paciência e confiança, para além da imunidade de coexistir com pessoas extraordinárias.

E também não deixo de agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) pela oportunidade e à Luísa Gonçalves pela disponibilidade.

Aos meus pais e ao meu ex. marido por serem parte do pilar de desenvolvimento da dissertação e da minha vida académica.

À minha família e amigos pelo constante apoio.

Em especial ao meu amigo Nailson pela compressão, apoio incondicional e dedicação para que este trabalho fosse realizado.

Não deixo de agradecer a Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, a todos os professores e aos funcionários da Faculdade de Engenharia pela ajuda.

Resumo

Numa economia onde são cada vez mais recorrentes as críticas ao setor da construção civil por atrasos e falta de produtividade, e numa sociedade cada vez mais rigorosa em todos os aspetos técnicos e estéticos, torna-se imprescindível que as empresas realizem os seus planos de trabalho em função das necessidades dos clientes.

Neste trabalho foca-se sobre o estudo de um edifício de habitação corrente de betão armado, onde os elementos estruturais foram substituídos por elementos mistos aço-betão. Assim, o estudo consistiu no dimensionamento dos elementos mistos aço-betão e na análise e comparação de custos das duas soluções estruturais aço-betão e betão armado.

O dimensionamento dos elementos mistos foi realizado com base em estudos académicos e normativos, apresentando-se os cálculos para o dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com o Eurocódigo 4, tais como lajes mistas com chapa perfilada, vigas de aço e pilares tubulares com secção retangular, onde o aço e o betão trabalham como um único elemento. Posteriormente, recorrendo ao levantamento de medições das duas soluções em questão, foi possível avaliar o custo de execução de cada solução estrutural, de forma a definir a solução mais económica.

Por fim, com os resultados dos custos das duas soluções conclui-se que, a estrutura mista aço-betão apresenta menor custo comparado com a estrutura tradicional de betão armado.

Palavras-chave: Estrutura mista aço-betão, lajes mistas, vigas mistas, pilares mistos, conectores.

Abstract

In an economy where criticisms of the construction sector are increasingly in competition with delays and lack of productivity, and in an ever more rigorous society in all technical and aesthetic aspects, it is imperative that companies carry out their work plans in customer's needs.

This work focuses on the study of a current residential building of reinforced concrete, where the structural elements were replaced by mixed elements steel-concrete. Thus, the study consisted in the dimensioning of the steel-concrete composite elements and the analysis and cost comparison of the two steel-concrete and reinforced concrete solutions.

The sizing was carried out based on academic and normative studies, presenting the calculations for the dimensioning of the structural elements, according to Eurocode 4, such as mixed slabs with profiled sheet, steel beams and tubular pillars with rectangular section, where steel and concrete work as a single element. Later, based on the results of the design, using the measurement of the two solutions in question, it was possible to evaluate the execution cost of each constructive solution, to define the most economical solution.

Finally, with the results of the costs of the two solutions, it is concluded that the mixed steel-concrete structure presents a lower cost compared to the reinforced concrete structure.

Keywords: Mixed steel-concrete structure, mixed slabs, composite beams, mixed columns, shear connectors.

Lista de Acrónimos e Siglas

Alt	Altura
Aplic	Aplicação
Cind	Custo indireto
Cdir	Coeficiente de direção
Cseason	Coeficiente de sazão
Coef	Coeficiente
Comp	Comprimento
Dens	Densidade
Esp	Espessura
EC3	Eurocódigo 3 (1993) – Projeto de estrutura metálica
EC4	Eurocódigo 4 (1994) - Projeto de estruturas mistas aço - betão
MQT	Mapa de Quantidades de Trabalho
Quant	Quantidade
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lcr/imp	Lucros ou imprevisto
Larg	Largura

Símbolos

A_{pe}	área da chapa perfilada
A_c	área do betão
A_s	área de armadura longitudinal
A_v	área de corte da secção de aço estrutural
b	largura do banzo de perfis
b_0	largura média da nervura de betão trapezoidal a nível do centro de gravidade da chapa perfilada
b_r	representa a largura da nervura
b_s	representa a distância entre os centros das nervuras adjacentes da chapa perfilada
E_a	módulo de elasticidade do aço estrutural
E_d	valor de cálculo atuante
E_{cm}	módulo de elasticidade médio secante do betão
$E_{c, eff}$	módulo de elasticidade médio secante do betão efetivo
$(EI)_{eff}$	rigidez efetiva de uma secção mista
E_s	módulo de elasticidade do aço da armadura
f_{cd}	tensão de cálculo resistente à compressão do betão
f_{ck}	tensão característico resistente à compressão do betão
f_{ctm}	tensão resistente à tração do betão
f_{sd}	tensão de cálculo de cedência do aço da armadura
f_{sk}	tensão característico de cedência do aço da armadura
f_u	tensão última à tração do aço estrutural
f_{yd}	tensão de cálculo de cedência do aço estrutural
f_y	tensão característico de cedência do aço estrutural
$G_{k, j}$	carateriza o valor das ações permanentes
h	altura do perfil metálico

h_c	altura do betão da secção mista
h_i	altura entre banzos de perfil I/H
h_p	altura da chapa perfilada
I_a	momento de inércia do aço estrutural
I_c	momento de inércia do betão
I_s	momento de inércia da armadura
k_e	fator de correção usado na determinação
k	parâmetros característicos da chapa perfilada, fornecido pelo fabricante
m	parâmetros característicos da chapa perfilada, fornecido pelo fabricante
L	comprimento do pilar mista
M_{Ed}	momento fletor atuante
M_{pl}	momento fletor plástico
M_{Rd}	momento fletor resistente de cálculo;
N_{cr}	carga critica de Euler
N_c	força máxima de compressão no betão acima da chapa
N_{Ed}	esforço axial atuante de cálculo
N_G	esforço axial das cargas permanente
N_{pl}	esforço axial plástico
$N_{p,pl}$	força de plastificação da secção efetiva da chapa (força de tração na chapa)
N_{Rd}	esforço axial resistente de cálculo
N_{Rk}	esforço axial resistente característico
n	coeficiente de homogeneização
P_{Rd}	resistência ao corte dos conetores
$Q_{k,1}$	carateriza o valor das ações permanentes
R_d	valor de cálculo resistente;
t_f	espessura do banzo de perfil I/H

t_w	espessura da alma de perfil I/H
V_{Ed}	esforço de corte atuante
V_{pl}	esforço de corte plástico
V_{Rd}	esforço de corte resistente
$V_{V,Rd}$	esforço de corte vertical resistente
W_{pa}	módulo de flexão plástico do aço
Z_G	posição do centro de gravidade
Z_{pl}	posição da linha neutra plástico
α	fator de imperfeição dos perfis de aço estrutural
β	coeficiente genérico utilizado no cálculo do fator k
γ_a	coeficiente de segurança do aço estrutural
γ_c	coeficiente de segurança do betão
γ_s	coeficiente de segurança da armadura
γ_G	coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes e assume o valor de 1,35
γ_Q	coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis e assume o valor de 1,5
δ	contribuição relativa da secção de aço estrutural
ε_s	extensão do aço estrutural
ε_u	extensão última da armadura
η	fator genérico utilizado para o cálculo da resistência dos betões leves
λ_w	esbelteza normalizada da alma

Índice Geral

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos do trabalho.....	2
1.2	Organização do trabalho	2
1.3	Metodologia.....	3
2	ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO	5
2.1	Considerações iniciais	5
2.2	Enquadramento histórico das estruturas mista aço-betão	5
2.2.1	Definição e composição de estruturas mistas aço-betão	8
2.3	Estrutura de betão armado.....	9
2.4	Materiais constituintes	12
2.4.1	Betão armado	12
2.4.2	Aço para betão armado	19
2.4.3	Aço estrutural	21
2.5	Conectores	24
2.6	Chapas perfilhadas de aço para lajes mistas	29
2.7	Principais vantagens e inconvenientes.....	29
2.8	Considerações finais	30
2.8.1	Comparação das estruturas mistas aço-betão face a betão armado .. Erro! Marcador não definido.	
3	SOLUÇÕES CONSTRUTIVOS E ELEMENTOS ESTRUTURAIS MISTOS AÇO-BETÃO	33
3.1	Considerações iniciais	33
3.2	Método construtivo de estrutura mista aço-betão	33
3.3	Lajes mistas com chapa perfilada (colaborante)	34
3.3.1	Processo de dimensionamento (EC4)	38
3.3.2	Verificação da segurança em relação estado limite último das chapas perfiladas ...	42
3.3.3	Verificação da segurança em relação estado limite de utilização das chapas perfiladas.....	43
3.3.4	Verificação da segurança em relação estado limite último da laje mista	44
3.3.5	Verificação da segurança em relação ao estado limite utilização da laje mista	50

3.4	Vigas mistas	52
3.4.1	Processo construtivo	54
3.4.2	Procedimento de dimensionamento (EC4)	55
3.5	Pilares mistos	70
3.5.1	Processo construtivo	71
3.5.2	Procedimento de dimensionamento (EC4)	72
3.5.3	Verificação da segurança em relação ao estado limite último	75
4	DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURA MISTA AÇO-BETÃO.....	77
4.1	Considerações iniciais.....	77
4.2	Descrição do caso de estudo	77
4.2.1	Caraterização do edifício	77
4.2.2	Caraterização estrutural do edifício	78
4.3	Ações a considerar no projeto.....	79
4.3.1	Sobrecargas	79
4.3.2	Ação do vento em edificio	80
4.4	Dimensionamento de estrutura mista aço-betão	82
4.4.1	Introdução	82
4.4.2	Lajes mistas.....	83
4.4.3	Cobertura metálica	95
4.4.4	Vigas mistas	101
4.4.5	Pilares mistos	112
4.5	Considerações finais.....	116
5	AVALIAÇÃO DO CUSTO DA ESTRUTURA MISTA AÇO-BETÃO E DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO DO EDIFÍCIO	119
5.1	Considerações iniciais.....	119
5.2	Definição do custo e compilação de informação necessária para a sua quantificação.....	119
5.2.1	Medição dos trabalhos de construção	120
5.2.2	Fichas de rendimento	123
5.2.3	Valor da proposta: definição e forma de cálculo	125
5.3	Cálculo do custo do edifício para os dois tipos de estrutura	127

5.3.1	Cálculo do custo para a estrutura mista aço-betão	127
5.3.2	Cálculo do custo para estrutura de betão armado	137
5.3.3	Análise dos custos obtidos para os dois tipos de estruturas	149
5.4	Considerações Finais	154
6	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	155
6.1	Conclusões	155
6.2	Desenvolvimentos futuros	156
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	157

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Característica de resistência de deformação do betão, Quadro 3.1 da EN 1992-1-1	13
Tabela 2.2 – Propriedades das armaduras, quadro C.1 EN 1992-1-1.....	20
Tabela 2.3 – Valores das tensões para aços estruturais laminados a quente (EN 1993-1-1, do quadro 3.1).....	22
Tabela 2.4 – Valores nominais das tensões para secções tubulares (EN 1993-1-1, quadro 3.1)	23
Tabela 3.1 – Tensão tangencial considerando a encurvadura, f_v (Calado & Santos, 2013)....	43
Tabela 3.2 – Valores básicos de L/d_p para lajes mistas sem esforços normais de compressão (Calado & Santos, 2013)	52
Tabela 3.3 – Valores recomendado para os limites dos deslocamentos verticais.	68
Tabela 4.1 – Categoria de cobertura, Quadro 6.9, (EN 1991-1-1,2009)	80
Tabela 4.2 – Categoria de terreno e respetivo parâmetro, Quadro 4.1, (EN 1991-1-4,2010) .	81
Tabela 4.3 – Coeficientes de pressão exterior do vento na cobertura (EN1991-1-4, 2011).....	97
Tabela 4.4 – Valor da pressão do vento.....	97
Tabela 4.5 – Valores adotados para o painel de cinco ondas	98
Tabela 4.6 – Resumo da decomposição da largura efetiva da viga continua	102
Tabela 5.1 – Mapa de medição da estrutura mista aço-betão (a continuar)	128
Tabela 5.2 – Fichas de rendimento para a estrutura mista aço-betão	130
Tabela 5.3 – Custo de fabrico para estruturas mistas aço-betão.....	131
Tabela 5.4 – Mapa de quantidade de trabalho estruturas mistas aço-betão (a continuar)	133
Tabela 5.5 – Mapa de quantidade de trabalho estruturas mistas aço-betão (a continuação)..	135
Tabela 5.6 – Mapa de medição da estrutura de betão (a continuar)	138
Tabela 5.7 – Fichas de rendimentos para a estrutura de betão armado	141
Tabela 5.8 – Custo de fabrico para estrutura de betão armado (a continuar).....	143
Tabela 5.9 – Custo de fabrico para estrutura de betão armado (continuação).....	144
Tabela 5.10 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (a continuar)	145
Tabela 5.11 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (a continuar)	146
Tabela 5.12 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (continuar) .	147
Tabela 5.13 – Custo de cada elemento estrutural em relação as duas soluções.	150

Índice de Quadros

Quadro 1 - Fabrico de betão simples, ficha IC 90008	163
Quadro 2 - Aplicação de betão simples para laje, ficha IC 3031	163
Quadro 3 - Aplicação de betão simples para pilares, ficha IC 3013	164
Quadro 4 - Aplicação de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5	164
Quadro 5 – Corte, dobragem e amarração armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela II.5	165
Quadro 6 - Corte, dobragem e amarração de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5	166
Quadro 7 - Aplicação de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5	167
Quadro 8 – Montagem da chapa perfilada, ficha IC 1071.....	167
Quadro 9 – Montagem de vigas metálicas (perfil de aço), ficha IC 10066	168
Quadro 10 – Montagem de pilares metálicas (perfil de aço), ficha IC 10068.....	168
Quadro 11 – Transporte de armaduras e perfis metálicos com grua de torre, Paz branco tabela I.5.....	169
Quadro 12 – Fabrico de betão simples, ficha IC 90008	173
Quadro 13 – Aplicação de betão simples para as lajes, ficha IC 3031.....	173
Quadro 14 – Aplicação de betão simples para as vigas, ficha IC 3032.....	174
Quadro 15 – Aplicação de betão simples para os pilares, ficha IC 3013	174
Quadro 16 – Execução de cofragem para as lajes, ficha IC 3103	175
Quadro 17 – Execução de cofragem para as vigas, ficha IC 3103	175
Quadro 18 – Execução de cofragem para os pilares, ficha IC 3099.....	176
Quadro 19 – Corte, dobragem e amarração do aço para lajes, ficha IC 3033 e tabela do Paz branco II.5.....	177
Quadro 20 – Corte, dobragem e amarração do aço para lajes, ficha IC 3033 e tabela do Paz branco II.5.....	178
Quadro 21 – Corte, dobragem e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5.....	179
Quadro 22 - Corte, dobragem e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5.....	180
Quadro 23 – Corte, dobragem e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5.....	181

Quadro 24 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5	182
Quadro 25 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5	183
Quadro 26 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5	184
Quadro 27 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5	185
Quadro 28 – Aplicação de armadura nas lajes, tabela do Paz branco II.5	186
Quadro 29 – Aplicação de armadura nas lajes, tabela do Paz branco II.5	186
Quadro 30 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5	187
Quadro 31 - Aplicação armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5	187
Quadro 32 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5	188
Quadro 33 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5	188
Quadro 34 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5	189
Quadro 35 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5	189
Quadro 36 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5	190
Quadro 37 – Transporte de betão com grua, tabela do Paz branco II.1	190
Quadro 38 – Transporte de cofragem com grua, tabela do Paz branco I.5	191

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Empire State Bulding, Estados Unidos da América (https://www.google.pt)	6
Figura 2.2 – Alguns exemplos de estruturas mistas em Portugal: a) Centro Comercial Colombo (Lisboa); b) Ponte 25 de Abril à esquerda (Lisboa); c) Edifício Burgo (Porto); d) Torre São Gabriel e São Rafael (Lisboa) (https://www.google.pt)	8
Figura 2.3 – Esquema representativo do conceito de estruturas mistas (Calado & Santos, 2013)	9
Figura 2.4 – Primeira construção de betão armado, Barco de Lambot, 1848 (Appleton, 2005)	10
Figura 2.5 – Atrium Saldanha, 2017 (www.google.pt)	11
Figura 2.6 – a) Instituto universitária de lisboa; b) Ponte de Sejáes; c) Edifício de Moagem de caramujo; d) Fundação Calouste Gulbenkian, vista geral, alçado (Appleton, 2013)	11
Figura 2.7 – Blocos de retângulos de tensões para o betão no estado limite último (Calado & Santos, 2013)	15
Figura 2.8 – Representação da relação entre tensão-deformação e reta secante que define E_{cm} (EN 1992-1-1 (3.1.5))	15
Figura 2.9 – Ábacos para determinação do coeficiente de fluência $\phi(\infty, t_0)$, para betão em condições ambientais normais (EN 1992-1-1 (3.1.4))	17
Figura 2.10 – Ábacos para determinação do coeficiente de fluência $\phi(\infty, t_0)$, para betão em condições ambientais normais, (EN 1992-1-1 (3.1.4): a) Ambiente interior RH = 50 %; b) Ambiente exterior RH = 80%)	17
Figura 2.11 – Diagrama tensões-extensão do aço típico de armadura para betão armado (EN 1992-1-1, 3.2 (4))	20
Figura 2.12 – Relação entre a classificação das armaduras em Portugal e a classificação indicado no Anexo C, (EN 1992-1-1, quadro NA)	21
Figura 2.13 – Relação tensão-extensão bilinear pra aço estrutural (EN 1993-1-1, 5.4.3 (4)) ..	24
Figura 2.14 – Funções dos conetores (EN 1994-1-1, 6.6, 2011)	25
Figura 2.15 – Tipos de conectores usuais (Malite, 1990)	26
Figura 2.16 – Conectores de corte soldados, a) Perno de cabeça, b) cantoneira, c) perfil em U, d) Ganchos, e) Blocos e f) perfoboud (Calado & Santos, 2013)	26
Figura 2.17 – Conectores Rígidos (Guimarães, 2009)	27
Figura 2.18 – Grau de conexão nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)	28
Figura 2.19 – Grau de interação nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)	28
Figura 2.20 – Soluções estruturais para vigas (Calado & Santos, 2013)	31
Figura 2.21 – Soluções estruturais para colunas (Calado & Santos, 2013)	31

Figura 3.1 – Possíveis soluções de elementos estruturais mistos aço-betão (Calado & Santos, 2013)	34
Figura 3.2 – Processo construtivo da laje mista (Figueiredo, 2014).....	35
Figura 3.3 – Esquema de uma laje mista corrente (Saúde., Raimundo., Prola., & pierin, 2006)	35
Figura 3.4 – Execução da laje mista em duas fases	36
Figura 3.5 – Nomenclatura para definição da geometria da chapa perfilada (Esq. – Tipo trapezoidal, Dir. – Tipo reentrante) (Alva, 2000)	37
Figura 3.6 – Comprimentos de apoios mínimos (EN 1994-1-1, 2011).....	38
Figura 3.7 – Sobrecargas de construção para a chapa perfiladas utilizadas como cofragem (Gonçalves, 2016).....	40
Figura 3.8 – Efeito de "poça" (Calado & Santos, 2013)	40
Figura 3.9 – Representação de possíveis secções críticas em lajes mistas com chapa perfilada (Calado & Santos, 2013).....	45
Figura 3.10 – Distribuição plástica de tensões para momentos positivos.....	46
Figura 3.11 – Distribuição plástica de tensões para momentos negativos.....	47
Figura 3.12 – Dimensões genéricas da laje mista com chapa perfilada (Gonçalves, 2016)	49
Figura 3.13 – Representação do perímetro do contorno critico para o punçoamento de uma laje mista com chapa perfilada.....	50
Figura 3.14 – Exemplo de secção de viga mista (Figueiredo, 2014)	53
Figura 3.15 – Comportamento de interação entre a viga de aço e a laje de betão (Alva, 2000)	53
Figura 3.16 – Tipos de secções de vigas mistas mais utilizadas (Malite,1990).....	54
Figura 3.17 – Classificação das secções transversais (Calado & Santos, 2013).....	57
Figura 3.18 – Distribuição de tensões longitudinais no banzo de betão (laje) devido ao efeito de Shear lag (Malite, 1990).....	58
Figura 3.19 – Definição da largura efetiva do banzo para cálculo de tensões (Fabrizzi, 2007)	58
Figura 3.20 – Vãos equivalentes para determinação das larguras efetivas do banzo de betão para vigas contínuas (EC 1994, 2011)	59
Figura 3.21 – Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respetivamente (Guimarães, 2009)	61
Figura 3.22 – Encurvadura lateral, numa viga mista contínua (Guimarães, 2009).....	61
Figura 3.23 – Definição geométrica da secção	62
Figura 3.24 – Representação das forças em cada bloco para o cálculo do momento fletor resistente plástico (Calado & Santos, 2013)	62

Figura 3.25 – Distribuição plástica das tensões, quando eixo da linha neutra se localiza na zona do banzo de betão	64
Figura 3.26 – Disposições geométricas com chapa perfiladas com nervuras transversais ao apoio (EN 1994-1-1, 2011).....	66
Figura 3.27 – Deslocamento verticais a considerar (Martins, 2014).....	68
Figura 3.28 – Exemplos de vários tipos de pilares: a) completamente envolvido em betão; b) parcialmente envolvido em betão; c) preenchido por betão (Rodrigues, 2008).....	71
Figura 3.29 – Projeto do edifício Burgo no porto (Rodrigues, 2008)	72
Figura 3.30 – Processo de construção do edifício Millenium Tower em Viena, Austrália (Rodrigues, 2008)	72
Figura 4.1 – Planta arquitetónica dos pisos correntes (Moutinho, 2015).....	78
Figura 4.2 – Planta estrutural: a) rés de chão; b) pisos correntes (Moutinho, 2015).....	78
Figura 4.3 – Representação do alçado: a) alçado principal; b) corte (Moutinho, 2015)	79
Figura 4.4 – Convenção de sinais das pressões do vento, (EN 1919-1-4, 2010)	80
Figura 4.5 – Coeficiente de pressão exterior na cobertura de duas águas (EN1991-1-4, 2011)	82
Figura 4.6 – Modelo da Chapa perfilada em análise	83
Figura 4.7 – Momentos fletores atuantes positivos	85
Figura 4.8 – Distribuição de tensões, usando blocos retangulares	85
Figura 4.9 – Momentos fletores atuante negativo	87
Figura 4.10 – Distribuição de tensões para o caso do momento negativo.....	88
Figura 4.11 – Esforço de corte	89
Figura 4.12 – Secção transversal da alma (Calado & Santos, 2013).....	91
Figura 4.13 – Esforços atuante de cálculo	94
Figura 4.14 – Painel Irmamenta de cinco ondas (Tabela Edigespor construção).....	98
Figura 4.15 – Exemplo de uma viga continua (Moutinho, 2015).....	101
Figura 4.16 – Decomposição da largura efetiva de uma viga continua.....	101
Figura 4.17 – Largura efetiva da viga simplesmente apoiada (Moutinho, 2015).....	102
Figura 4.18 – Posição da linha neutra para o momento positivo.....	104
Figura 4.19 – Momento fletor atuante de uma viga simplesmente apoiada.....	105
Figura 4.20 – Esforço transversal de cálculo.	106
Figura 4.21 – Modelo de escora e tirante para viga mista (Martins, 2014).....	109
Figura 5.1 – Exemplo de fichas de rendimento (Manso, 2004)	123
Figura 5.2 – Custo total das duas estruturas	149

Figura 5.3 – Análise do custo de cada elemento estrutural das duas soluções	150
Figura 5.4 – Custo dos materiais, equipamentos e mão de obra por tipo de estrutura.....	151
Figura 5.5 – Percentagem de custo de mão de obra, materiais e equipamentos	152
Figura 5.6 – Peso do custo de cada elemento estrutural (laje, viga e pilar) por tipo de estrutura	152
Figura 5.7 – Custo de betão	153
Figura 5.8 – Consumo da armadura	153
Figura 5.9 – Consumo de aço estrutural	154

Introdução

A Engenharia Civil é uma das engenharias mais antigas e de extrema importância para desenvolvimento da sociedade em que vivemos, pois abrange todas as atividades desde a conceção, execução e manutenção de todo tipo de estruturas e infraestruturas.

Em Portugal, e no mundo de uma forma geral, os sistemas estruturais e construtivos estão ainda muito dependentes da tecnologia do betão armado, pois a mesma é ainda a solução tradicional para execução de estruturas.

Com o desenvolvimento contemporâneo de Engenharia Civil, têm surgido novos sistemas estruturais e construtivos, de entre quais os sistemas mistos de aço-betão, cuja combinação de perfis de aço e betão visa aproveitar as vantagens individuais de cada material, com o potencial de diminuir o peso próprio da estrutura e os tempos de execução.

A associação dos dois materiais é cada vez mais usada, uma vez que o aço apresenta uma elevada resistência à tração e o betão resiste à compressão e protege o aço contra o fogo e a corrosão. Assim, do lado da Engenharia Civil, os dois materiais apresentam características e comportamentos diferentes, mas complementares para resistir aos esforços estruturais e às condições de exposição das estruturas.

Em Portugal, as estruturas mistas aço-betão são ainda pouco usuais porque há poucas empresas especializadas para esse tipo de trabalhos. Contudo, com o desenrolar do tempo, o sistema misto começa-se a expandir. Este aumento foi significativo devido à sua aplicação em pontes, lajes e em coberturas de médios e grandes vãos.

Hoje em dia as empresas de construção civil ou mesmos os donos de obra procuram, cada vez mais, soluções com maior durabilidade, menor tempo de execução e menor custo. Portanto, há permanentemente pressão sobre a comunidade científica para investigar, desenvolver e viabilizar novas tecnologias de construção.

Esta dissertação pretende analisar as tecnologias, metodologias e os custos associados às estruturas tradicionais de betão armado e às estruturas mistas aço-betão, de forma a viabilizar a utilização mais frequente das últimas.

1.1 Objetivos do trabalho

Uma vez que as estruturas mistas aço-betão em Portugal ainda têm pouca expressão, este trabalho pretende discutir as suas vantagens e inconvenientes, de forma a viabilizar a sua utilização com mais frequência. Estes tipos de estruturas têm necessidades de estudos nacionais que qualifiquem as mesmas em termos de custo final de construção. Note-se que, atualmente, regista-se considerável utilização das mesmas em países como a Espanha, Holanda, Alemanha, Reino Unido e países nórdicos, principalmente em edifícios comerciais/escritórios e de habitação, tendo-se também verificado a sua utilização em parques de estacionamento.

Para o caso de estudo foi considerado um edifício corrente de betão armado, em que os elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) foram substituídos por elementos mistos aço-betão, tais como lajes de chapa perfilada, vigas em perfil comercial do tipo IPE e pilares do tipo tubulares com seções retangulares.

Assim, o objetivo principal deste estudo consiste em fazer uma análise comparativa de duas soluções estruturais para um edifício corrente, constituído por uma solução mista aço-betão e por uma solução tradicional de betão armado.

Para efeito, a partir de um edifício existente de betão armado, será levado a cabo (i) o dimensionamento estrutural de uma solução mista aço-betão (lajes, vigas e pilares) de acordo com o Eurocódigo 4; (ii) a quantificação de materiais, da mão de obra e de equipamentos; e (iii) a quantificação e comparação do custo total das duas soluções estruturais. Importa realçar que esta análise, conjuntamente, abrange também o comportamento estrutural e os aspetos construtivos.

1.2 Organização do trabalho

A dissertação está organizada da seguinte forma:

- Após de um breve resumo de introdução no capítulo 1, o capítulo 2 destina-se à descrição da evolução histórico das estruturas mistas e betão armado tendo em conta a sua vantagem, inconveniente e os materiais constituintes

ou as principais propriedades dos materiais constituintes dos elementos estruturais mistos de aço-betão de acordo com os Eurocódigos e Normas Europeias.

- O Capítulo 3 demonstra os métodos construtivos das estruturas mistas aço-betão e dos elementos mistos (laje, vigas e pilares), bem como os procedimentos de cálculos para o dimensionamento de acordo com a norma - EN 1994-1-1.
- O Capítulo 4 recai sobre o dimensionamento dos elementos mistos (lajes, vigas e pilares) do caso prático, em que as lajes são de chapa perfilada trapezoidal, as vigas são em perfis comercial IPE270 e os pilares são tubulares de secções retangulares em aço.
- O Capítulo 5 destina-se à avaliação do custo de um edifício, com duas soluções mista de aço-betão e de betão armado, incluindo as medições dos trabalhos de construção, as fichas de rendimento, o custo de fabrico e os mapas de quantidades de trabalhos (MQT). Por fim é analisado e comparado o custo das duas soluções estruturais.
- No Capítulo 6 dispõem-se as conclusões de acordo com o objetivo definido, bem como as propostas do trabalho futuro.

1.3 Metodologia

Utilização de um programa de cálculo automático utilizando Robot Structural Analysis para obter os esforços nas lajes, vigas e pilares, analisando-se os critérios de dimensionamento aos estados limites de utilização e último.

A metodologia de dimensionamento baseia-se essencialmente na norma EN 1994-1-1, aplicada a um projeto de estrutura mista aço-betão de um edifício corrente, nas exigências associados a resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo. No caso prático, os requisitos associados não são considerados em relação ao isolamento térmico e acústico. Não obstante os documentos utilizados para o dimensionamento de um edifício misto de acordo com as normas portuguesas, neste trabalho aplicam-se ainda a EN 1993 - Eurocódigo 3 (EC3) para projeto de estruturas metálicas, derivada da utilização de perfis metálicos nas secções mistas; EN 1992 - Eurocódigo 2 (EC 2) para projeto de estruturas de betão; EN 1990 - Eurocódigo (EC

0) para Bases de projeto e EN 1991 - Eurocódigo 1 (EC 1) para ações em estruturas, necessárias para projetos de qualquer tipo de aplicação.

Relativamente ao custo para proceder à medição dos trabalhos de construção incluídos em cada uma das estruturas, recorreu-se à publicação do LNEC intitulada “Curso sobre Regras de Medição na Construção” (Fonseca, 2010), bem com as fichas de rendimento” (Manso, 2004), que contêm informação económica e técnica compilada em fichas de rendimentos de trabalhos de construção civil com custos associados e as tabelas do Paz Branco (Branco J. P., 1983).

Estruturas Mistas Aço-Betão

2.1 Considerações iniciais

Este capítulo tem como objetivo fazer um breve resumo sobre o estado de arte das estruturas mistas de aço-betão e de betão armado, bem como as principais características, vantagens e inconvenientes. No mesmo faz-se referência ao comportamento estrutural, aos materiais constituintes e à comparação dos dois sistemas estruturais.

2.2 Enquadramento histórico das estruturas mista aço-betão

Nos últimos anos, as estruturas têm-se desenvolvido com a introdução de novas técnicas construtivas e de novos materiais, no qual os elementos estruturais partindo dos elementos resistente de aço e de betão são utilizados corretamente. As primeiras estruturas mistas apareceram nas antigas civilizações em que os Assírios (antigo reino do médio oriente) fabricavam tijolos de barro reforçado com palha. A posteriori, os Gregos e os Romanos construíram paredes revestidas com material diferente no interior, de modo a melhorar o seu comportamento (Calado & Santos, 2013).

Entretanto, a estrutura mista desenvolveu-se na metade do século XIX no Estado Unidos da América devido a ligação de aço e betão nos sistemas estruturais em edifícios alto, em 1930 surgiu as primeiras normalizações de estruturas mistas em New York City Building Code.

Segundo Figueiredo, (2014), a ideia de combinar o perfil tubular de aço com o betão formando elementos mistos no meado século XIX quando os pioneiros de betão armado recorreram as cantoneiras, barras e perfis de ferro fundido como armadura. Assim, já no início do mesmo século começaram a aparecer a evolução das vigas mistas. Com os desenvolvimentos

tecnológicos tais como a produção industrial, a eletricidade e os motores nos Estados Unidos da América, possibilitam o primórdio de novos métodos construtivos.

Daí surgiu a construção de treliças feitas de madeira e ferro forjado 1840 pelo Howe. Depois de quatro anos Thomas e Pratt igualmente privilegiaram a construção de treliças de madeira e ferro forjado, desse modo nas diversas zonas rurais de Inglaterra observaram-se pontes contruídas de varões de ferro forjado com elementos verticais aplicado pelo Howe e os elementos diagonais exercido pelo Pratt. Também em meados de século XIX, e com o aparecimento do betão, os elementos de ferro forjado começaram a ser envolvidos por este material para os proteger do fogo, podendo ser considerados como primeiros elementos mistos de aspeto semelhante ao dos outros (Calado & Santos, 2013).

Porém de 1890 a 1920 apareceram as primeiras estruturas mistas de aço-betão nas construções de armazéns e arranha-céu, nas décadas 20 e 30 com o crescimento do uso das estruturas mistas nos Estado Unidos da América cabe a construção de grandes quantidades edificações em altura como por exemplo Empire State Bulding (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Empire State Bulding, Estados Unidos da América (<https://www.google.pt>)

No entanto na década 30 as estruturas mistas já estavam espalhadas pelo mundo. Na Suíça foi incrementado a aplicação de vigas mistas de conectores contruídos por varões com formato em espiral com o método de sistema Alpha.

Em 1944 surgiu o regulamento da construção mista pela Associaton of State Highway Officials nos Estados Unidos da América, e de seguida em 1952 American Institute of steel constrution apresentou também o regulamento (Calado & Santos, 2013).

Entretanto na década 50 e de 60, apareceram muitas questões significativo nos elementos estruturais mistos como os vários tipos de conectores, na separação vertical entre o perfil de aço e o betão, o atrito, a torção das vigas mistas, as vibrações e as resistências última da secção.

Com a diminuição de estruturas mistas no ano 80, as estruturas mistas começaram a progredir a partir de ano 90 em estruturas novas, reabilitação e reforços de estruturas com uma imensa expansão quer por parte dos engenheiros quer por parte dos arquitetos. No entanto com a divulgação mais atual da Comunidade Europeia da construção metálica, que tem efetuado a regulamentação apropriado à verificação de segurança e ao dimensionamento de estruturas mista, como por exemplo Eurocódigo 4 - Projeto de Estruturas mistas Aço-Betão.

Em Portugal, as estruturas mistas não eram muito usuais, porque as empresas especializadas em construções mistas não tinham operadores qualificados para a execução de mão de obra, comparando com a estrutura de betão armado que é o tradicional, ao contrário que se passa na maior parte da Europa.

Geralmente com o desenvolvimento de estruturas metálicas em Portugal, e é mais usual em edifícios comerciais, escritórios, parque de estacionamento, em edifícios industriais e entre outros.

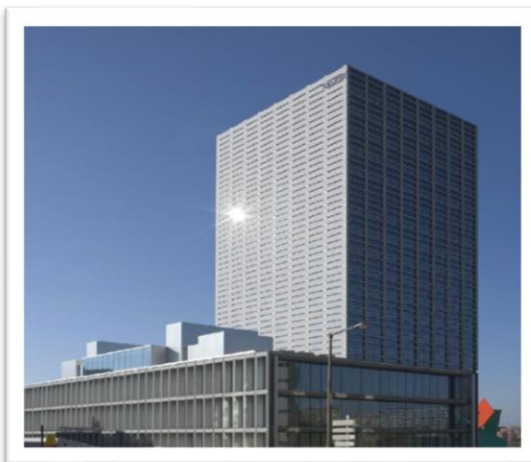
Alguns exemplos de estruturas mistas em Portugal destaca-se o Edifício Burgo na cidade do Porto, da autoria do Arq. Eduardo Souto Moura, onde se utilizaram os pilares de geometria constante em secção mista. As Torre Oriente e Ocidente que juntas, o Centro Comercial Colombo em cada uma das torres está divida em duas partes distintas: o núcleo central da estrutura que tem o seu desenvolvimento até à cobertura do edifício em elementos de betão armado, enquanto a periferia é constituída por vigas e pilares metálicos, as Torres de São Gabriel e São Rafael, o parque das Nações e o ponte 25 de Abril (Figura 2.2).



a)



b)



c)



d)

Figura 2.2 – Alguns exemplos de estruturas mistas em Portugal: a) Centro Comercial Colombo (Lisboa); b) Ponte 25 de Abril à esquerda (Lisboa); c) Edifício Burgo (Porto); d) Torre São Gabriel e São Rafael (Lisboa) (<https://www.google.pt>)

2.2.1 Definição e composição de estruturas mistas aço-betão

As estruturas mistas são constituídas por elementos estruturais com secções mistas, ou seja, secções resistentes em betão armado (ou simples) e aço estrutural, em que o betão funciona à compressão sendo assim protege o aço contra corrosão. Os materiais estão ligados entre si e trabalham solidariamente, tendo assim elementos estruturais com comportamentos diferentes do que se tivesse isoladamente. Estas ligações entre os vários materiais podem ser discretas ou continua (ver a Figura 2.3).

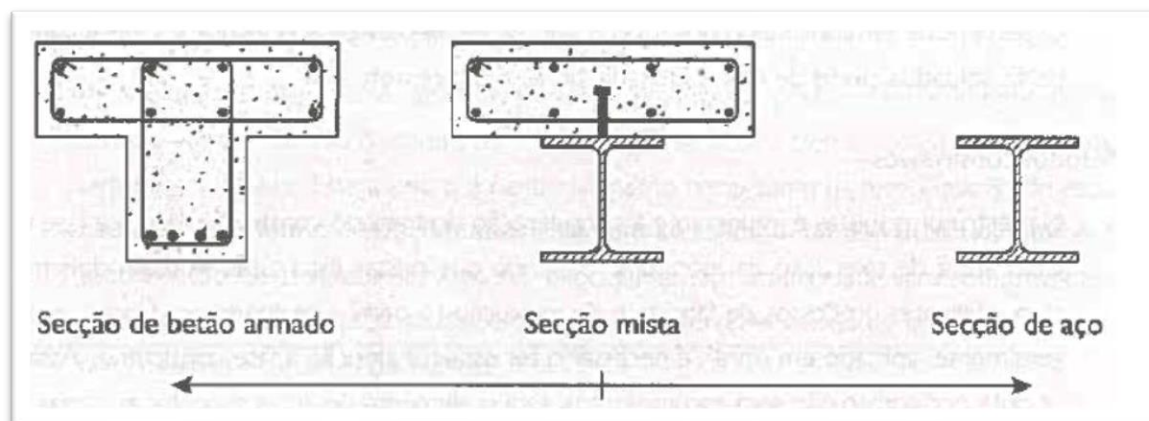


Figura 2.3 – Esquema representativo do conceito de estruturas mistas (Calado & Santos, 2013)

2.3 Estrutura de betão armado

O betão é um material composto pela mistura de agregado fino (areia), agregado grosso (cascalho, brita), ligantes hidráulicos, água e provavelmente, pela adição de aditivos para melhorar as suas características físicas e mecânicas, nomeadamente resistência à compressão e durabilidade.

Na antiga civilização o betão era aplicado principalmente em pavimentos, paredes e fundações. Os romanos estudaram as possibilidades deste material com conhecimentos em diversas obras, tais como: casas, templos, pontes e aquedutos, no qual muitos ainda surgem aos nossos dias e são exemplos do grande nível das construções romanos. Destaca-se a tentativa de uma espécie de ensaios de aparelhar o betão com o cabo de bronze, mas não foi bem sucedida devido a coeficiente de dilatação térmica do bronze e do betão (Appleton, 2005).

Em 1812 com a utilização do betão, apareceu o cimento Portland. Com a conceção do betão armado em 1848, por Joseph-Louis Lambot constrói um barco (Figura 2.4) do primeiro barco de betão armado. A utilização de barco de betão armado é possível devido à impulsiva ou força hidrostática.

Em 1890 com as construções de François Hennebique deu-se o primórdio do desenvolvimento do betão armado (André, 2013).



Figura 2.4 – Primeira construção de betão armado, Barco de Lambot, 1848 (Appleton, 2005)

O betão armado possui, no seu interior, armações feitas com barras de aço. As armações são necessárias para atender à deficiência de betão em resistir a esforços de tração (betão resiste à compressão) e são indispensáveis na execução de peças como vigas e lajes.

Segundo Appleton (2005), o início do século XX é caracterizado por uma evolução especial na utilização e compreensão do funcionamento e possibilidades do betão armado. Essa evolução está associada à realização de primeira regulamentação Português de betão armado, onde se indicam as bases de cálculo e as disposições de armaduras adotadas para diversos elementos estruturais.

Em Portugal, o betão armado era visto primeiramente como um material “grosso”, uma vez que era um material, sem uso tradicional, pelo que se iniciou a ser utilizada em pontes, fábricas e silos. O primeiro edifício, de betão armado em Portugal, é o edifício de moagem de trigo (na Cova da Piedade) gerada em 1898 e onde trabalhou como moagem da Sociedade Industrial da aliança e a ponte Luiz Bandeira de Sejães sobre o rio Vouga no conselho de Oliveira de Frades (Appleton, 2005). Exemplos de algumas obras de betão armado em Portugal são ilustradas na Figura 2.5 e Figura 2.6.

As principais vantagens das estruturas de betão armado são as seguintes:

- É de fácil aplicação, adaptando-se a qualquer tipo de geometria devido à alta flexibilidade;
- O betão armado tem como vantagem ligar ao aço, onde aço resiste à tração;
- O betão resiste à compressão, é o principal fator que define a sua qualidade;
- É uma estrutura durável;
- Permeável e resistente ao fogo;

- É um material que necessita de simples equipamentos para a sua preparação, transporte, vibração, e não exige mão de obra muito especializada.

Os principais inconvenientes da estrutura de betão armado são:

- Menor proteção térmica e acústica, principalmente no caso da utilização das lajes maciças com espessuras reduzidas;
- Elevado peso das construções e dificuldades na realização de reabilitação e demolição, faz com que a obra se torna mais cara.



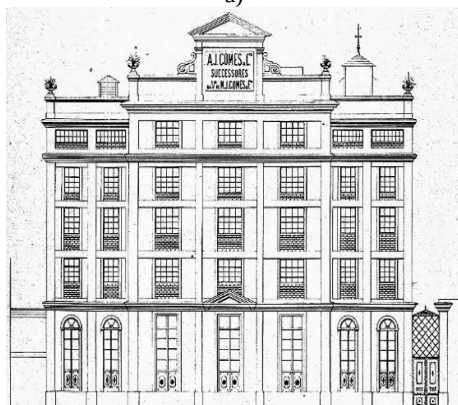
Figura 2.5 – Atrium Saldanha, 2017 (www.google.pt)



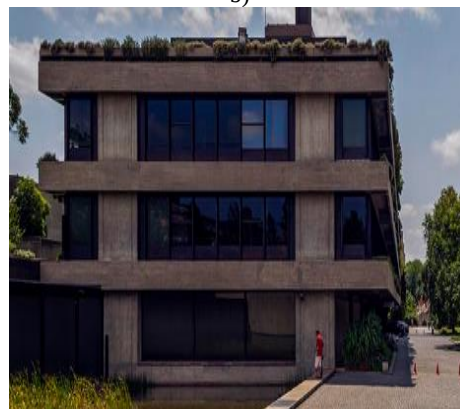
a)



b)



c)



d)

Figura 2.6 – a) Instituto universitária de lisboa; b) Ponte de Sejães; c) Edifício de Moagem de caramujo; d) Fundação Calouste Gulbenkian, vista geral, alçado (Appleton, 2013)

Em conclusão, pode-se dizer que as estruturas de betão armado é tradicionalmente a mais utilizadas. O betão passou por um período negativa na face inicial, sendo assim atingiu um período grandioso com o reconhecimento de que é um material com capacidade estrutural capaz de atender às necessidades definidas no projeto.

2.4 Materiais constituintes

2.4.1 Betão armado

O betão é um material mais utilizado na construção civil. É um material formado pela mistura de cimento (ligante), agregados e água podendo levar adjuvantes e adições. Entretanto a vida útil de uma estrutura de betão, deve ter o desempenho compatível e com os requisitos da estrutura com a manutenção adequado e sem grandes reparações.

Em termo da durabilidade as estruturas de betão com armadura estão sujeitas a carbonatação, é sempre necessário verificar os tipos de combinações sujeita a estrutura, cada elemento estrutural definem os requisitos de durabilidade tais como: espessura mínima de recobrimento nominal, razão água-cimento, classes de resistência à compressão mínima, dosagens mínimas de ligantes. O betão é utilizado de acordo com as normas, tais como, normas relativamente ao projeto de estrutura de betão, especificação do betão e execução de estruturas de betão.

No que diz respeito ao EN 1992-1-1, estabelece os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas de betão bem como a sua resistência e durabilidade da estrutura.

Relativamente à especificação EN 13670-1, este serve de base à preparação da presente norma, pretende assegurar a aprovação entre o projeto e a execução.

A especificação a EN 206-1, 2000 tem por finalidade para o uso de materiais constituintes no betão, no desempenho da durabilidade e relativo a avaliação de conformidade,.

Para o betão normal segundo EN 1992-1-1, 3.1 a massa volúmica normal ($\rho \geq 2200 \text{ kg/m}^3$) e para o betão leve no quadro 11.3.1 correspondente as características de resistência e de deformação.

2.4.1.1 Resistência

De acordo com a EN 206-1, a tensão de rotura do betão à compressão é definida por classes de resistência do betão relacionadas com o valor característico (quantilho de 5%) da resistência à compressão referido a provetes cilíndricos, f_{ck} , ou a provetes cúbicos, $f_{ck,cubo}$, determinada aos 28 dias.

Na EN 1994-1-1, 3.1 para estruturas mistas com betões não incluir as classes de resistência inferiores a C20/25 e a LC20/22 e superiores a C60/75 e LC60/66. Por insuficiência do conhecimento do comportamento de estruturas mistas com betões fracos e com alta resistência, as classes do betão foram definidas com base no estudo concretizado por Johnson e Anderson (Calado & Santos, (2013)), especialmente no que diz respeito na redistribuição de momentos em vigas contínuas, nos comportamentos de conetores e na resistência de colunas mistas.

Os valores característicos da resistência, f_{ck} , de betões normais e as correspondentes características mecânicas necessárias para o cálculo estão indicadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Característica de resistência de deformação do betão, Quadro 3.1 da EN 1992-1-1

Classes de resistência do betão									
f_{ck} (Mpa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck, cubo}$ (Mpa)	25	30	37	45	50	55	60	67	75
f_{cm} (Mpa)	28	33	38	43	48	53	58	63	68
f_{ctm} (Mpa)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$f_{ck, 0,05}$ (Mpa)	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9	3	3,1
$f_{ck, 0,95}$ (Mpa)	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7
E_{cm} (Mpa)	30	31	33	34	35	36	37	38	39
$\epsilon_{cl} (\%)$	2	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6
$\epsilon_{cu} (\%)$	3,5							3,2	3

em que:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, aos 28 dias;

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

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

f_{ctk} valor característico da tensão de rotura à tração simples;

E_{cm} módulo de elasticidade secante do betão;

ϵ_{cl} extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima;

ε_{cu} extensão última do betão à compressão.

Pode ser essencial a necessidade de especificar a tensão de rotura do betão à compressão, $f_{ck}(t)$ idade t , como por exemplo na etapa de desmoldagem, em que a EN 1992-1-1, 3.1.2 (5) apresenta a expressão a aplicar:

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \text{ para } 3 \text{ dias} < t < 28 \text{ dias} \\ f_{ck}(t) &\text{ para } t \geq 28 \text{ dias} \end{aligned} \quad (1.1)$$

Na idade de $t < 3$ dias, os valores a considerar baseiam-se em ensaios.

2.4.1.2 Relação tensões - extensões

A tensão de rotura de cálculo à compressão do betão é calculada da seguinte forma:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1.2)$$

em que:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias obtido a partir da EN 1992-1-1, 3.1, para o betão de densidade normal, e da EN 1992-1-1, 11.3, para betão leve;

γ_c coeficiente parcial de segurança relativo ao betão definido na EN 1992-1-1, 2.4.2.4.

Na EN1994-1-1, a verificação em relação ao estado limites últimos de resistência, de secções transversais de elementos de estruturas mistas, a tensão de rotura à compressão do betão é $0.85 f_{cd}$, em que o valor é constante em toda a sua altura da secção transversal entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão, 6.2.1.2, para vigas mistas, 6.7.3.2, para colunas mistas, e 9.7.2, para lajes mistas (ver Figura 2.7).

Na EN1994-1-1, 3.1.7, em relação ao estado limite últimos de secções de colunas mistas tubulares cheias de betão 6.7.3.2 (1) o coeficiente 0,85 pode ser substituído por 1,0, devido ao efeito de confinamento conferido pelo betão.

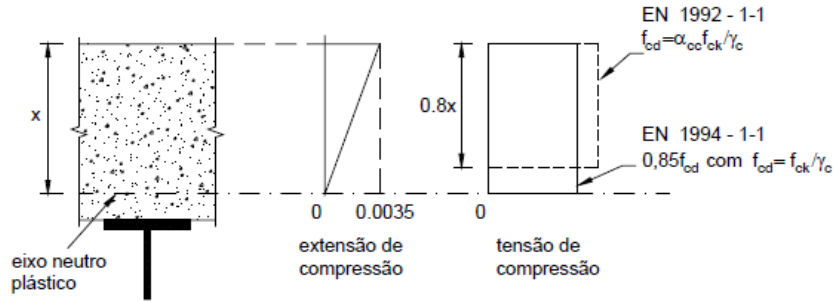


Figura 2.7 – Blocos de retângulos de tensões para o betão no estado limite último (Calado & Santos, 2013)

2.4.1.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade secante do betão está estabelecido na Tabela 2.1, para betão com agregado de quartzito, EN 1992-1-1, 3.1.3. (2). Para agregado do calcário e de grés, o valor deverá ser reduzido de 10% e de 30% respetivamente. Para agregado de basalto, o valor deve ser aumentado de 20%. Logo o módulo de elasticidade do betão depende essencialmente da sua composição (especialmente dos agregados).

No entanto o módulo de elasticidade estipula uma relação entre a tensão e a deformação em regime elástico, tal como ilustrado na Figura 2.8.

O módulo de elasticidade do betão aumenta durante a sua vida útil, logo a sua variação com o tempo é estimada de acordo com a expressão 3.5 da EN 1992 (EN 1992-1-1, 2010):

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (1.3)$$

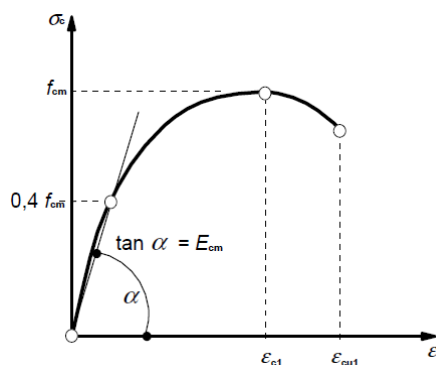


Figura 2.8 – Representação da relação entre tensão-deformação e reta secante que define E_{cm} (EN 1992-1-1 (3.1.5)).

Em que $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são valores na idade t dias, e f_{cm} e E_{cm} são valores determinadas à idade de 28 dias. A relação entre $f_{cm}(t)/f_{cm}$ é obtido pela expressão:

$$E_{cm}(t) = \beta(t) \times f_{cm} \quad (1.4)$$

$$\beta(t) = e^{\left\{s(1-28/t)^{0,5}\right\}} \quad (1.5)$$

onde:

$f_{cm}(t)$ - tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;

$f_{cm}(t)$ - tensão média de rotura aos 28 dias de idade, de acordo com o quadro 3.1 da EN 19921-1;

$\beta_{cc}(t)$ - coeficiente que depende da idade t do betão;

t - idade do betão, em dias;

s - coeficiente que depende do tipo do cimento: como por exemplo, 0.2 para cimento das classes de resistência CEM42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R classe (R).

Segundo a EN 1994-1-1, 3.2 (2) menciona que o valor do módulo de elasticidade das armaduras, E_s , poderá ser igual ao valor do aço estrutural dado na EN1993-1-1, 3.2.6, ou seja, 210 GPa em vez de 200 GPa concedido na EN 1992-1-1,3.2.7 (4) para armaduras.

2.4.1.4 Coeficiente de Poisson

Segundo EN 1992-1-1, 3.1.3 (4), o coeficiente de Poisson, ν , poderá ser considerado igual a 2,2 para betão não fendilhado e a 0 (zero) para betão fendilhado.

2.4.1.5 Coeficiente de dilatação térmica linear

Em relação ao coeficiente de dilatação térmica linear, α , a mesma norma sugere que poderá ser considerado igual a $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$.

2.4.1.6 Fluência e retração

Por definição a fluência é a deformação estrutural devido à carga permanente ao longo do tempo, e a retração é uma ocorrência que aparece ao longo do endurecimento do betão.

Na EN 1992-1-1,3.1.4, a fluência e a retração do betão dependem da humidade ambiental, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência também depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga. O coeficiente de fluência pode ser avaliado para $\varphi(t, t_0)$, através do ábaco da Figura 2.9.

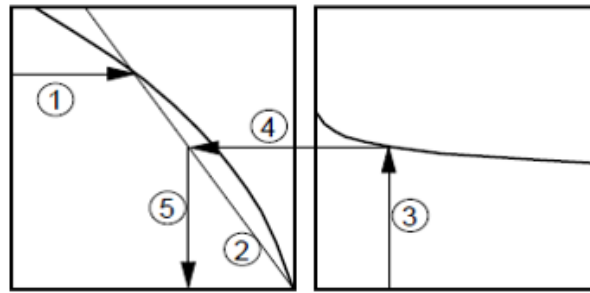


Figura 2.9 – Ábacos para determinação do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$, para betão em condições ambientais normais (EN 1992-1-1 (3.1.4))

Os valores indicados na Figura 2.10 são válidos para temperaturas ambiente compreendidas entre $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ e uma humidade relativa média compreendida entre $\text{RH} = 40\%$ e $\text{RH} = 100\%$.

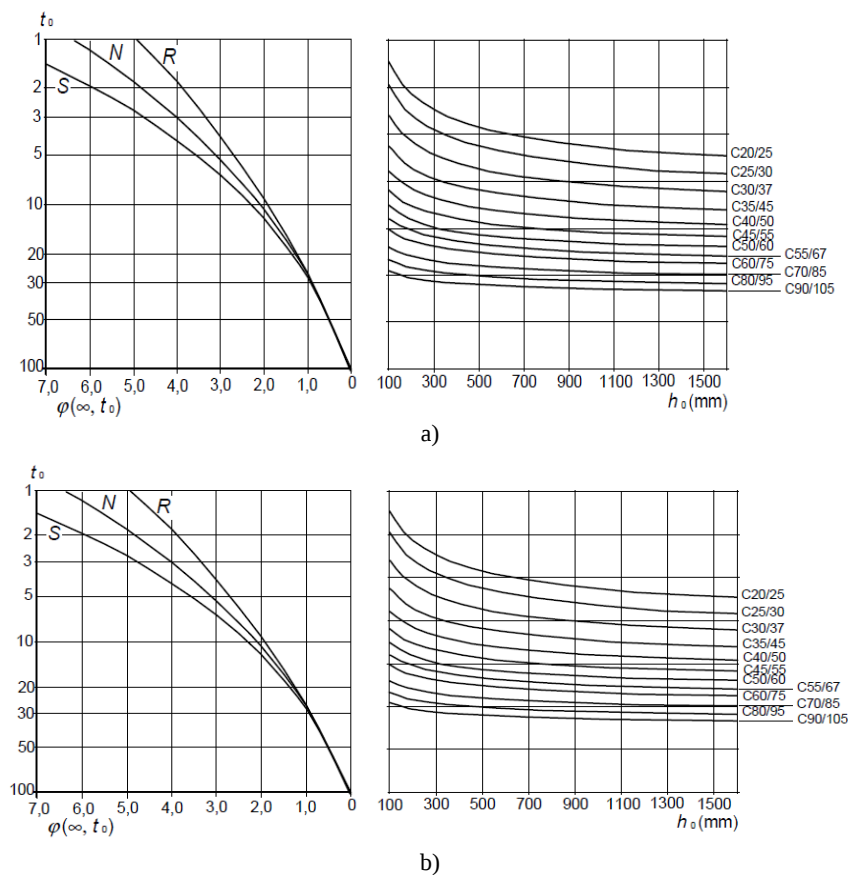


Figura 2.10 – Ábacos para determinação do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$, para betão em condições ambientais normais, (EN 1992-1-1 (3.1.4): a) Ambiente interior $\text{RH} = 50\%$; b) Ambiente exterior $\text{RH} = 80\%$)

em que:

$\varphi(\infty, t_0)$ valor final do coeficiente de fluência;

t_0 idade do betão na data do carregamento, em dias;

h_0	espessura equivalente igual a $2A_c/u$ em que A_c é a área da secção transversal do betão, e u é o perímetro da parte exposta à secagem;
S	classe S (cimento das classes de resistência CEM 32,5N);
N	classe N (cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N);
R	classe R (cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N E CEM 52,5 R);
RH	humidade relativa média.

Nas estruturas mistas, principalmente nas colunas mistas, a influência da fluência, segundo EN 1994-1-1, 6.7.3.3 (4) terá que considerar a rigidez à flexão elástica através da redução do módulo de elasticidade do betão, em que pode ser avaliado através seguinte expressão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(N_{G,Ed} / N_{Ed} \right) \times \varphi_{(\infty, t_0)}} \quad (1.6)$$

em que:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$	valor final do coeficiente de fluência;
N_{Ed}	esforço de cálculo total;
$N_{G,Ed}$	parte permanente desse esforço normal;
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão para cargas de curta duração, segundo a EN 1992-1-1, quadro 3.1 ou 11.3.1;
$E_{c,eff}$	módulo de elasticidade efetiva do betão.

No qual a EN 1994-1-1, 5.4.2.2 (20), os efeitos de fluência poderão ser tidos em conta utilizando coeficiente de homogeneização, n_L , para o betão.

Os coeficientes de homogeneização em função do tipo de carga (índice L) são alcançado por:

$$n_L = n_0 \left(1 + \psi_L \psi_t \right) \quad (1.7)$$

em que:

n_0 – coeficiente de homogeneização, E_a/E_{cm} , para as cargas de curta duração;

E_a – módulo de elasticidade do aço estrutural EN 1993-1-1, 3.2.6;

Ψ_t – coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, de acordo com a EN 1992-1-1, 3.14, em função da idade t do betão na data considerada e da idade t_0 na data do carregamento;

Ψ_L – fator multiplicativo de fluência, em função do tipo de carregamento, considerando igual 1,1, para as cargas permanentes, a 0,55, para os efeitos primários e secundários da retração, e a 1,5, para o pré-esforço deformações impostas.

A EN 1994-1-1, 5.4.2.2 (11), atribui uma simplificação para a avaliação dos efeitos da fluência nas vigas mistas em que poderá ser substituído pela área do betão A_c por áreas equivalentes efetivas de aço A_c/n quer para as ações de curta duração, quer para as longa duração, em que n é o coeficiente de homogeneização nominal correspondente a um módulo de elasticidade efetiva do betão $E_{c,eff}$, considerando igual $E_{cm}/2$, e para estrutura de edifícios utilizem análises de primeira ordem ($\alpha_{cr} > 10$).

2.4.2 Aço para betão armado

No entanto a EN 1992-1-1, Anexo C, apresenta as propriedades das armaduras para o betão, de acordo com a Tabela 2.2.

As armaduras devem ser apresentar uma ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência (f_{tk}/f_{sk}), e pela extensão na carga máxima, ε_{uk} . Na Figura 2.11 apresenta-se as curvas tensões-extensão para um aço laminado a quente e aço típico endurecido a frio.

Em relação a ductilidade a classificação das armaduras existente em Portugal, de acordo com as três classes de ductilidade dos aços para armadura de betão armado, sendo a menor a classe A e a maior a classe C, tal como apresentado na Figura 2.12.

Tabela 2.2 – Propriedades das armaduras, quadro C.1 EN 1992-1-1

Forma do produto	Varões e fios			Redes eletorssoldadas			Requisitos ou valor do quantilho (%)
Classes	A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{ck} ou $f_{0,2\%}$ (MPa)	400 a 600						5,0
Valor mínimo de k (f_y/f_y) k	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10
Valor característico da tensão de cedência f_{ck} ou ε_{ck} (%)	$\geq 2,5$	≥ 5	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10
Aptidão à dobragem	Ensaio de dobragem ou desdobragem			-			
Resistência ao corte	-			$0,3Af_{yk}$ (A é a área do fio)			Mínimo

sendo que:

f_{yk} valor característico da tensão de cedência;

$f_{0,k}$ valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração das armaduras;

f_{tk} valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;

ε_{uk} valor característico da extensão do aço da armadura.

As letras A, B e C representam as classes de ductilidade.

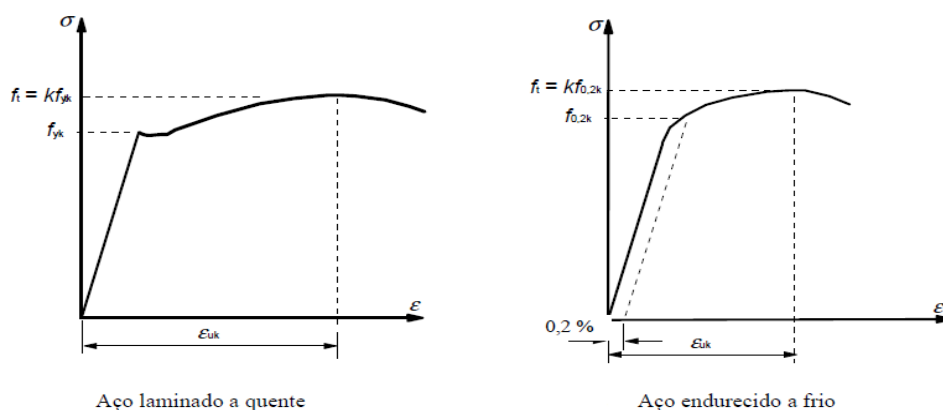


Figura 2.11 – Diagrama tensões-extensão do aço típico de armadura para betão armado (EN 1992-1-1, 3.2 (4))

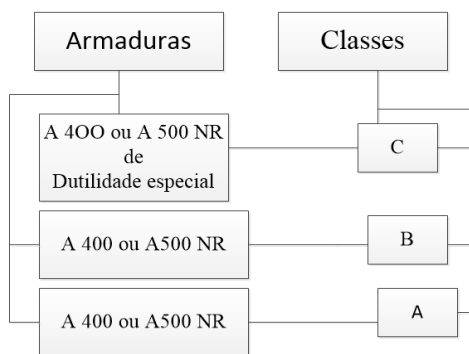


Figura 2.12 – Relação entre a classificação das armaduras em Portugal e a classificação indicado no Anexo C, (EN 1992-1-1, quadro NA)

A EN 1994-1-1, 5.5.1 (5) indica que para as secções das classes 1 e 2 a armadura localizada na zona da largura efetiva, deve aplicar-se-á ductilidade B ou C.

A EN 1994-1-1, 5.5.1 (6), cita que não deverá ser incluída na determinação da resistência secção mista aço-betão a rede electrosoldada existente na largura efetiva da laje, a não ser que se tenha demonstrado, quando incorporada numa laje de betão, que possui uma ductilidade suficiente para evitar a rotura.

Segunda a EN 1992-1-1 e EN1994-1-1, as regras de aplicação referente ao projeto e às disposições construtivas são válidas para aço em que o valor característico da tensão de cedência à tração varia entre $f_{yk} = 400$ MPa a $f_{yk} = 600$ MPa, (EN 1992-1-1, 3.2.2 (3)). A EN 1992-1-1, 3.2.2 (4) no que diz respeito as características dos varões de alta aderência devem ser tais que asseguram uma aderência adequada com o betão.

2.4.3 Aço estrutural

O aço estrutural é uma solução muito generalizado, em que tem uma grande utilidade em geral nos edifícios industriais, comerciais, devido à sua elevada resistência. As desvantagens do aço incluem no custo elevado do material e na diminuição de resistência ao fogo e o efeito de corrosão.

No que diz respeito a EN 1993-1-1, 3.2, as propriedades do aço estrutural no que refere aos valores nominais das propriedades dos materiais indicados na secção 3 deverão ser adotados, para efeitos de cálculo como valores característicos. Devido as propriedades, ou seja, resistência e ductilidade dependendo do processo de fabrico, a EN 1993-1-1 concede a utilização de dois tipos de aço:

- **Aço estrutural laminado a quente** – aplicado em estruturas submetida a uma elevada intensidade de carga;

- **Aço estrutural endurecido a frio** – aplicado em estruturas mais leve como montagem de paredes, coberturas leves.

Nas tabelas que se seguem apresentam os valores das tensões nominais da tensão de cedência, f_y , e da tensão última, f_u , para aços estruturais laminados a quente (ver Tabela 2.3) e para secções tubulares (ver Tabela 2.4).

No que refere à tensão de cedência nominal, para estruturas mistas com aço estrutural, poderá ser considerado o valor não superior a 460 N/mm² (EN 1994-1-1, 3.2 (2)).

Através de estudo experimental, os elementos estruturais mistos demonstraram a rotura prematura do betão quando utilizavam aço com tensão nominal de cedência superior a 355 N/mm², (Calado & Luís, (2013) in Morino, (2000); Hegger e Doinghaus, (2002)). No entanto a EN 1994-1-1 estabelece algumas regras para o uso aço:

- Redistribuição por redução de momentos 5.4.4 (6);
- Capacidade de rotação 5.4.5 (4);
- Momentos resistente plástico 6.2.1.2 (2);
- Resistência de colunas 6.7.3.6 (1).

Tabela 2.3 – Valores das tensões para aços estruturais laminados a quente (EN 1993-1-1, do quadro 3.1)

Norma e classe do aço	Espessura nominal t do elemento (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	450	550	410	550
EN 10025-3				
S275 N/NL	275	390	255	370
S355 N/NL	355	490	335	470
S420 N/NL	420	520	390	520
S460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S275 M/ML	275	370	255	360
S355 M/ML	355	470	335	450
S420 M/ML	420	520	390	500
S460 M/ML	460	540	430	530
EN 1002-5				
S235 W	235	360	215	340
S355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S460 Q/QL/QLI	460	570	440	550

Tabela 2.4 – Valores nominais das tensões para secções tubulares (EN 1993-1-1, quadro 3.1)

Norma e classe do aço	Espessura nominal t do elemento (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
EN 10210-1				
S235 H	235	360	215	340
S275 H	275	430	255	410
S355 H	355	510	335	490
S275 NH/NLH	275	390	255	370
S355 NH/NLH	355	490	335	470
S420 NH/NLH	420	540	390	520
S460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S235 H	235	360		
S275 H	275	430		
S355 H	355	510		
S275 NH/NLH	275	390		
S355 NH/NLH	355	490		
S460 NH/NLH	460	550		
S275NH/NLH	275	360		
S335NH/NLH	335	470		
S420 NH/NLH	420	500		
S460 NH/NLH	460	530		

2.4.3.1 Ductilidade

Segundo a EN 1993-1-1, 3.2.2, para o aço é exigida uma ductilidade mínima que deverá ser expressa através de relações entre os valores nominais mínimos especificados para a tensão última e a tensão de cedência, f_u / f_y , os respetivos valores das extensões, $\varepsilon_u / \varepsilon_y$. São recomendados os seguintes valores:

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,10 ; \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \geq 15 \quad (1.8)$$

2.4.3.2 Coeficiente de Poisson

A EN 1993-1-1, 3.2.6 (1), o coeficiente de Poisson, ν , em regime elástico ter em consideração igual a 0,3 para estrutura de aço.

2.4.3.3 Módulo de distorção

O módulo de distorção G do aço estrutural, segundo a EN 1993-1-1, 3.2.6 (1) calcula-se da seguinte forma:

$$G = \frac{E_a}{2(1+\nu)} \approx 81 \text{ GPa} \quad (1.9)$$

2.4.3.4 Coeficiente de dilatação térmica linear

Em relação ao coeficiente de dilatação térmica do aço, α , a EN 1993-1-1, 3.2.6 (1), propõe que se considera igual a $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ($\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$), porém deve-se considerar em estruturas.

2.4.3.5 Relações tensões-extensões

Para o aço estrutural o valor de cálculo da tensão de cedência f_{yd} , tal com representa na Figura 2.13, e é definido por:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (1.10)$$

em que:

f_y valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural;

γ_a coeficiente parcial ao aço estrutural, definido na EN 1993-1-1, 6.1.

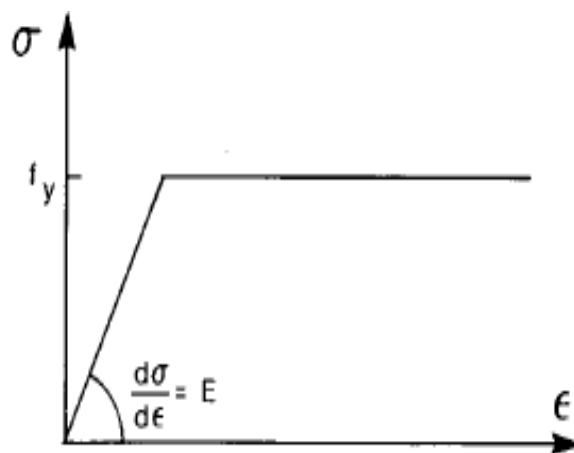


Figura 2.13 – Relação tensão-extensão bilinear pra aço estrutural (EN 1993-1-1, 5.4.3 (4))

2.5 Conectores

Os conectores são classificados como flexíveis ou dúcteis e rígidos, em que os conectores flexíveis permite um comportamento plástico da conexão com uma capacidade aceitável de deformação e os conectores rígidos exige um comportamento elástico da conexão com uma capacidade de deformação muito limitada.

Os conectores são elementos de ligação que controlam o deslizamento, e resistir às forças que se desenvolve entre a ligação do betão com o aço. A Figura 2.14, apresenta as principais funções dos conectores:

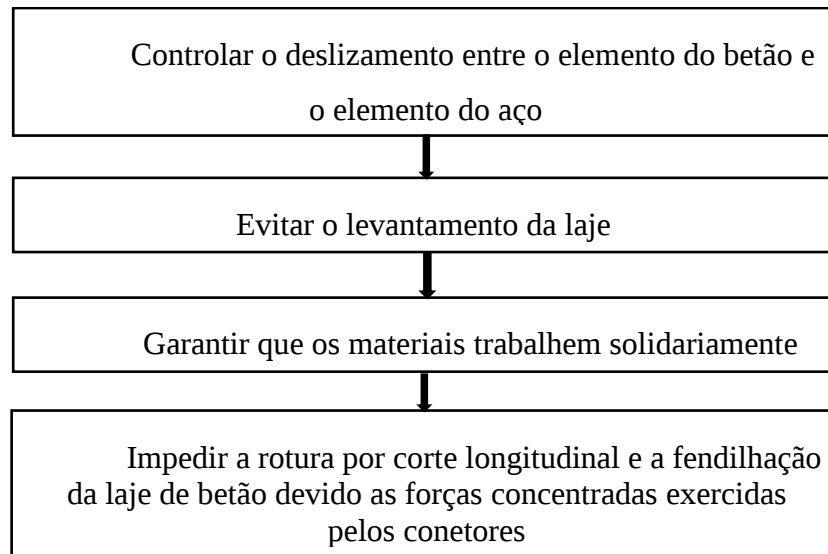


Figura 2.14 – Funções dos conectores (EN 1994-1-1,6.6, 2011)

O comportamento que se caracteriza é que os conectores, em relação um carregamento crescente, após de alcançar a sua resistência máxima, pode-se continuar a deformar sem que ocorra a rotura repentina, possibilitando aos conectores vizinhos a absorção de forças de corte e uniformizando a resistência de conexão. Esta característica permite espaçar igualmente estes conectores, sem diminuir a resistência máxima da conexão, tal como apresenta na Figura 2.15.

Os conectores tipo perno de cabeça são os mais utilizados devido à facilidade de processo de fabricação de soldagem automático. Tem como função melhorar a resistência e rigidez do conector, a rapidez de aplicação independentemente da forma de aplicação da força e impede o deslocamento vertical entre a viga de aço e laje de betão (Figura 2.15).

O perno de cabeça é um dos tipos de elemento de ligação pelo qual o EN 1994-1-1, 6.6 explicita as disposições de projeto e disposições construtivas. A EN 1994-1-1 em comparação a conectores soldado e de perno de cabeça, as cláusulas 3.4.2 e 6.6.3.1 indica que é preciso fazer referência à EN 13918 e EN 14555 para a determinação da resistência ao corte, a dimensão mínima do cordão de soldadura.

Entre os conectores de corte soldados existe ainda as cantoneiras, os em U, os ganchos, os blocos e os perfoboud, tal como apresentado na Figura 2.16.

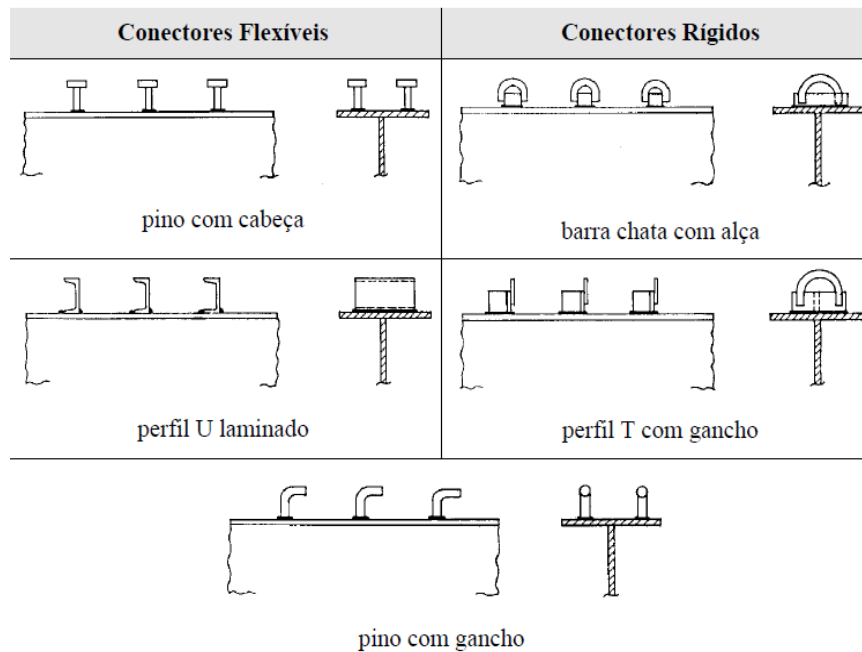


Figura 2.15 – Tipos de conectores usuais (Malite, 1990)

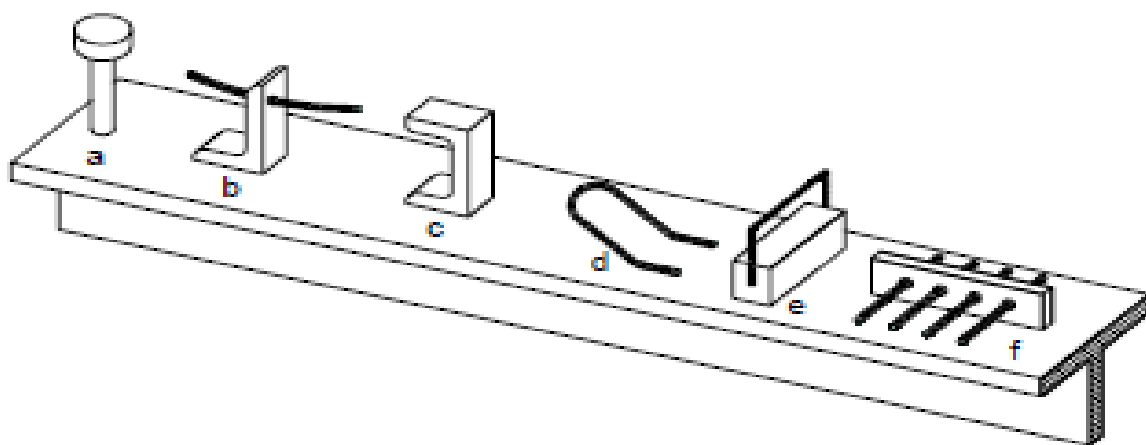


Figura 2.16 – Conectores de corte soldados, a) Perno de cabeça, b) cantoneira, c) perfil em U, d) Ganchos, e) Blocos e f) perfoboud (Calado & Santos, 2013)

Em relação aos conectores rígidos são formados por plaquetas e perfis soldados ao banzo superior da viga de aço. De forma a aumentar a resistência do conjunto (barra e alças), onde oferece uma ductilidade à ligação, e são adicionados ganchos ou alças, tal como ilustrado Figura 2.17.

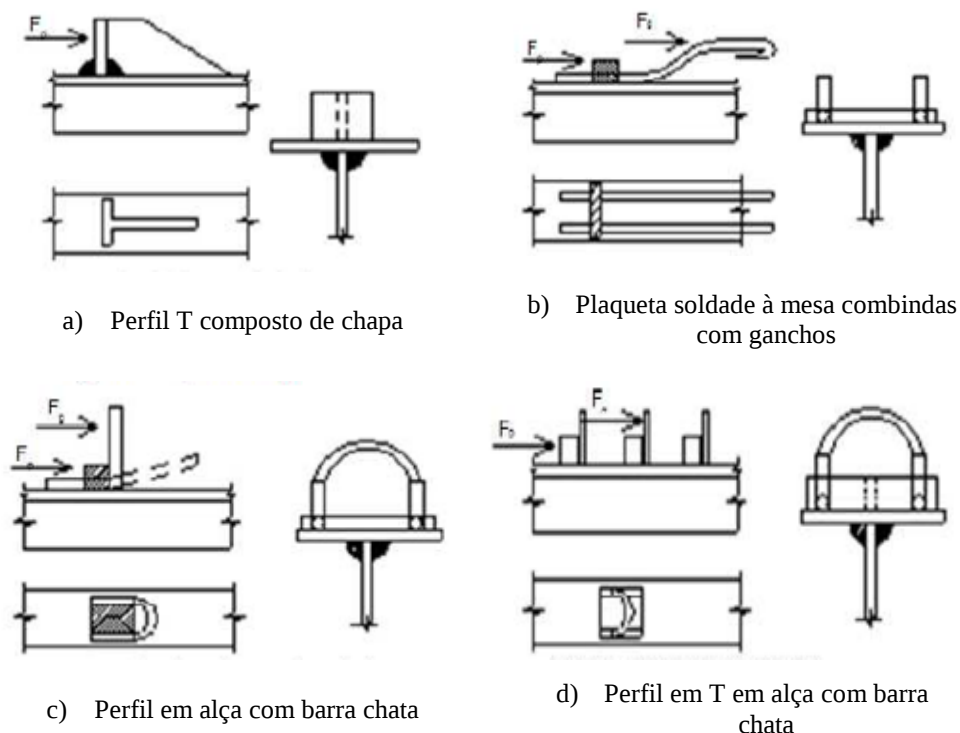


Figura 2.17 – Conectores Rígidos (Guimarães, 2009)

2.5.1.1 Conexão vs interação

A conexão de corte faz com que o aço e o betão trabalhem como um só elemento. Para que haja um bom comportamento, entre os dois materiais, é necessário garantir uma resistência suficiente na interface dos dois materiais ao longo da sua extensão.

É importante referir em relação do dimensionamento dos elementos mistos, para caracterização do comportamento ao nível da ligação aço-betão, o conceito de conexão e o conceito de interação. A conexão está relacionada com as forças que se desenvolve na interface dos dois materiais. A interação diz respeito ao escorregamento verificado entre os dois materiais, na respetiva interface e depende do número e da rigidez dos conetores utilizados. A interação pode ser total, parcial ou nula.

Tendo a diferença entre a conexão e interação na Figura 2.18 e Figura 2.19 mostra o efeito de interação parcial em uma viga mista com o grau de conexão total.

Logo verifica-se que para uma viga mista, a conexão total significa que com o aumento da quantidade de conexão não aumenta a resistência do elemento, enquanto a interação total remete que com o deslizamento relativo entre a laje de betão e a viga de aço são suficientemente pequenos para poderem ser desprezados. Por outro lado, a resultante de compressão da secção

de betão é maior do que a de tração de aço porque a interação tem pouca capacidade em relação ao efeito da viga à flexão.

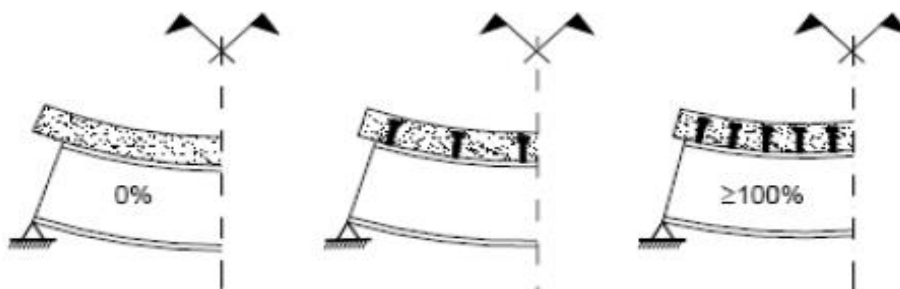


Figura 2.18 – Grau de conexão nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)

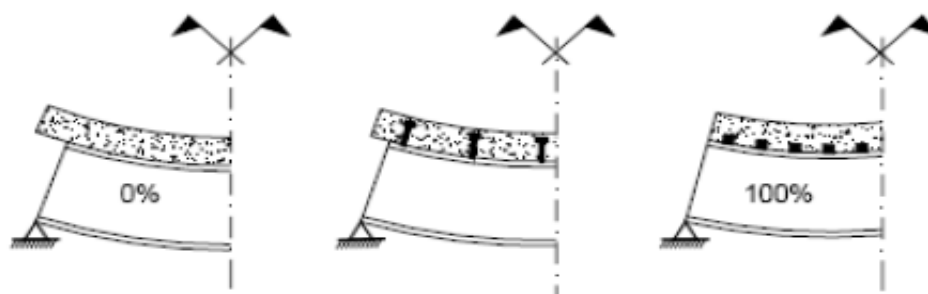


Figura 2.19 – Grau de interação nula, parcial ou total (Calado & Santos, 2013)

2.5.1.2 Perno de cabeça

A EN 1994-1-1, 6.6, define o perno de cabeça como um dos tipos de conectores de corte e define também as disposições de projeto e disposições construtivas. Na cláusula 6.6.1.1 especifica a base do projeto para elementos de ligações.

Relativamente à EN 1993-1-1 (2010), a norma apresenta os elementos de ligação e os produtos para soldadura. Os tipos de ligações mecânicas são apresentados na EN 1993-1-1, 3.3.2.

Os pernos de cabeça apresentam diversas vantagens, tais como, (i) o processo de fixação não danifica a proteção dos perfis de aço nem necessita de eletricidade, (ii) o controlo da fixação pode ser feito visualmente, (iii) a formação dos operários para utilizar o equipamento tem uma duração muito reduzida, e (iv) o equipamento utilizado para a fixação é compacto e facilmente transportado, (Calado & Santos, 2013).

2.6 Chapas perfilhadas de aço para lajes mistas

Relativamente às lajes mistas a EN 1994-1-1 correspondem apenas a edifícios e não se aplica a pontes mistas. As propriedades das chapas perfilhadas são definidas através da referência à EN 1993-1-3, 3.1 e 3.2. A EN 1993-1-1 apresenta as regras que abrange o cálculo de lajes mistas com chapas perfilhadas fabricadas a partir de aço de construção, de acordo com EN 10025-1 (2014), chapas de aço enformadas a frio de acordo com a EN 100149-2 ou EN 10149-3. O valor mínimo recomendado para a espessura nominal, t , das chapas de aço é de 0,70 mm, (Calado & Santos, 2013).

2.7 Principais vantagens e inconvenientes

A estruturas mistas aço-betão tem como principais constituintes o betão, o aço e os conectores. Os conectores têm a função de ligar o betão à secção de aço e controlar o escorregamento entre eles. O comportamento dos dois materiais são diferentes, mas compatíveis, tal que, o betão resiste a compressão e o aço à tração, com isso cada material resiste a esforço e deformações para os quais tem maior capacidade; os dois materiais possuem coeficientes de dilatação térmica semelhantes; em relação à situações de incêndios o betão com a sua alta rigidez protege o aço contra a corrosão e isola-o das altas temperaturas.

As principais vantagens das estruturas mistas são as seguintes:

- Redução do peso próprio da estrutura;
- Capacidade de vencer vãos maiores;
- Maior rapidez de execução, tornando a construção mais ágil;
- Possui maior resistência, rigidez e maior capacidade de carga;
- Redução das secções transversais e das forças verticais na fundação;
- Maior controlo de qualidade sobre os elementos estruturais produzidos;
- Utilização de pilares esbeltos e lajes finas, garante o aumento da área útil de construção;
- Utilização de ligações aparafusadas que permite a montagem e desmontagem;
- Construção mais leve - útil em edifícios em altura, no caso das regiões sísmicas, isto é, no qual se utilizam na reabilitação de edifícios antigos.

Os principais inconvenientes são:

- Poucas empresas especializadas no ramo;

- Menos mão de obra especializada comparando com a construção tradicional de betão armado;
- Pormenorização e aplicação dos conectores;
- Necessidade de proteger os perfis de aço contra a corrosão, contra o fogo, na sua pintura e manutenção.

2.8 Considerações finais

As estruturas mistas aço-betão apresentam características que as tornam muitas vezes a melhor solução, pois apresentam processos construtivos mais simples e prazos de construção mais curtos. As mesmas surgiram em parte com o objetivo de proteger os perfis de aço contra a ação do fogo e conferir maior rigidez global.

As vantagens das estruturas mistas são medidas, essencialmente, pelos custos tanto da construção como da manutenção e exploração durante a vida útil. A grande parcela dos custos está relacionada com mão de obra na construção, o que atualmente em Portugal constitui ainda uma limitação para as estruturas mistas, por existirem menos empresas neste sector e, por conseguinte, menos mão de obra especializada, face à tradicional construção de betão armado (Calado & Santos, 2013). Como desvantagem das estruturas mistas, face às estruturas de betão armado, refira-se a pormenorização e a aplicação de conectores, bem como a necessidade de protecção dos perfis de aço contra o fogo e a corrosão, bem como a sua pintura e manutenção, (Calado & Santos, 2013).

Apresentam-se na Figura 2.20 três soluções estruturais para uma viga simplesmente apoiada: secção mista (conexão total), secção de betão armado e secção de aço (conexão nula). Na Figura 2.21 comparam-se também três soluções estruturais para colunas: secção mista, secção de betão armado e secção de aço.

Finalmente, as soluções mistas apresentam potencialmente maior rigidez e resistência para menor peso próprio. Assim, a construção mista aço-betão demonstra-se mais competitiva para estruturas de vãos médios a elevados, qualificando-se pela rapidez de execução, redução do peso total da estrutura favorecendo assim fundações potencialmente mais económicas.

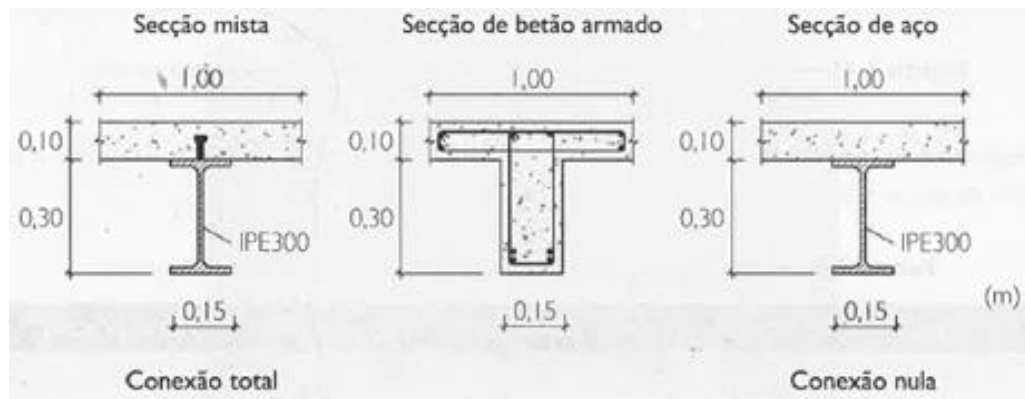


Figura 2.20 – Soluções estruturais para vigas (Calado & Santos, 2013)



Figura 2.21 – Soluções estruturais para colunas (Calado & Santos, 2013)

Soluções Construtivos e Elementos Estruturais Mistos Aço-Betão

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo enquadram-se os métodos construtivos das estruturas mistas aço-betão e dos elementos mistos (laje, vigas e pilares), bem como alguns procedimentos de cálculo para o seu respetivo dimensionamento, de acordo com a norma EN 1994-1-1.

3.2 Método construtivo de estrutura mista aço-betão

Os dois materiais, aço e betão, são diferentes em termos do processo de fabrico e execução. Frequentemente, o betão leve ou normal é aplicado no local e está ligado ao aço de modo rígido ou flexível. O perfil de aço é efetuado em fábrica na forma de perfis laminados, soldados, chapa quinada (com cantos ou arestas) e tubulares é necessário ter especial atenção à fase construtiva.

Em termos de faseamento, pode-se optar por uma construção com ou sem escoramento. No caso da construção sem escoramento deve-se prestar bastante atenção aos elementos a escorar (lajes e vigas), em que as cargas permanentes são suportadas pelo elemento de aço, que exige perfis de grandes dimensões e mais resistente para evitar deformações elevadas ou fenómenos de instabilidade. A construção com escoramento pode compensar as dificuldades encontradas durante a execução, em que tornar-se-á um elemento misto.

Na Figura 3.1 apresenta os perfis que pode ser constituído por todo elemento de aço, tais como: perfis laminados, perfis soldados, perfis de chapa quinado, perfis tubulares, etc.

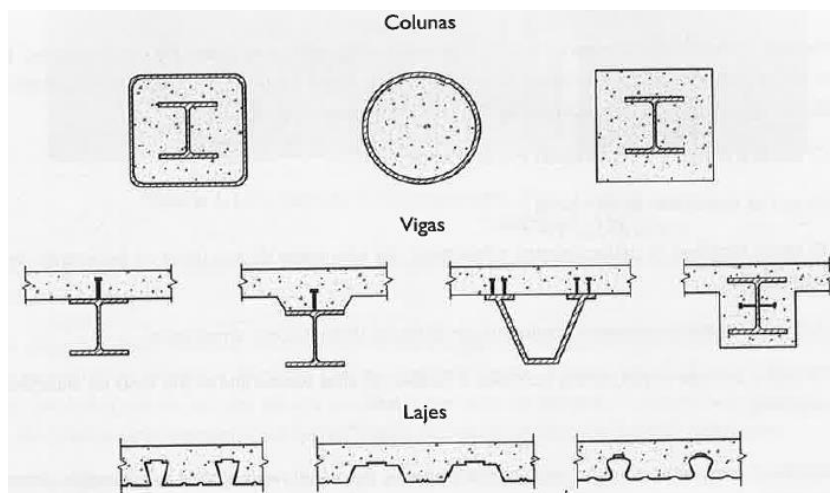


Figura 3.1 – Possíveis soluções de elementos estruturais mistos aço-betão (Calado & Santos, 2013)

3.3 Lajes mistas com chapa perfilada (colaborante)

A laje mista é um elemento de construção constituída por chapa de aço de reduzida espessura, perfilada a frio, armadura superior e recobrimento de betão.

Na década de 20 apareceram as primeiras chapas de aço para resistir nos pavimentos de betão. Segundo Figueiredo (2014), nos finais da década de 30, os primeiros pavimentos com chapas perfiladas apareceram nos Estados Unidos da América, na construção de arranha-céus em estruturas metálicas, de forma a substituir as lajes de betão armado (tradicionais) e assim, construir sistemas de lajes mistas mais leves.

No final da década de 50, o sistema de lajes mistas apareceu na Europa, onde a laje mista é apoiada em vigas de aço para receber a camada de betão. A chapa metálica era soldada às vigas metálicas de apoio e a ligação entre aço e o betão era por contato simples. Nos Estados Unidos da América, em meados da década de 60, foram introduzidas as primeiras formas das chapas perfiladas, sendo assim até aos dias de hoje a construção de lajes mistas é aplicada de forma a garantir uma ligação mecânica entre o aço e o betão.

De entre vários processos de construção de lajes mistas, salienta-se o “*steel deck*” da Figura 3.2, onde se tornou a referência nos países industrializados. As empresas fabricantes de chapas de aço desenvolveram sistemas de chapas perfiladas de fácil aplicação, com capacidade de ligação mecânica com o betão. Foram desenvolvidos dois tipos de chapas perfiladas: o trapezoidal e o reentrante.

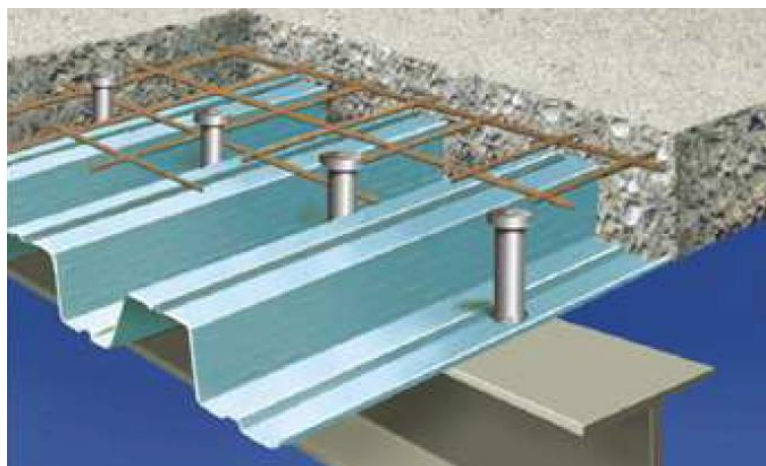


Figura 3.2 – Processo construtivo da laje mista (Figueiredo, 2014)

A laje mista é um elemento constituído por chapa de aço perfilada, com a resistência na direção das nervuras, para suportar o seu peso próprio e do betão antes da cura. No entanto, este tipo de laje também contém armadura superior para controlar a fissuração do betão, sendo assim analisada como uma laje unidirecional. Posteriormente ao endurecimento do betão, quando o aço transmite as tensões de corte horizontais na interface com o betão, a estrutura de aço-betão comportam-se como um elemento misto aço-betão, formando um elemento laminar plano, representado na Figura 3.3. A chapa perfilada tem assim uma tripla função: plataforma para a execução dos trabalhos, cofragem e armadura inferior.

A armadura a aplicar na laje mista tem por finalidade melhorar a resistência ao fogo; melhorar a capacidade de distribuir as cargas pontuais e lineares; controlar a fendilhação e a retração no betão; funcionar como armadura principal nas zonas dos momentos fletores negativos (face superior); e reforçar a laje nas zonas de aberturas.

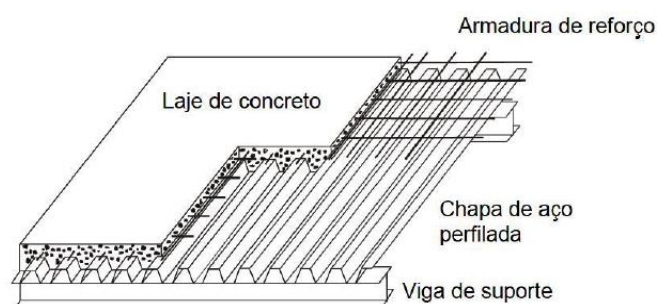


Figura 3.3 – Esquema de uma laje mista corrente (Saúde., Raimundo., Prola., & pierin, 2006)

A laje mista é um tipo de sistema que apresenta algumas vantagens relativamente a outros sistemas tradicionais, nomeadamente:

- Facilidade de instalação e maior rapidez construtiva;

- Eliminação da utilização de cofragem durante a fase de betonagem e posterior a cura do betão;
- Alta qualidade de acabamento na fase interna da laje;
- Ausência ou diminuição da armadura inferior;
- Economia de tempo e diminuição de escoramento.

No entanto, a laje mista apresenta alguns inconvenientes, nomeadamente:

- Nível mais elevado de especialização do pessoal e devem existir planos de montagem;
- Pormenorização mais detalhada do processo construtivo;
- A exposição do aço da chapa perfilada à ação do fogo.

A não utilização de cofragem e de escoramento é, efetivamente, uma das grandes vantagens das lajes mistas nos dias de hoje, pois permite maior velocidade construtiva e, conseqüentemente, menores custos com mão de obra. A utilização de betão leve faz ainda reduzir o peso próprio das lajes.

Há duas formas de betonar a laje com vãos superiores a 3 m e impedir a utilização do escoramento, tal como apresenta na Figura 3.4:

- 1ª a chapa perfilada suporta o seu peso próprio e a camada de betão de espessura h_{c1} ;
- 2ª a laje mista resiste ao restante peso próprio numa espessura $h_p + h_{c1}$.

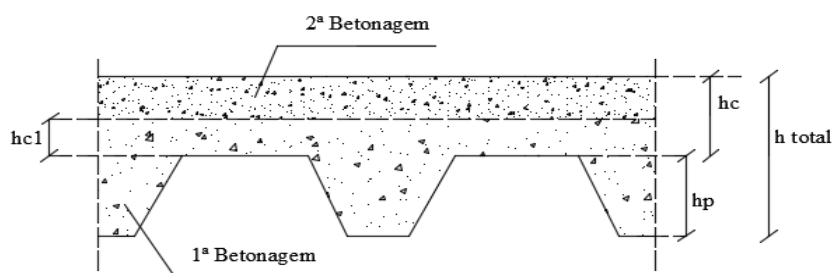


Figura 3.4 – Execução da laje mista em duas fases

Deste modo, consegue-se diminuir a deformação da laje devido ao seu peso próprio. Na fase de serviço é sempre a laje mista de espessura h a resistir às sobrecargas e às restantes cargas permanentes (Calado & Santos, 2013).

No geral, as características mais comuns das chapas perfiladas no mercado, para execução de lajes mistas (ver a Figura 3.5), são as seguintes:

- Espessura variando entre 0,7 mm e 1,5 mm;
- Altura, h_p , varia entre 40 mm e 80 mm;
- Se a laje faz parte do banzo superior da viga mista ou é utilizado como diafragma, a espessura total da laje não deve ser inferior a 90 mm e h_c não deve ser inferior a 50 mm;
- Valor nominal da tensão de cedência do aço, f_{yp} , compreendida entre 220 MPa e 420 MPa;
- Proteção *standard* contra a corrosão através de uma zincagem nas duas faces com massa total de 275 g/m² para ambientes não agressivos, cerca de 0,05 mm;
- A área de armadura mínima de distribuição, em cada uma das duas direções, não deverá ser menor de 80 mm²/m e deverá ser colocada na espessura h_c ;
- O espaçamento dos varões da armadura não deverá exceder o menor dos valores $2h$ e 350 mm.

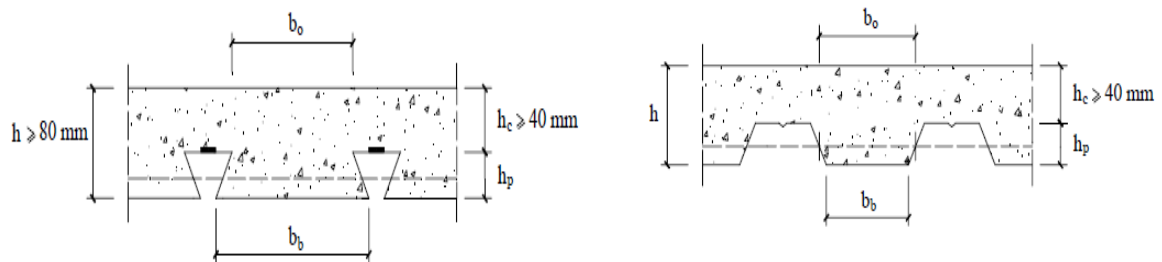


Figura 3.5 – Nomenclatura para definição da geometria da chapa perfilada (Esq. – Tipo trapezoidal, Dir. – Tipo reentrante) (Alva, 2000)

Uma vez que as lajes mistas resistem na direção das nervuras, estas são estudados como lajes armadas numa só direção, apoiadas em vigas secundárias que descarregam em vigas principais.

Segundo Calado & Santos, (2013) a largura efetiva do betão, b_0 , corresponde à largura média da nervura de betão trapezoidal a nível do centro de gravidade chapa perfilada.

A EN 1994–1-1 aborda exclusivamente as chapas trapezoidal e reentrante, desde que as nervuras estejam espaçadas entre elas, e desde que verifica a expressão:

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0,6 \quad (3.1)$$

onde, b_r representa a largura da nervura e b_s representa a distância entre os centros das nervuras adjacentes da chapa perfilada. Esta limitação tem por objetivo garantir que as cargas são resistidas por várias nervuras.

Segundo a EN1994-1-1, os comprimentos dos apoios devem ser suficientes para permitir que a fixação da chapa perfilada aos mesmos sem falhas ou danos e para impedir/evitar a ocorrência de colapso resultante de um movimento accidental durante a construção.

Os comprimentos dos apoios l_{bc} e l_{bs} não devem ser inferiores aos valores limite indicados na Figura 3.6.

- Para laje mistas sobre os apoios de aço ou de betão - $l_{bc} \geq 75 \text{ mm}$ e $l_{bs} \geq 50 \text{ mm}$;
- Para lajes mistas sobre apoios de outros materiais - $l_{bc} \geq 100 \text{ mm}$ e $l_{bs} \geq 75 \text{ mm}$.

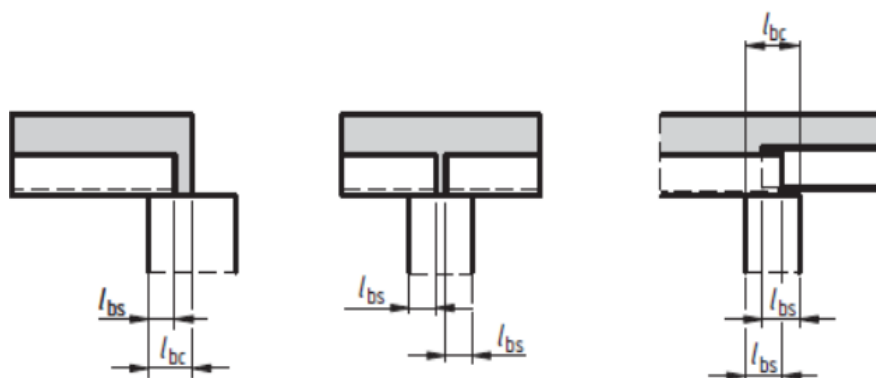


Figura 3.6 – Comprimentos de apoios mínimos (EN 1994-1-1, 2011)

O requisito de projetos para lajes mistas com chapa perfilada implica uma atenção especial no processo construtivo, uma vez que influencia de modo direto as deformações e as tensões e, simultaneamente, a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e de utilização. De modo a garantir a segurança e capacidade resistente de lajes mistas, o projeto engloba as situações de dimensionamento que em seguida se explicam.

3.3.1 Processo de dimensionamento (EC4)

Fase construtiva

A chapa perfilada de aço nesta fase é utilizada como cofragem, sendo essencial a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos e de utilização, sob a ação do peso próprio da chapa, do betão fresco e as restantes ações regulamentares. Se se opta por uma construção com escoramento, tem de se levar em conta o efeito de escoramento.

Relativamente às ações para a chapa perfilada utilizada como cofragem, devem-se levar em consideração as seguintes ações na verificação de segurança:

- Peso da chapa de aço e do betão;
- Sobrecarga de construção, incluindo a acumulação local de betão durante a construção, de acordo com EN 1991-1-6, 4.1.1.2;
- Eventuais cargas de armazenamento;
- Efeito de “poça” (aumento da espessura de betão devido à deformação das chapas).

Relativamente às cargas, há necessidade de se levar em consideração o valor nominal do peso volúmico do aço γ , contido entre 77 kN/m³ e 78,5 kN/m³. No que se refere ao betão, a EN 1991-1-1 do anexo A, o valor nominal do peso volúmico do betão armado $\gamma_{\text{betão}}$ é 25 kN/m³. No entanto, este valor deve ser somado a 1 kN/m³ para o betão fresco. Assim, o peso volúmico do betão, a considerar na verificação de segurança das chapas perfiladas, é de 26 kN/m³.

No que concerne às sobrecargas de construção, tendo em conta o peso do operário e de pequenos equipamentos e materiais, e ainda as sobrecargas na fase de betonagem, estes valores podem ser obtidos na EN1991-1-6 no artigo 4.1.1.1 (2). Segundo Calado & Santos (2013), a chapa perfilada serve como plataforma de trabalho, que deve ter a capacidade de suportar cargas concentradas que simulem os operários numa área de 30 mm × 30 mm, tal como ilustrado na Figura 3.7.

Na verificação ao estado limite de utilização, tendo em conta a deformação da chapa perfilada provocada a meio vão, sob o seu peso próprio e do betão fresco, deve-se, se esta for superior a 1/10 da espessura da laje, ter em consideração o efeito de “poça”. Admite-se no cálculo um acréscimo da espessura nominal do betão ao longo de todo o vão de 0.7δ , tal como esquematizado Figura 3.8. No caso em que é necessário considerar o efeito de “poça”, a regulamentação não permite que esse aumento a espessura da laje seja considerado para a verificação da resistência. O aumento de espessura é estabelecido num aumento de peso.

Para diminuir as sobrecargas é recomendado, durante a fase de betonagem, (i) reduzir a equipa de trabalhadores; (ii) colocar o betão mais próximo da chapa perfilada; (iii) impedir as acumulações de betão; (iv) utilizar betão bombeado e (v) vibrar cuidadosamente.

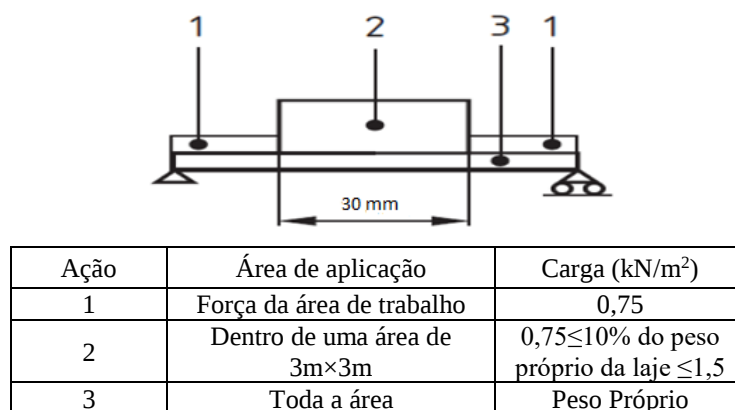


Figura 3.7 – Sobrecargas de construção para a chapa perfiladas utilizadas como cofragem (Gonçalves, 2016)

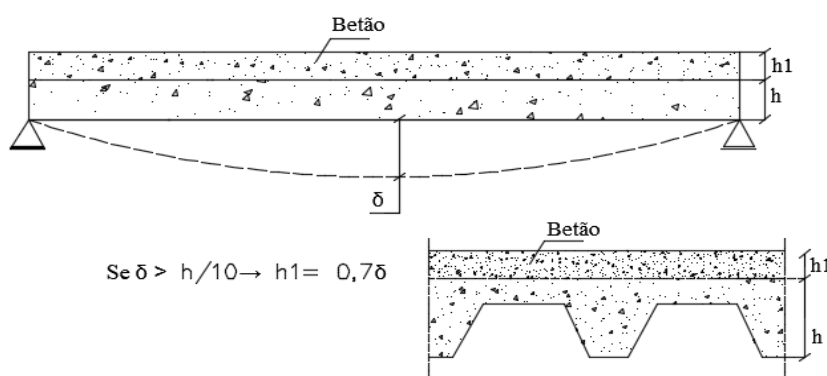


Figura 3.8 – Efeito de "poça" (Calado & Santos, 2013)

A EN 1994-1-1, 7.3.2.1 (4), evidencia o limite do efeito de “poça” da flecha a meio vão da chapa perfilada de $L/250$ ou 20 mm, em que L é o vão da chapa. No que diz respeito à verificação aos estados limite últimos, a EN 1993-1-1 apresenta os métodos e procedimentos experimentais de modo a verificar as capacidades resistentes das chapas perfiladas. Entretanto, os fabricantes das chapas perfiladas, através dos procedimentos normalizados, fornecem os valores de resistência necessários.

A EN 1994-1-1 não possibilita fazer redistribuição plástica dos momentos quando são utilizados escoramentos provisórios. No entanto, é permitido em chapas perfiladas contínuas em análise estrutural. A razão da utilização de redistribuição de momentos deve-se ao fato de que nas chapas contínuas, os apoios são permanentes e as ações consecutivas originando na zona dos apoios, momentos fletores do mesmo sinal, enquanto na situação escorada os apoios são temporários e as ações consecutivas provocam momentos fletores de sinal contrário.

Na fase construtiva é importante salientar a existência da encurvadura local da chapa perfilada por serem elementos esbeltos. Uma vez que o aço tem uma elevada tensão de cedência, a encurvadura local é elástica.

Fase definitiva ou mista

Na fase definitiva, depois do betão ganhar a aderência com a chapa perfilada, os dois materiais trabalhem em conjunto, pelo que a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos e de utilização deve ser assegurada para o conjunto.

A EN1991-1-1 especifica as ações aplicadas nas lajes mistas em edifícios, tais como: o peso da chapa de aço, peso do betão, restantes cargas permanentes, tetos falsos, sobrecarga de utilização, fluência, retração e tubagens suspensas.

No entanto, para análise das lajes mistas, a EN 1994-1-1, apresenta os seguintes métodos de análise global para o estado limite último (Calado & Santos, 2013):

- **Análise elástica linear sem redistribuição**, sendo que, sem redistribuição de momentos nos apoios internos, considera-se a fendilhação do betão. Nesta situação supõe-se que a laje tem capacidade resistente à flexão variável, ou seja, na zona de apoio ou de momentos negativos utiliza-se rigidez de flexão do betão fendilhada e na zona de momentos positivos rigidez de flexão não fendilhada;
- **Análise linear com ou sem redistribuição** de momentos nos apoios internos e utilizando a rigidez de flexão não fendilhada do betão em todo vão da laje. Caso opte por efetuar uma redistribuição de momentos para simular a fendilhação do betão nos apoios internos, o valor máximo da redistribuição permitida da EN 1994-1-1, cláusula 9.4.2 é de 30%.
- **A análise elasto-plástica**, tendo em conta as propriedades não lineares dos materiais;
- **Análise global rígido-plástica**, desde que seja demonstrado que as secções onde são necessárias rotações plásticas, devido à formação de rótulas plásticas, têm capacidade de rotação suficiente.

Independentemente do método de análise global utilizado, desprezam-se geralmente os efeitos do escorregamento entre a chapa perfilada e o betão (Calado & Santos, 2013). Caso seja utilizada uma análise global linear, toma-se em consideração a secção transversal não

fendilhada, obtendo-se maiores momentos fletores negativos nos apoios internos. Assim, para resistir a esses momentos é essencial usar uma elevada quantidade de armadura.

Numa laje continua, geralmente, pode ser analisada como uma sucessão de tramos simplesmente apoiados, aplicando-se na zona de apoios internos armadura de fendilhação. No caso de construção não escorada, a armadura é inferior a 0,2 % da área de betão acima da nervura, e 0,4 % da mesma área para construção escorada.

3.3.2 Verificação da segurança em relação estado limite último das chapas perfiladas

Na verificação da segurança da chapa perfilada na fase construtiva, e uma vez que a mesma é muito fina, deve-se garantir uma resistência ao seu peso próprio, o peso de betão fresco e as sobrecargas de construção.

A verificação é feita de acordo com a EN 1993-1-3, onde faz referência a estruturas metálicas, pois através da EN 1994-1-1 não é perceptível tais especificações. De um modo geral, a verificação é feita da seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (3.2)$$

sendo que, E_d é o valor de cálculo atuante, e R_d é valor de cálculo resistente.

Na condição da chapa estar sujeita a momentos fletores, deve-se verificar a expressão:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (3.3)$$

em que, M_{Ed} é o valor de momento fletor atuante, e M_{Rd} é o valor de momento fletor resistente.

Para secção da Classe 3, o momento resistente é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_{yp}}{\gamma_p} \quad (3.4)$$

Para secção da Classe 4, o momento resistente é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_{yp}}{\gamma_p} \quad (3.5)$$

Quanto à continuidade da chapa perfilada, a situação mais condicionante é nos apoios. Assim, pode-se verificar a segurança em relação a interação entre o momento fletor e esforço transversal, utilizando a expressão:

$$V_{Ed} \geq 0,5 V_{w,Rd} \quad (3.6)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}}\right) \leq 1,0 \quad (3.7)$$

O esforço resistente da alma é obtido da seguinte expressão:

$$V_{w,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin(\phi)} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (3.8)$$

A esbelteza normalizada da alma, sem reforço longitudinal, é obtida da seguinte expressão:

$$\lambda_w = 0,346 + \frac{s_w}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E_a}} \quad (3.9)$$

A esbelteza normalizada da alma com reforço longitudinal, tal como apresenta na Tabela 3.1, é obtida da seguinte expressão:

$$\lambda_w = 0,346 + \frac{s_w}{t} \times \sqrt{\frac{5,34}{K_T} \times \frac{f_{yb}}{E_a}} \quad \text{mas } \lambda_w \geq 0,346 + \frac{s_w}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E_a}} \quad (3.10)$$

com $K_T = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}$

Tabela 3.1 – Tensão tangencial considerando a encurvadura, f_v (Calado & Santos, 2013)

Esbelteza normalizada da alma	Alma sem reforço transversal nos apoios	Alma com reforço transversal nos apoios
$\lambda_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \lambda_w < 1,40$	$\frac{0,48 f_{yb}}{\lambda_w}$	$\frac{0,48 f_{yb}}{\lambda_w}$
$\lambda_w \geq 1,40$	$\frac{0,67 f_{yb}}{\lambda_w^2}$	$\frac{0,48 f_{yb}}{\lambda_w}$

3.3.3 Verificação da segurança em relação estado limite de utilização das chapas perfiladas

É importante verificar que a deformação da chapa perfilada não é excessiva, tendo em conta as ações atuantes, tais como o seu peso próprio, o peso do betão fresco. Deve ser verificada a seguinte condição:

$$\delta_{s,max} = \frac{L}{180} \geq \delta_s = K \times \frac{PL^4}{E_a I_{eff}} \quad (3.11)$$

em que:

$$k = \frac{5}{384}, \text{ para condições de apoios simplesmente apoiados.}$$

$$k = \frac{5}{184,6}, \text{ para condições de apoios, apoiado-encastado.}$$

A deformação da chapa perfilada devido às cargas aplicadas são calculadas de acordo com a EN 1993-1-3, usando uma análise elástica. No que se refere à combinação de ações, deve-se usar a combinação característica.

3.3.4 Verificação da segurança em relação estado limite último da laje mista

As lajes mistas são desenvolvidas para resistir especialmente a cargas uniformemente distribuídas. Considerando as cargas lineares ou concentradas, na verificação das lajes mistas, deve-se seguir a recomendação da EN 1994-1-1, artigo 9.4.3.

O grau de interação nas lajes mistas com chapa perfilada e nas vigas mistas, apresenta três comportamentos, tais como:

- **A interação total entre a chapa perfilada e o betão:** nesta condição não existe escorregamento entre o aço e o betão, pelo que a força aplicada atinge o seu valor máximo, tendo um modo de colapso dúctil ou frágil;
- **A interação nula entre a chapa perfilada e o betão:** nesta condição não existe uma junção entre o aço e o betão, sendo que a força aplicada é mínima enquanto que o escorregamento atinge o seu valor máximo, tendo um colapso evolutivo;
- **A interação parcial entre a chapa perfilada e o betão:** nesta situação, o escorregamento entre o aço e o betão situa-se entre zero e o valor máximo, uma vez que a força aplicada se situa entre os dois casos anteriores.

O modo de colapso nas lajes mistas com chapas perfilada ocorre nas seguintes secções críticas, tal como apresentado na Figura 3.9:

- **Colapso por momento fletor excessivo** - o modo de rotura acontece quando o momento fletor atuante é superior ao momento fletor resistente. Entretanto esse modo de colapso é condicionante para lajes mistas de vão médios a grande com

grau de interação elevado entre o betão e a chapa perfilada. Geralmente o colapso ocorre por plastificação da chapa de aço ou por esmagamento do betão (secção crítica I);

- **Rotura por corte longitudinal excessivo entre a chapa perfilada e o betão** - acontece quando a força atuante é superior a força resistente ao corte longitudinal, no vão de cote L_s , (secção crítica II);
- **Rotura por esforço transverso excessivo** - ocorre quando a força atuante é superior a força resistente por esforço transverso (secção crítica III);
- **Rotura por punçoamento** - ocorra devido ao aumento das cargas concentradas.

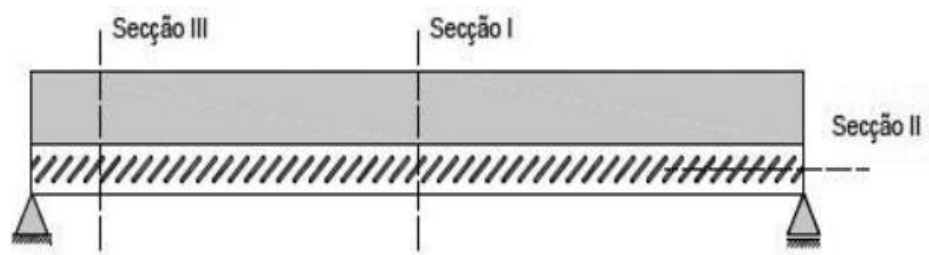


Figura 3.9 – Representação de possíveis secções críticas em lajes mistas com chapa perfilada (Calado & Santos, 2013)

A laje mista por definição deve ter resistência suficiente para resistir às ações e assegurar que nenhum dos modos de colapso referidos anteriormente ocorram. Entretanto, em relação ao estado limite último, tem de se verificar a segurança do momento fletor, corte longitudinal, esforço transverso e punçoamento.

Momento fletor

A EN 1994-1-1, 9.7.2, em termos da resistência à flexão da laje mista com chapa perfilada, é calculada através de uma análise rígido-plástico usando blocos retangulares de tensões. Geralmente, para determinar o momento fletor resistente plástico, $M_{pl,Rd}$, de uma laje mista, tem que se levar em conta as seguintes condições:

- A secção de betão resiste a uma tensão de rotura à compressão igual a 0,85 do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão (f_{cd}), $0,85 f_{cd}$; este valor é constante em toda a altura da secção transversal, entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão;
- Para a determinação da área efetiva da chapa perfilada, A_{pe} , deverá ser desprezada a espessura de zincagem, das bossas e dos entalhes;

- A secção da chapa perfilada resiste a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço da chapa, $f_{yp,d}$ (tração e compressão);
- É desprezada a resistência do betão à tração.

O valor do momento fletor resistente plástico $M_{pl,Rd}$, da laje mista com chapa perfilada, é calculado com base da largura de um módulo de uma nervura em vez de 1 m de largura da laje (Calado & Santos, 2013). Em segunda, são apresentadas duas situações que podem ocorrer na determinação do valor de $M_{pl,Rd}$:

- Para momento fletor positivo;
- Para momento fletor negativo.

Para o momento fletor positivo, a determinação do eixo neutro plástico Z_{pl} , e do momento fletor resistente plástico $M_{pl,Rd}$, podem ser obtidas através da seguinte expressão, salienta-se que esta situação é a mais usual tal como apresenta na Figura 3.10.

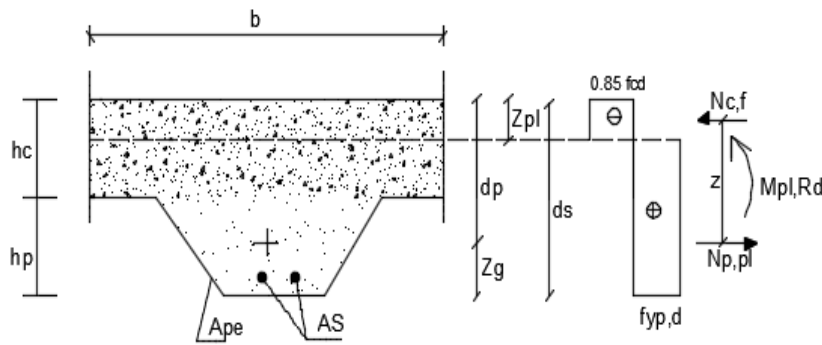


Figura 3.10 – Distribuição plástica de tensões para momentos positivos

$$\sum F_H = 0 \Leftrightarrow Z_{pl} \times b \times 0,85 \times f_{cd} = N_{p,pl} + N_s \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{N_{p,pl} + N_s}{b \times 0,85 \times f_{cd}} \quad (3.12)$$

$$M_{p,pl} = N_{p,pl} \times \left(d_p - \frac{Z_{pl}}{2} \right) + N_s \left(d_s - \frac{Z_{pl}}{2} \right)$$

$$N_{p,pl} = A_{pe} \times f_{yp,d} \quad \text{força de plastificação da secção efetiva da chapa } A_{pe};$$

$$N_s = A_s \times f_{sd} \quad \text{força de tração na armadura } A_s.$$

Para o momento fletor negativo, a determinação do eixo neutro plástico, Z_{pl} , que geralmente localiza-se na chapa perfilada, e o momento fletor resistente plástico, $M_{pl,Rd}$, podem ser obtidas tal como ilustrado na Figura 3.11.

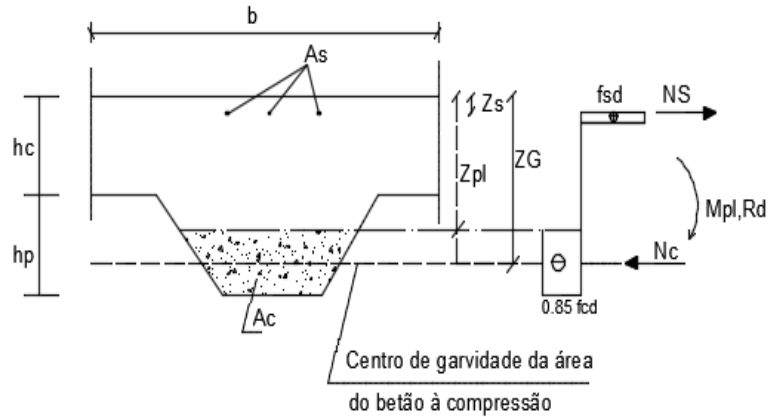


Figura 3.11 – Distribuição plástica de tensões para momentos negativos

Por equilíbrio:

$$\begin{aligned} -N_c + N_s &= 0 \\ M_{p,Rd} &= N_c \times Z_c + N_s \times Z_s \end{aligned} \quad (3.13)$$

Considerando:

$N_c = 0,85 \times f_{cd} \times A_c$, força de compressão no betão localizado na nervura

$N_s = A_s \times f_{sd}$, força de tração na armadura A_s

$$\begin{cases} 0,85 \times f_{cd} \times b_0 (h - Z_{pl}) = A_s \times f_{sd} \Leftrightarrow Z_{pl} = h - \frac{A_s \times f_{sd}}{0,85 \times f_{cd} \times b_0} \\ M_{p,Rd} = A_c \times f_{sd} + (Z_c \times Z_s) \end{cases} \quad (3.14)$$

Corte longitudinal

A verificação da segurança relativamente ao corte longitudinal, de acordo com os regulamentos Europeias como a EN1994-1-1, baseia-se em resultados experimentais em lajes mistas com chapa perfilada. Segundo a mesma norma, são consideradas duas situações para determinação do valor de força resistente ao corte longitudinal:

- Corte longitudinal em lajes mistas sem amarração de extremidade;
- Corte longitudinal em lajes mistas com amarração de extremidade.

Neste trabalho faz-se referência ao corte longitudinal em lajes mistas sem amarração de extremidade. A verificação da segurança é calculada com base no método m-k, caracterizado por método de conexão parcial. Este método só pode ser usado em lajes mistas com comportamento dúctil em relação ao corte longitudinal.

Segundo a norma EN 1994-1-1, 9.7.3, o valor de cálculo da força resistente ao corte longitudinal $V_{l,Rd}$ é determinada da seguinte expressão:

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad (3.15)$$

em que:

- b, d_p largura e altura média da lajes (mm);
- A_p área da chapa perfilada;
- m, k parâmetros característicos da chapa perfilada, geralmente fornecidos pelo fabricante (N/mm^2);
- L_s vão de corte em mm;
- γ_{vs} coeficiente parcial de segurança relativo à conexão, cujo valor recomendado é 1,25.

O vão de corte depende do tipo de condição de apoio e da carga aplicada. Para carga uniformemente distribuída, o L_s toma o valor de $L/4$ para laje mista simplesmente apoiada. Para laje continua, deve ser considerado 0,80 L para vãos intermédios e 0,9 L para vãos de extremidade.

Esforço transversal

A resistência ao esforço transversal é obtida através das nervuras do betão, sendo que a verificação da segurança da laje mista é considerada somente a contribuição do betão, no qual a EN 1994-1-1.9.7.5 (1) remete esta verificação para a EN 1992-1-1, 6.2.2.

Uma vez que existe armadura longitudinal nas nervuras para a resistência do esforço transversal, desde que esteja alongada o comprimento de amarração apropriado ($l_{bd} + d_p$), onde l_{bd} é o comprimento de amarração e d_p é a altura útil da secção, a resistência ao esforço transversal de um elemento sem armadura transversal é dada pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} \leq V_{v,Rd} \quad (3.16)$$

$$V_{v,Rd} = \left[C_{Rd,c} \times k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] \geq (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) \times b_0 d_p \quad (3.17)$$

sendo que:

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa

b_0 largura média da nervura;

$k = 1 + \sqrt{200/d_p} \leq 2,0$ coeficiente com d_p , em mm;

$\rho_1 = A_{sl}/b_0 d_p \leq 0,02$ taxa de armadura longitudinal;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 f_{cd}$ tensão normal média na secção transversal de betão, em MPa;

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; $v_{min} = 0,035 k^{1/3} f_{ck}^{1/2}$; $k_1 = 0,15$

A Figura 3.12 apresenta as dimensões genéricas de laje mista com chapa perfilada.

Segundo Calado & Santos (2013), a laje mista pode ser determinada como simplesmente apoiada, com o efeito benéfico da compressão do betão nas zonas de momento fletor negativo não ser considerado e deste modo $\sigma_{cp} = 0$. Em edifícios com lajes mistas, a verificação do esforço transversal no geral não é muito relevante desde que as cargas não sejam elevadas e o vão seja curto.

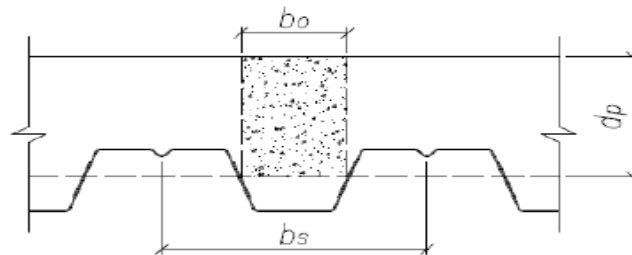


Figura 3.12 – Dimensões genéricas da laje mista com chapa perfilada (Gonçalves, 2016)

Punçoamento

O punçoamento numa laje mista deriva da concentração de carga elevada, chamado colapso por punçoamento que ocorre num perímetro de contorno crítico (Figura 3.13). Este perímetro é estabelecido por uma linha fechada, incluindo a área carregada, a uma distância da área carregada que depende da espessura do betão acima da chapa perfilada h_c , bem como da distância do centro de gravidade da área efetiva da chapa perfilada à face superior da chapa d_p . O valor de cálculo da resistência ao punçoamento é dada pela seguinte expressão:

$$V_{p,Rd} = v_{p,Rd} \times C_p \times d ; v_{p,Rd} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (3.18)$$

$$C_p = 2\pi h_c + 2(b_p + h_f) + 2(a_p + 2h_f + 2d_p - 2h_c)$$

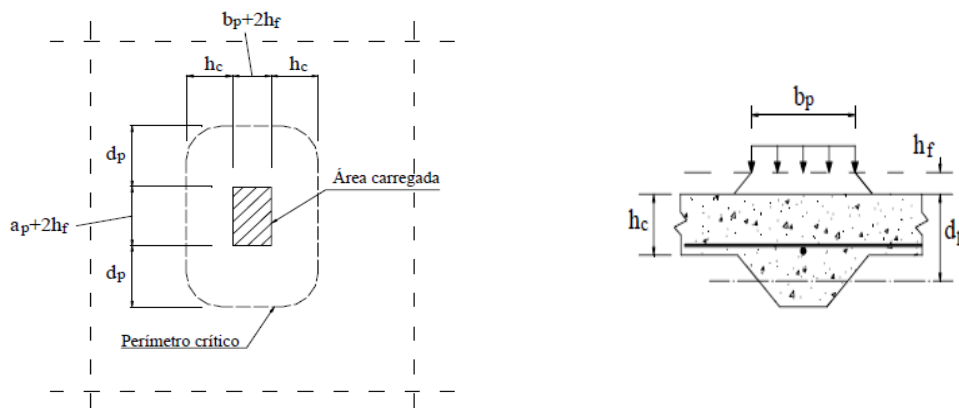


Figura 3.13 – Representação do perímetro do contorno crítico para o punçoamento de uma laje mista com chapa perfilada.

3.3.5 Verificação da segurança em relação ao estado limite utilização da laje mista

Para que os limites normativos não sejam ultrapassados, deve-se garantir o controlo de fendilhação de maneira que o funcionamento estrutural, a durabilidade e a estética não sejam afetadas.

Controlo de fendilhação no betão

A fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da laje mista nem se torne o seu aspeto inaceitável. O controlo de fendilhação deverá ser verificado de acordo com a EN 1992-1-1, 7.3. No caso de lajes mistas, é essencial efetuar esse controlo nas zonas de momentos flectores negativos, uma vez que a chapa perfilada de aço protege a laje na face inferior.

Se se admitir fendas, sem necessidades na sua largura, e que não danifique o funcionamento da laje mistas, como o caso de lajes mistas continuas analisadas como uma série de vigas simplesmente apoiadas, a EN 1994-1-1, 9.4.2 (5) exige que na zona de apoios internos haja uma quantidade mínima de armadura localizadas em cima das nervuras. No caso de construção escorada, a norma impõe 0,40 % da área da secção de betão e para construção não escorada, a norma sugere 0,20 % da área da secção do betão.

É importante evidenciar que a quantidade mínima da armadura não garante que a largura das fendas sejam inferior a 0,30 m.

Controlo da deformação

Relativamente a aplicação de cargas, a deformação é calculada através de uma análise global elástica ignorando o efeito de retração, uma vez que se despreza a rigidez à torção dos apoios na determinação das deformações de lajes mistas. A flecha deve ser determinada da seguinte forma, (Calado & Santos, 2013):

- O momento de inércia poderá ser considerado igual à média dos valores relativos à secção fendilhada e à secção não fendilhada;
- Para o betão, poderá utilizar-se um valor médio do coeficiente de homogeneização para os efeitos de longo e curtos prazos.

Coeficiente de homogeneização de longo prazo

$$n = \frac{2 E_a}{E_{cm}} \quad (3.19)$$

Determinação do momento de inércia quando submetido a um momento fletor positivo e centro de gravidade, com $Z_e < h_c$:

- Secção fendilhada

$$I_{eq,2} = \frac{b Z_e^3}{3n} + I_P + A_{pe} (d_p - Z_e)^2 \text{ com } Z_e = \frac{n A_{pe}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b d_p}{n A_{pe}}} - 1 \right) \quad (3.20)$$

- Secção não fendilhada

$$I_{eq,1} = \frac{b \times h_c^3}{12 \times n} + \frac{b \times h_c}{n} \left(Z_c - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_0 h_p}{12n} + \frac{b_0 h_p}{n} \times \left(h - Z_c - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_{pe} \times (d_p - Z_c)^2 + I_P \quad (3.21)$$

$$\text{com } Z_c = \frac{\frac{b_0 h_c^2}{2} + b_0 h_p d_p + n A_{pe} d_p}{b h_c + b_0 h_p + n A_{pe}}$$

O momento de inércia relativamente à laje mista, I_{eq} , para a determinação da flecha é dado pela média dos somatórios das inércias referente à secção fendilhada e à secção não fendilhada:

$$I_{eq} = \frac{I_{eq,1} + I_{eq,2}}{2} \quad (3.22)$$

onde:

- Z_e posição do eixo elástico, em mm;
- I_p momento de inércia da chapa, em mm^4 ;
- A_{pe} área efetiva da chapa perfilada, mm^2 ;
- n valor médio do coeficiente de homogeneização;
- b_0 largura média da nervura, em mm.

O cálculo da flecha é dispensável, caso seja verificada a seguinte condição:

- A relação entre a altura útil e o vão da laje mista, L/d_p , não ultrapasse os limites definidos na EN 1994-1-1, 7.4, para betão levemente solicitado, $\rho = 0,50 \%$.
- A carga de escorregamento inicial observado nos ensaios (definida como a carga que provoca um escorregamento de extremidade de 0,5 mm) excede 1,2 vezes o valor de cálculo da carga de serviço.

Tabela 3.2 – Valores básicos de L/d_p para lajes mistas sem esforços normais de compressão (Calado & Santos, 2013)

Sistema estrutural	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5 \%$
Laje simplesmente apoiada	20
Vão extrema de uma laje continua	26
Vão interiores de uma laje continua	30

3.4 Vigas mistas

A viga mista de aço e betão resulta da junção de perfis de aço e laje de betão ligados por conetores, fazendo com que o elemento construtivo trabalhe em conjunto. A capacidade resistente à flexão da viga mista é função da resistência à compressão do betão, da espessura da laje, do tipo de aço, da existência de escorregamento das lajes ou não (fase construtiva) e da ligação entre a viga e laje. No entanto, a laje pode ser maciça ou nervurada e o perfil pode ser laminado, soldado ou tubular, betonado ou revestida de betão, tal como apresentado na Figura 3.14.

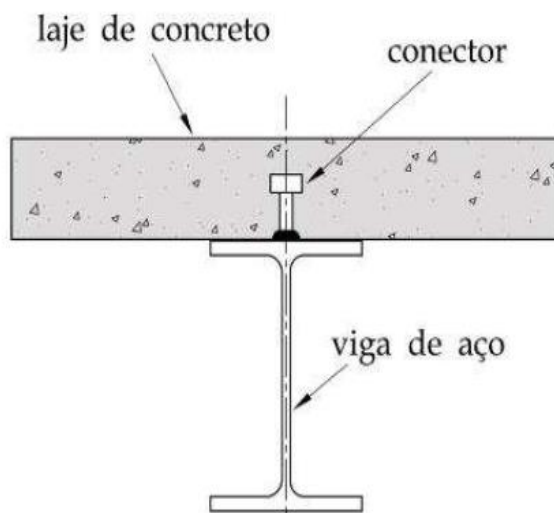


Figura 3.14 – Exemplo de secção de viga mista (Figueiredo, 2014)

A resistência da viga mista depende do grau de conexão e interação entre o aço e o betão, tal como esquematizado na Figura 3.15.

Nas vigas mistas é importante garantir os conectores para resistir ao corte, e os mesmos devem ser devidamente dimensionados e distribuídos ao longo da viga.

Em relação ao tipo de perfis existentes, especialmente nos edifícios, os mais utilizados são do tipo I. (Fabrizzi, 2007), tal como ilustrado na Figura 3.16.

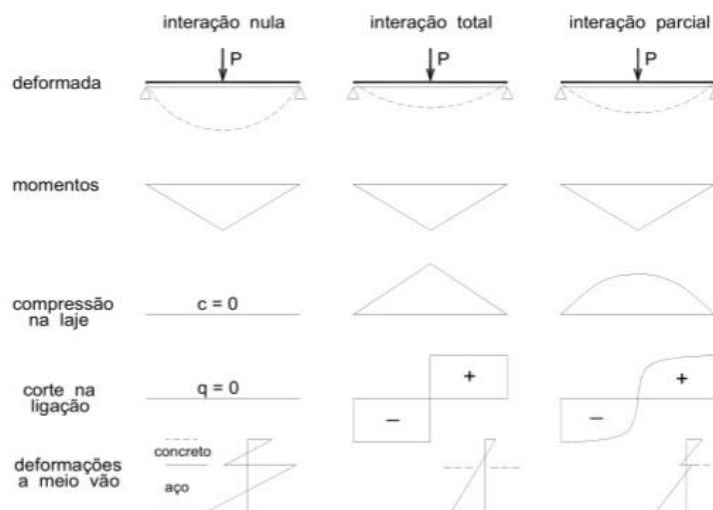


Figura 3.15 – Comportamento de interação entre a viga de aço e a laje de betão (Alva, 2000)

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. Em relação à viga simplesmente apoiada, esta oferece maior capacidade ao sistema misto, onde o aço funciona

bem à tração e a laje à compressão. A utilização de viga continua reduz o deslocamento de conexão no comportamento de viga mista.

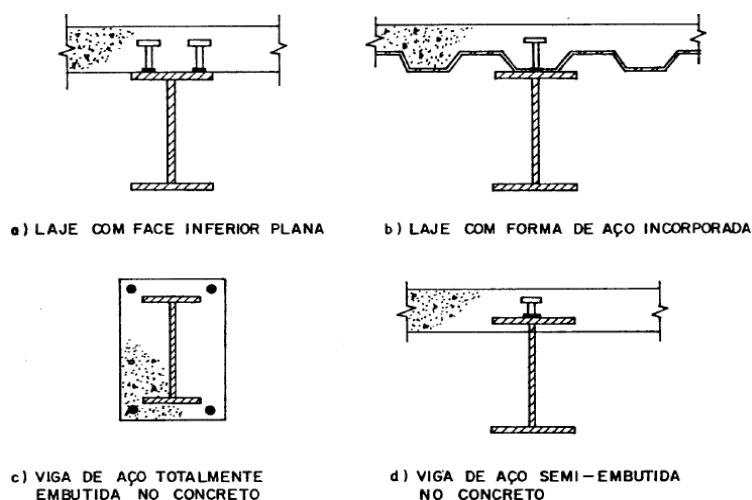


Figura 3.16 – Tipos de secções de vigas mistas mais utilizadas (Malite,1990)

As vigas continuas não oferecem só vantagens, porque na zona dos momentos fletores negativos origina uma perda de capacidade do sistema misto, para além de diminuir a resistência à flexão causado pela fendilhação do betão. Os procedimentos de cálculo são ainda mais complexos, comparando com os das vigas simplesmente apoiadas.

A utilização de vigas mistas em edifícios tem a vantagem de possibilitar o acréscimo de resistência e rigidez, causado pela junção dos elementos de aço e de betão, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais e a redução de quantidades de 30% a 50% de aço relativamente às vigas sem interação, facilitando ainda uma rápida execução construtiva. Entretanto o principal inconveniente reside na necessidade de aplicar os conetores na interface aço-betão (Davison & Owens, 2003).

3.4.1 Processo construtivo

A geometria da viga depende das dimensões da laje e da capacidade resistente do perfil de aço. Existe dois tipos de processos construtivos: construção escorada e não escorada. Em relação à construção não escorada, o perfil de aço deve ser dimensionado para resistir às cargas permanentes, incluindo peso próprio da laje de betão e os restantes elementos estruturais. Posteriormente, o elemento misto deverá resistir as ações variáveis no ato da betonagem. É geralmente uma solução mais cara, mas realizável num espaço de tempo mais curto.

Nas construções escoradas, o elemento misto entra em serviço depois da cura do betão, onde deve ter escoramento adequado para limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva. É geralmente uma solução mais barata e leva mais tempo.

3.4.2 Procedimento de dimensionamento (EC4)

3.4.2.1 Verificação ao estado limite último

O dimensionamento das vigas mistas sujeitas à flexão depende da caracterização do procedimento ao nível da ligação aço-betão, tendo em conta a interação parcial e a interação completa.

Tendo em conta o processo construtivo das vigas mistas, uma vez que influencia os esforços e as deformações dos elementos estruturais, existe dois tipos de análise, nomeadamente:

- Análise elástica;
- Análise plástica.

Na análise plástica, para determinar o valor de cálculo da resistência à flexão, o EC4 propõe que a secção mista deve-se considerar das classes 1 ou 2. Esta análise é aplicada só em estado limite último, onde a estrutura tem a capacidade resistente nos locais de formação de rótulas plásticas, sem que haja diminuição do valor do momento resistente.

Na análise elástica é essencial analisar a relação entre a rigidez de flexão dos vãos que constituem a viga. No entanto, é também essencial conhecer a largura efetiva do banzo de betão bem como o coeficiente de homogeneização para o betão, uma vez que a rigidez de flexão resulta do momento de inércia da secção transversal.

Tanto no caso da análise elástica, como na análise plástica, é necessário considerar que a resistência à tração do betão é desprezada e as secções transversais da parte do aço estrutural e do betão armado se mantêm planas.

Em termos de resistência, as vigas mistas devem ser verificadas e calculadas da seguinte forma:

- Resistência das secções transversais críticas;
- Resistência à encurvadura lateral e ao corte longitudinal;

- Resistência à encurvadura por esforço transversal e às forças transversais nas almas.

Classificação das secções transversais

É importante valorizar a possibilidade da encurvadura local no elemento de aço, em que está relacionado com as dimensões da secção transversal e com a capacidade que esta tem de atingir a plastificação ou cedência antes de encurvar localmente.

A EN1993-1-1, 5.5.2, define as classificações das secções transversais das vigas mistas, com o objetivo de identificar em que medidas da sua resistência e a sua capacidade rotacional são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. A secção mista deve ser classificada em função da classe menos favorável dos seus elementos comprimidos de aço e a classe de uma secção mista depende geralmente do sinal do momento fletor atuante ao nível dessa secção.

São definidas quatro classes de secções transversais, tal como apresentado na Figura 3.17:

- As **secções transversais da Classe 1** são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- As **secções transversais da Classe 2** são aquelas em que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- As **secções transversais da Classe 3** são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido;
- As **secções transversais da Classe 4** são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Na EN 1993-1-5, 5.5.2(2), define que nas secções transversais da Classe 4 poderão adoptar-se larguras efetivas para ter em considerações as reduções de resistência devidas aos efeitos da encurvadura local.

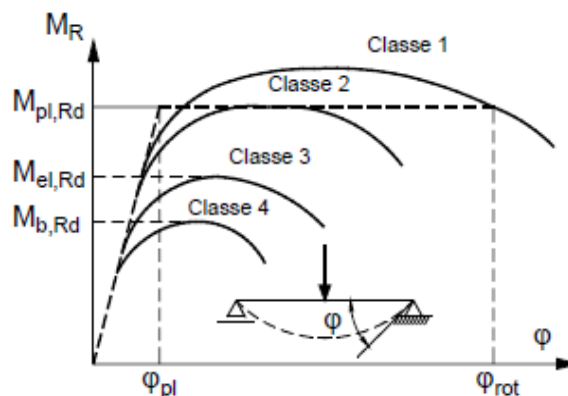


Figura 3.17 – Classificação das secções transversais (Calado & Santos, 2013)

Em função da classificação da secção transversal, é necessário utilizar a distribuição plástica de tensões para Classes 1 e 2, e distribuição elástica de tensões para Classes 3 e 4. Na prática, a classe da secção da alma depende da posição da linha neutra de flexão e a classe da secção da alma define a secção transversal.

As classes das secções estão associadas aos métodos de análise das secções transversais das vigas mistas, em que podem ser classificadas da seguinte forma:

- O método de análise elástica linear pode ser aplicado às secções de qualquer classe; o princípio de relação tensão-deformação dos materiais é linear para quaisquer tensões atuantes;
- O método de análise elástica não linear pode-se também ser aplicado às secções de qualquer classe, onde o comportamento dos materiais é não linear.
- O método de análise rígido-plástico só é aplicado às secções das Classes 1 e 2, em que a deformação elástica dos materiais é desprezado, tendo que a relação tensão-deformação é perfeitamente plástica.

A EN 1994-1-1 estuda dois casos das secções transversais de vigas mistas. A primeira secção, em que o perfil de aço não está revestido (cláusula 6.2) e a segunda secção em que o perfil de aço está parcialmente revestido com betão (cláusula 6.3).

Segundo Calado & Santos (2013), as classes de secções mais utilizadas, em vigas mistas em edifícios, são as Classes 1 e 2, pois em geral os projetistas efetuam uma análise plástica para determinar a resistência das secções transversais.

Largura efetiva

A largura efetiva depende da distribuição de tensões nas lajes de betão armado. Tendo em conta a flexibilidade dos banzos de aço ou do betão sob ação de corte no seu plano (*Shear lag*), deve-se ter em consideração, por meio de uma análise rigorosa, a utilização de uma largura efetiva de banzo. Geralmente, se a distância transversal entre as vigas for considerável, a distribuição de tensões longitudinais no banzo de betão não é uniforme devido ao efeito de “*shear lag*”, tal como ilustrado na Figura 3.18.

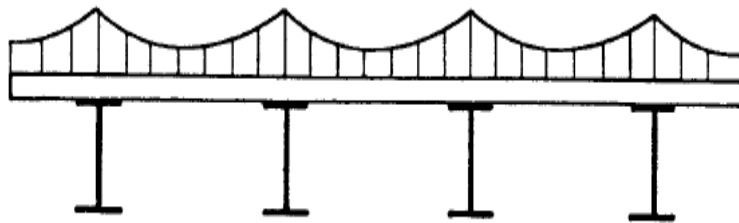


Figura 3.18 – Distribuição de tensões longitudinais no banzo de betão (laje) devido ao efeito de Shear lag (Malite, 1990)

Do ponto de vista das tensões, no cálculo das vigas mistas utiliza-se a largura efetiva simplificada, tal como esquematizado na Figura 3.19.

$$b_{\text{eff}} = \frac{\sigma_{\text{méd}}}{\sigma_{\text{máx}}} \times b \quad (3.23)$$

em que:

- $\sigma_{\text{méd}}$ tensão média atuante na largura total do betão;
- $\sigma_{\text{máx}}$ tensão máxima na largura total do betão, produzindo a distribuição real de tensões;
- b largura de betão para cada lado eixo do perfil de aço.

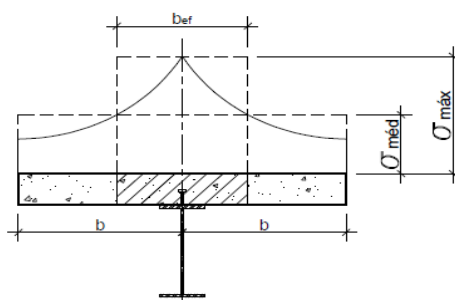


Figura 3.19 – Definição da largura efetiva do banzo para cálculo de tensões (Fabrizzi, 2007)

Em termos práticos, a EN 1994-1-1, 5.4.1.2, define que as larguras efetivas são estabelecidas nas distâncias entre pontos de momentos fletores nulo. Ainda se dispõe que a largura efetiva do banzo de betão, b_{eff} , na zona do meio vão e dos apoios internos, poderá ser determinada por:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.24)$$

sendo:

b_0 - distância entre os centros dos conectores extremos;

b_{ei} - valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma, considerado igual a $L_e / 8$, mas sem ser superior à largura geométrica b_i . O valor b_i deverá ser considerado igual à distância entre o conector extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes, medida a meia altura do banzo de betão, exceto para um bordo livre em que b_i é a distância ao bordo livre. O comprimento L_e deverá ser considerado igual à distância aproximada entre pontos de momento fletor nulo. Para vigas mistas contínuas correntes, em que o cálculo é condicionado por uma envolvente de momentos resultantes de várias disposições de carga, e para consolas, L_e poderá ser determinado como indicado na Figura 3.20.

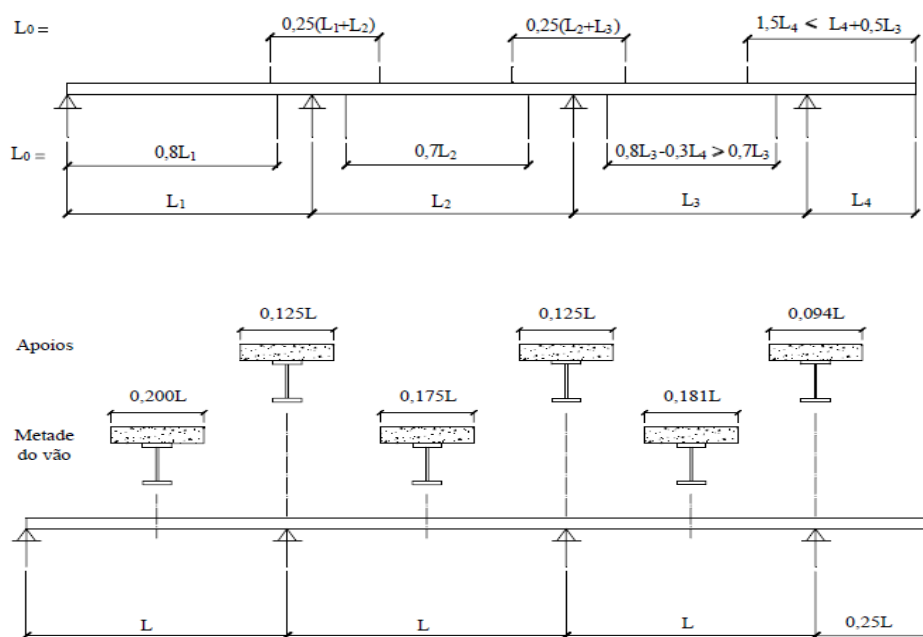


Figura 3.20 – Vãos equivalentes para determinação das larguras efetivas do banzo de betão para vigas contínuas (EC 1994, 2011)

A Figura 3.20 verifica-se que existem larguras efetivas do banzo do betão nas zonas de momentos fletores positivas e negativas. Na zona de momentos fletores negativos não resiste à tração leva a definir a largura do banzo de betão em que é contabilizada a armadura longitudinal.

Nos apoios de extremidades, a largura efetiva poderá ser definida por:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \times b_{ei} \text{ com } \beta_i = 0,55 + \frac{0,025 \times L_e}{b_{ei}} \leq 1,0 \quad (3.25)$$

sendo:

b_{ei} - largura efetiva do tramo extremo a meio vão;

L_e - vão equivalente do tramo extremo.

A EN 1994-1-1, 5.4.1.2 (9), define que na análise das estruturas em edifícios, b_0 , poderá ser considerado igual a zero.

O diagrama de momentos fletores da viga depende da rigidez de rotação da ligação. Quando é utilizada a análise global elástica, poderá admitir-se uma largura efetiva constante para a totalidade do vão de cada tramo. Este valor poderá ser considerado igual ao valor $b_{eff,1}$, a meio vão para um tramo apoiado nas duas extremidades ou igual ao valor $b_{eff,2}$, ao nível do apoio para uma consola (EN 1994-1-1, 5.4.1.2 (4)), por terem larguras efetivas na zona de momentos fletores positivos diferentes na zona de momentos fletores negativos, ou seja, despreza-se essa diferença na análise elástica das vigas mistas.

Note-se que as larguras efetivas adquiridas na EN 1994-1-1, na zona de momentos fletores negativos, são maiores comparando com as da EN 1992-1-1, 5.3.2.1, porque esta última não considera a envolvente dos esforços.

Na EN 1994-1-1 e na EN 1992-1-1 as larguras efetivas são consideradas para todos os estados limites.

Instabilidades por encurvadura lateral

Tendo em conta o banzo superior da viga de aço pode ser permanentemente classificado lateralmente estável, uma vez que se encontra devidamente ligado à laje de betão por meio de conectores. No caso de banzo inferior comprimido deve-se sempre analisar a estabilidade. Nas zonas de momentos negativos pode acontecer a instabilidade associada à distorção da secção, uma vez que a laje de betão não é capaz de impedir os deslocamentos laterais em toda a secção

de aço. Nessa situação a forma da secção transversal mantida, distinto do caso da instabilidade lateral com torção, no qual ocorre apenas deslocamentos verticais, horizontais e rotacionais, tal como esquematizado na Figura 3.21.

Tendo em conta o grau de escorregamento usado na fase de construção, a viga deverá ser analisada em termo da encurvadura lateral somente na parte metálica. No caso das vigas mistas a encurvadura lateral é limitada unicamente nas zonas de momentos fletores negativo ao longo do comprimento L_{cr} , no banzo inferior da viga sujeito à compressão geralmente é contraventado nas secções de apoios, tal como apresentado na Figura 3.22.

A encurvadura lateral em vigas mistas é distinguida das vigas metálicas, visto que o pavimento ao impedir a torção implica a distorção da secção. O deslocamento lateral do banzo inferior é máximo entre duas a três vezes a altura da viga a partir do apoio interno.

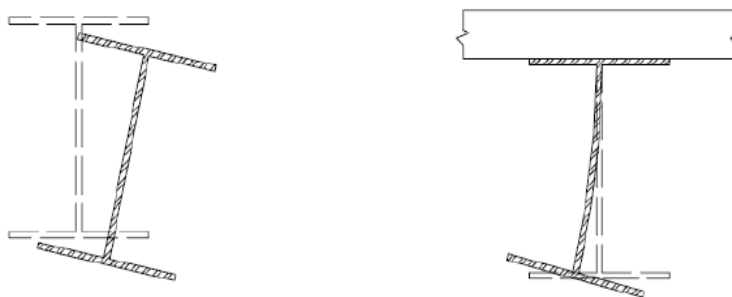


Figura 3.21 – Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respetivamente (Guimarães, 2009)

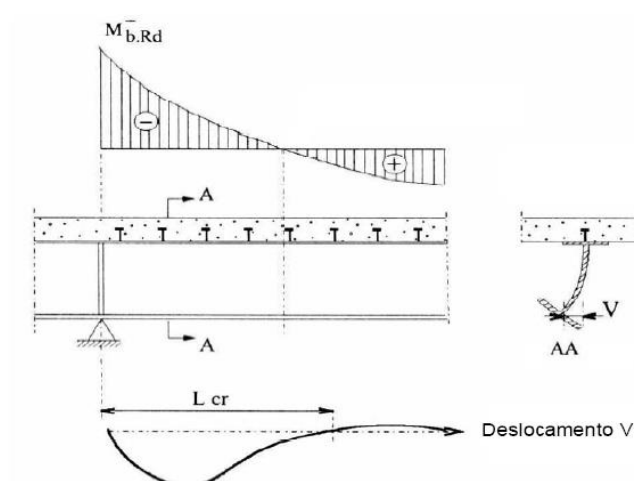


Figura 3.22 – Encurvadura lateral, numa viga mista contínua (Guimarães, 2009)

Análise plástica para perfil de aço – Secções das Classes 1 e 2

O momento resistente plástico $M_{pl,Rd}$, é calculado considerando a interação total entre o perfil de aço e as armaduras, onde o perfil de aço resiste a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do perfil de aço, f_{yd} , as armaduras longitudinais da secção do betão resistem a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras, f_{sd} . Geralmente, despreza-se a resistência à compressão da chapa perfilada e a tração no betão.

O momento resistente plástico depende da posição da linha neutra da secção transversal. Na Figura 3.23 apresenta a geometria da secção da viga mista.

Como simplificação, a posição da linha neutra é determinada através das forças máximas associadas nas diversas zonas da secção, tal como ilustrado na Figura 3.24.

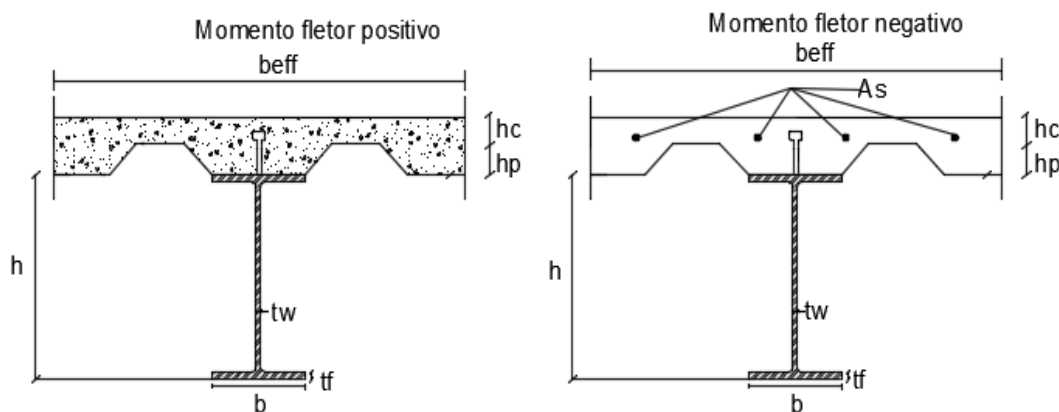


Figura 3.23 – Definição geométrica da secção

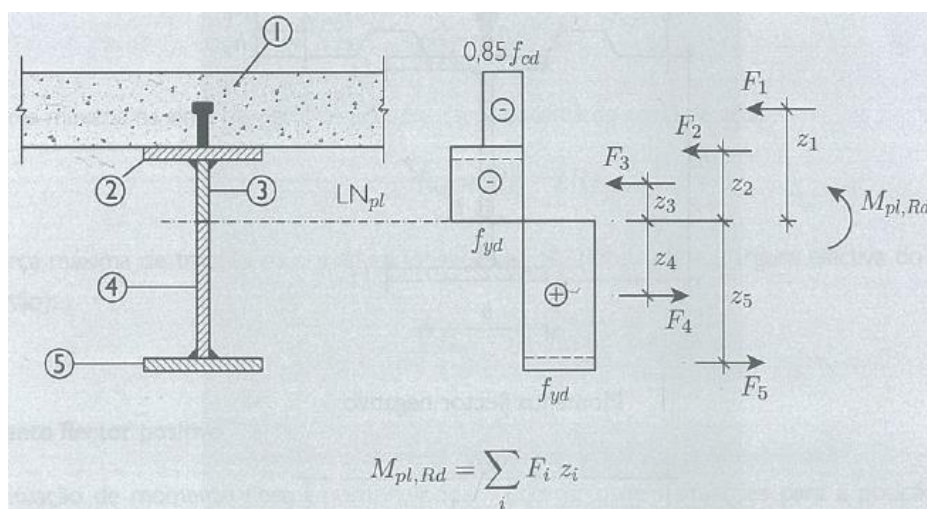


Figura 3.24 – Representação das forças em cada bloco para o cálculo do momento fletor resistente plástico (Calado & Santos, 2013)

- ✓ Força máxima de compressão no banzo de betão, zona maciça sobre a nervuras (zona maciça sobre as nervuras):

$$R_c = h_c \times b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd} \quad (3.26)$$

- ✓ Força máxima de tração no perfil de aço (área total do perfil de aço):

$$R_a = A_{IPE270} \times f_{yd} \quad (3.27)$$

- ✓ Força máxima no banzo do perfil de aço (área do banzo do perfil de aço):

$$R_f = b \times t_f \times f_{yd} \quad (3.28)$$

- ✓ Força máxima na alma do perfil metálico (área da alma do perfil de aço):

$$R_w = R_a - 2 \times R_f \quad (3.29)$$

- ✓ Força máxima de tração na armadura longitudinal (localizada na largura efetiva do banzo de betão):

$$R_s = A_s \times f_{sd} \quad (3.30)$$

Momentos fletores

No que se refere aos momentos positivos, a posição da linha neutra plástica, LN_{pl} , para quantificar o momento resistente plástico, ocorre da seguinte situação:

- 1 - LN_{pl} na zona maciça do banzo de betão - $R_c \geq R_a$;
- 2 - LN_{pl} na zona nervurada do banzo de betão $R_c = R_a$;
- 3 - LN_{pl} no banzo superior do perfil de aço $R_c < R_a$ e $R_c \geq R_w$;
- 4 - LN_{pl} na alma do perfil de aço $R_c < R_a$ e $R_c < R_w$.

Neste caso, decidiu-se apresentar a distribuição plástica de tensões só para o caso 1, uma vez que no exemplo prático (Capítulo 4), a linha neutra plástica situa-se na zona maciça do betão. A posição da linha neutra, Z_{pl} , o braço Z e o momento resistente plástico, tal como apresentado na Figura 3.25, é obtido através das seguintes expressões:

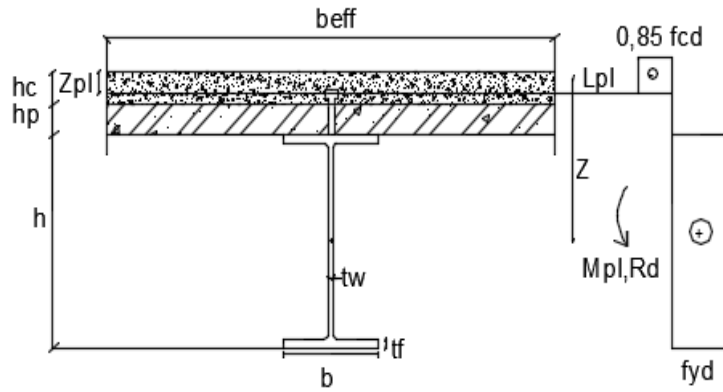


Figura 3.25 – Distribuição plástica das tensões, quando eixo da linha neutra se localiza na zona do banzo de betão

$$\sum F_H = 0 \Leftrightarrow Z_{pl} \times b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd} = R_a \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{R_a}{b_{eff} \times 0,85 \times f_{cd}} \times \frac{h_c}{h_c} \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{R_a}{R_c} \times h_c \quad (3.31)$$

$$Z = \frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{pl}}{2} \quad (3.32)$$

O momento fletor resistente, $M_{pl, Rd}$, é obtido da seguinte expressão:

$$M_{pl, Rd} = R_a \times Z \Leftrightarrow R_a \times \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c + \frac{Z_{pl}}{2} \right) \quad (3.33)$$

Esforço transversal

A verificação ao esforço transversal é determinada de acordo com a EN 1993-1-1, desde que não haja torção. A resistência da viga mista é considerada no perfil metálico, devido às dificuldades de definir a contribuição do banzo de betão para resistir ao esforço transversal. A quantificação da resistência ao esforço transversal, por parte do banzo de betão, depende de vários parâmetros, tais como o tipo de conector e espaçamentos, da armadura transversal existente na laje e do grau de fendilhação de betão.

O esforço transversal resistente plástico, $V_{pl, Rd}$, é igual ao valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal, $V_{pl, a, Rd}$, logo é determinado da seguinte forma:

$$V_{pl, a, Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.34)$$

sendo que A_v é a área resistente ao esforço transversal e, γ_{M0} , é o coeficiente parcial de segurança (o valor aconselhado é de 1,00). A obtenção do valor de A_v é realizada da seguinte forma:

- Para secções laminadas em I ou H, carga paralela a alma:
 $A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \leq \eta h_w t_w$;
- Para secções laminadas em U, carga paralela a alma: $A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$;
- Para secções laminadas em I, H e conexão, carga paralela a alma: $\eta \sum (h_w t_w)$

O parâmetro, η , indicado na EN 1993-1-5, toma o seguinte valor: 1,2 para aço até classe S 460 toma e 1,0 para aço com classe superior a S 460.

Para além da verificação do esforço transversal, há necessidade de verificar a resistência da alma à encurvadura por esforço transversal.

- Para alma não betonada e sem reforços intermédios:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (3.35)$$

- Para alma não betonada e com reforços intermédios:

$$\frac{h_w}{t_w} > 31 \times \frac{\varepsilon}{\eta} \times \sqrt{k_T} \quad \text{com} \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \quad (3.36)$$

onde, k_T é o coeficiente de encurvadura por esforço transversal e pode ser obtido da seguinte forma, de acordo com a EN 1993-1-5, anexo A3:

$$\begin{aligned} k_T &= 5,34 + 4,0 \times \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{quando} \quad \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \\ k_T &= 4,0 + 5,34 \times \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{quando} \quad \frac{a}{h_w} < 1,0 \end{aligned} \quad (3.37)$$

Flexão com esforço transversal

Segundo Calado & Santos (2013), na zona dos apoios internos de uma viga mista contínua, as secções estão submetidas a um momento fletor, M_{Ed} , com esforço transversal, V_{Ed} . A experiência tem mostrado que não existe uma redução significativa do momento resistente, M_{Rd} , devido ao esforço transversal, desde que seja inferior a metade do esforço transversal resistente, V_{Rd} .

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{Rd} \quad (3.38)$$

Conexão de corte

A utilidade da conexão de corte é de resistir às forças na interface entre o elemento de betão e o elemento de aço estrutural (perfil de aço). Pode-se salientar as diversas formas de conexão de corte tais como: por atrito; aderência; conectores de corte; interligação em chapa perfilada.

Neste trabalho foi adotada a conexão por perno de cabeças, por ser mais rápido na sua aplicação, devido à resistência e à rigidez, mas também por ser o mais usual. Para obter o valor de cálculo da força resistente, o EN 1994-1-1 estipula que os conectores de perno de cabeça devem ser considerados dúcteis, respeitando as seguintes geometrias:

- Um comprimento total após a soldadura não inferior a 4 vezes o seu diâmetro;
- Espiga de diâmetro nominal não inferior a 16 mm nem superior a 25 mm.

Para lajes mistas com chapa perfilada e com nervuras transversais, as vigas devem cumprir as seguintes disposições geométricas (ver Figura 3.26):

$$\begin{aligned} h_p &\leq 85 \text{ mm} \\ h_{sc} - h_p &\geq 2d \\ b_0 &\geq h_p \\ b_0 &\geq 50 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.39)$$

O cálculo da força resistência ao corte de perno de cabeça, quando inserido numa chapa perfilada, é determinado a partir da equação 3.40.

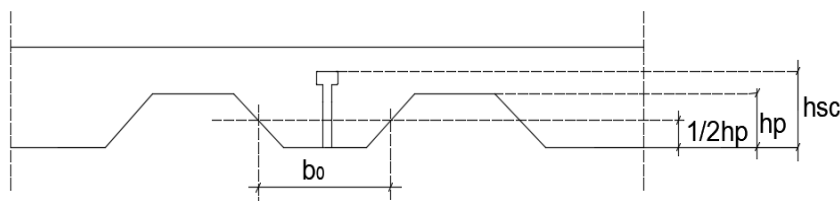


Figura 3.26 – Disposições geométricas com chapa perfiladas com nervuras transversais ao apoio (EN 1994-1-1, 2011)

$$P_{i,Rd} = k_t P_{Rd} \quad \text{com} \quad k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (3.40)$$

em que:

k_t coeficiente de redução;

n_r número de conetores necessários por nervura (não pode exceder o valor de 2 conetores).

O valor de cálculo da força resistente de corte, P_{rd} , de perno de cabeça deverá ser o menor valor das equações presente na EN 1994-1-1:

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0,85 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} ; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \right) \quad (3.41)$$

sendo:

γ_v coeficiente parcial de segurança relativo à conexão, cujo valor recomendado 1,25;

d diâmetro da espiga do perno, que pode variar entre 16 mm e 25 mm;

f_u valor da tensão última do aço do perno de cabeça, mas $\leq 500 \text{ N/mm}^2$;

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade obtido a partir da EN 1992-1-1;

h_{sc} altura total do perno de cabeça.

α este coeficiente é calculado através da seguinte expressão:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ para } 3 \geq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad (3.42)$$

$$\alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d} \geq 4$$

3.4.2.2 Verificação ao estado limite de utilização

De acordo com a EN 1992, o estado limite de utilização baseia-se em controlo de deformação, fendilhação do betão e vibração. Segundo a EN 1994, o método estrutural para este tipo de verificação é baseado uma análise elástica.

Deformações

Na verificação da deformação em vigas mistas, tendo como referência a EN 1993-1-1, 7.2, os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios são os indicados na Tabela 3.3, sendo L o vão da viga, tal como ilustrado na Figura 3.27.

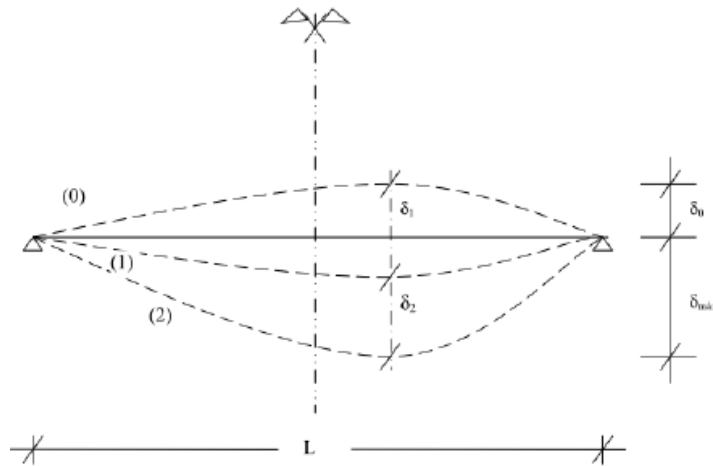


Figura 3.27 – Deslocamento verticais a considerar (Martins, 2014)

No cálculo da flecha máxima consideram-se duas situações distintas: a fase de construção (onde o peso próprio dos elementos estruturais é suportado pelo perfil de aço) e a fase definitiva (as restantes ações são suportadas pela estrutura mista), na forma de:

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{fase construção}} + \delta_{\text{fase definitiva (G}_{k,j})} + \delta_{\text{fase definitiva (Q}_{k,j})} \quad (3.43)$$

Tabela 3.3 – Valores recomendado para os limites dos deslocamentos verticais.

Condições	Limites	
	$\delta_{\max}$	δ_2
Cobertura em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimento em geral	L/250	L/300
Pavimento e coberturas que suportam rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimento que suportam colunas (a não que o deslocamento tenha sido incluindo na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\max}$, possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-

Fendilhação

A fendilhação do betão é comum em estruturas de betão armado devido a flexão, esforço transversal, torção ou tração derivada da deformação imposta. Deste modo, a fendilhação deve ser limitada para não causar danos de funcionamento estrutural, para não comprometer a durabilidade da estrutura e nem tornar o seu aspeto inadmissível.

Nas estruturas mistas, o controlo da fendilhação é de difícil aplicação, uma vez que, numa viga mista, o perfil de aço não apresenta fluência ou retração mas está ligado à laje através de conetores. Ao invés, nas vigas de betão a ligação à laje é continua, EN 1992-1-1.

Armadura mínima

Assim, para o controlo da fendilhação deve-se utilizar uma área mínima de aço, de modo a garantir que a armadura permanece em regime elástico após a formação da primeira fenda. A utilização de armadura com diâmetro reduzido é geralmente preferível, de modo a vantagem de garantir melhores condições de aderência e reduzir a abertura de fissuras. A armadura mínima é calculada da seguinte expressão:

$$A_s \geq k_s k_c k \frac{f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3.44)$$

sendo que:

k coeficiente a considerar com o efeito de tensão, o valor a considerar é 0,8;

$f_{ct,eff}$ valor médio da resistência do betão à tração à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formar. O valor de $f_{ct,eff}$, pode ser considerado igual ao valor de f_{ctm} ;

k_s coeficiente do efeito de redução do esforço normal do banzo de betão devido à fendilhação inicial e ao carregamento local da conexão; o valor a considerar é de 0,9;

k_c coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, antes da fendilhação do betão, é dada pela seguinte expressão:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (3.45)$$

h_c espessura do banzo do betão, excluindo as nervuras;

z_0 distância vertical entre os centros de gravidade da banzo não fendilhado e da secção não fendilhada, calculado da seguinte expressão:

$$Z_0 = \frac{h_c}{2} - Z \quad (3.46)$$

σ_s tensão máxima admissível na armadura imediatamente após fendilhação, pode-se considerar igual a tensão de cedência, f_{sk} ;

A_{ct} área da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação da secção; por simplificação pode-se usar a área da secção de betão compreendida na largura efetiva.

3.5 Pilares mistos

O pilar misto é um elemento estrutural no qual o aço estrutural em conjunto com o betão resistem às forças de compressão. Esta combinação de aço estrutural e do betão aumenta a resistência ao fogo dos perfis em aço e ao mesmo tempo diminui a importância dos fenómenos de encurvadura local.

Os diversos tipos de pilares mistos distinguem-se pela posição que o betão ocupa na secção transversal. Uma vez que existem pilares mistos em que os perfis de aço estrutural são de secções laminadas ou soldadas em I ou em H (totalmente envolvidos, parcialmente envolvidos, e preenchidos por betão). Com perfil parcialmente envolvido em betão, apenas o espaço entre os seus banzos e alma é preenchido por betão, comparando com um pilar completamente envolvido de betão todo o perfil, integrando os banzos, é revestido por betão. No que diz respeito a secções tubulares, os perfis (quadrados, retangulares e circulares) são cheios de betão.

O conceito de proteção dos pilares metálicos conduz o aparecimento dos pilares mistos aço-betão. Tendo em conta a sua evolução. Hoje em dia há uma variedade de formas de pilares mistos, tal como apresentado na Figura 3.28.

No caso de existir obrigação de obter pilares com grande resistência a esforços de compressão, as secções tubulares de aço preenchidas por betão revelam-se correntemente como uma boa solução, onde o betão confinado resiste bem às cargas axiais, além disso, em termos construtivos, esta solução é mais rápida e simples, visto que o perfil de aço funciona como cofragem.

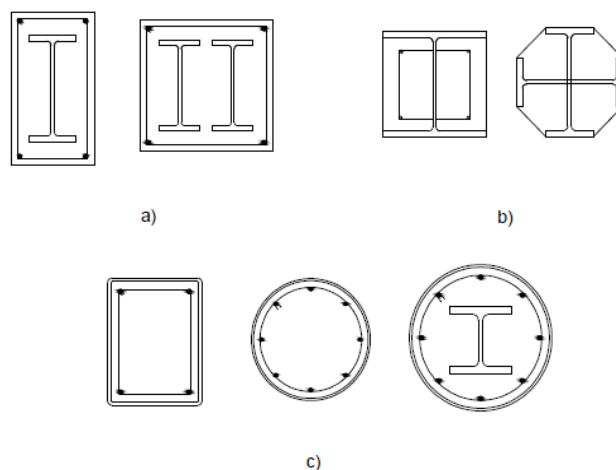


Figura 3.28 – Exemplos de vários tipos de pilares: a) completamente envolvido em betão; b) parcialmente envolvido em betão; c) preenchido por betão (Rodrigues, 2008)

3.5.1 Processo construtivo

Os pilares mistos são constituídos por perfis de aço com secção em forma de I ou H revestida com betão ou com seções tubulares quadradas, retangulares e circulares cheias de betão. Em comparação com a solução tradicional de betão armado, este tipo de solução tem a vantagem de permitir a obtenção de uma menor secção transversal para o mesmo esforço normal, este aspeto é bastante relevante em edifícios altos.

Assim, os pilares mistos apresentam algumas vantagens tais como:

- Menores secções transversais, permitindo assim a redução do peso global dos edifícios relativamente às soluções tradicionais de betão armado;
- Para as secções de aço completamente embebidas, o betão proporciona uma proteção contra incêndio e corrosão;
- O processo construtivo permite uma redução do tempo de execução, logo uma redução dos custos de mão de obra, facilitando um retorno mais rápido do capital investido;
- Os pilares mistos são mais dúcteis, comparados com a solução tradicional de betão armado.

Contudo, os pilares mistos apresentam alguns inconvenientes tais como:

- Geralmente a execução de pilares mistos exige mão de obra altamente qualificada, aumentando assim os custos de construção;
- Dificuldade na ligação de pilares mistos com os restantes elementos estruturais.

Exemplos de alguns edifícios construídos com pilares mistos podem ser visualizados nas Figura 3.29 e Figura 3.30.

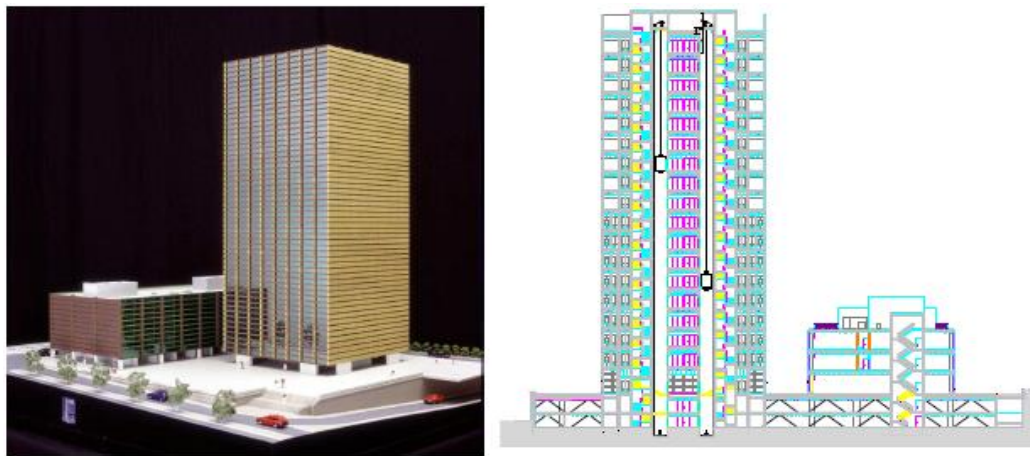


Figura 3.29 – Projeto do edifício Burgo no porto (Rodrgues, 2008)



Figura 3.30 – Processo de construção do edifício Millenium Tower emViena, Austrália (Rodrgues, 2008)

3.5.2 Procedimento de dimensionamento (EC4)

A EN 1994-1-1 define dois métodos de dimensionamento para pilares mistos. O método geral de cálculo permite considerar elementos estruturais mistos de secções transversais. Levando em consideração o efeito de segunda ordem, incluindo as tensões residuais, as imperfeições geométricas, a instabilidade local, a fendilhação do betão, a fluência e a retração do betão assim como a cedência do aço estrutural e das armaduras. Uma vez que para realizar uma análise não linear é essencial a utilização de ferramentas de cálculo muito desenvolvidas, a sua aplicação por ser mais complexa.

O método simplificado de cálculo é limitado aos elementos de aço de secção transversal duplamente simétrica e uniforme ao longo do comprimento do elemento laminado, enformado

a frio ou soldado. O método simplificado não se aplica se o elemento de aço estrutural for composto de duas ou mais secções não ligadas entre si. A esbelteza normalizada, λ , definida na EN 1994-1-1, 6.7.3.3 deverá satisfazer a seguinte condição: $\lambda \leq 2$.

Propriedades de pilares mistos

Antes da verificação de segurança de pilares mistos, é preciso determinar as suas propriedades tais como:

- A relação de contribuição da secção do aço estrutural, para garantir o elemento misto, é dado por:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.47)$$

em que:

δ relação de contribuição da secção de aço estrutural;

A_a área da secção transversal de aço estrutural;

f_{yd} valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural;

$N_{pl,Rd}$ valor do esforço normal resistente plástica da secção mista, segundo a EN 1944-1-1, 6.7.3.2 (1).

Se $\delta < 2$, o elemento é analisado como pilar de betão armado; se $\delta > 2$, o pilar é analisado como pilar de aço.

- Esbelteza normalizada, é um parâmetro que determina se o pilar pode ser ou não analisado de acordo com o método simplificado, é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.48)$$

sendo que:

$N_{pl,Rk}$ é valor característico do esforço normal resistente plástico à compressão, calculado pela seguinte expressão:

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c \alpha_{cc} f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (3.49)$$

N_{cr} é o valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica, sendo obtido através da seguinte expressão:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad (3.50)$$

onde L é o comprimento de encurvadura, neste caso considerou-se o comprimento da encurvadura igual ao comprimento do pilar.

A rigidez de flexão efetiva $(EI)_{eff}$, da secção transversal do pilar misto, em torno do eixo principal y-y ou z-z, é dada por:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad (3.51)$$

em que:

E_a , E_s são os módulos de elasticidade do aço estrutural e do aço da armadura longitudinal;

I_a , I_s , I_c são momentos de inércia da secção transversal do aço estrutural, da armadura longitudinal e de betão admitindo que secção não é fendilhada;

k_e é um parâmetro baseado em estudos experimentais de modo a corrigir a rigidez de flexão do betão; o valor recomendado de acordo com a EN 1994-1-1, 4.8.3.5, é de 0,6.

O valor do módulo de elasticidade efetivo do betão, $E_{c,eff}$, é obtido através de uma redução de módulo de elasticidade secante, E_{cm} , considerando o efeito de longa duração. Este efeito é obtido através do coeficiente de fluência, ϕ_t , bem como a relação entre o esforço normal, dividido às cargas permanentes, $N_{G,Ed}$, e o esforço normal atuante, N_{Ed} :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \times \phi_t} \quad (3.52)$$

3.5.3 Verificação da segurança em relação ao estado limite último

De acordo com a EN 1994-1-1, a verificação da segurança ao estado limite último envolve o fenómeno de encurvadura. Assim, para pilares mistos, a norma considera as seguintes condições: compressão simples, flexão composta com compressão; e flexão desviada com compressão.

Neste caso, decidiu-se apresentar apenas o caso de pilares mistos à compressão simples.

Por simplificação, para os elementos submetidos à compressão simples, o valor do esforço normal atuante deverá satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.53)$$

sendo χ o coeficiente de redução para o modo de encurvadura, em função da esbelteza normalizada referente na EN 1993-1-1, 6.3.1.2. O valor de χ é determinado através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0, \text{ com } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.54)$$

sendo, α o fator de imperfeição correspondente à encurvadura apropriada, indicada na tabela 6.2 da EN 1993-1-1. Neste caso α é igual a 0,49, considerando o perfil laminado a frio.

Dimensionamento de um Edifício em Estrutura Mista Aço-Betão

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo baseia-se no caso de estudo de um edifício habitacional, construído a partir de um sistema tradicional de estrutura de betão armado já dimensionada e pormenorizada, onde os elementos de betão armado (lajes, vigas e pilares) foram substituídos por elementos mistos. O pré-dimensionamento dos elementos mistos é realizado de acordo com as respetivas normas europeias.

4.2 Descrição do caso de estudo

4.2.1 Caraterização do edifício

A estrutura em análise é de um edifício destinado a habitação, localizado em Lisboa (Figura 4.1), de cinco pisos com um pé direito de 2,85 m e uma cave destinada a estacionamento com um pé direito de 2,5 m. Cada piso tem cerca de 192 m² e o rés-do-chão compreende ainda um pequeno pátio de 48 m². Cada piso tem dois apartamentos simétricos entre si, sendo que cada um é composto por uma cozinha e duas casas de banho, uma sala com 16 m², dois quartos com aproximadamente 11 m² e um outro com 15 m². A cobertura do edifício é em telhado.

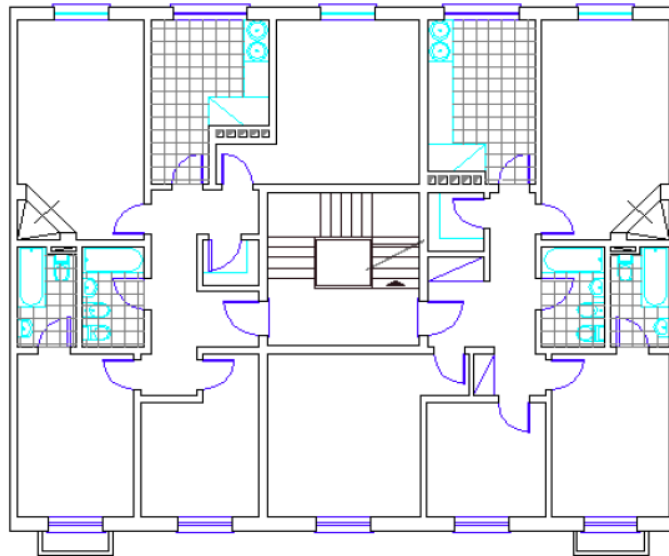


Figura 4.1 – Planta arquitetónica dos pisos correntes (Moutinho, 2015)

4.2.2 Caracterização estrutural do edifício

O edifício é constituído por cave, rés-do-chão e quatro pisos. A cave e o rés-do-chão são iguais estruturalmente, com 16 pilares, onde quatro são de canto, 10 de bordo e dois centrais, além disso ainda tem cinco paredes à volta da caixa de escadas que fazem o papel de 4 pilares centrais. Os quatro pisos correntes são estruturalmente iguais tendo 12 pilares, onde quatro de canto e oito de bordo tal como esquematizado na Figura 4.2, o mesmo tem cinco paredes à volta da caixa de elevador. Os elementos estruturais correntes, tais como, lajes vigas, paredes e pilares são de betão armado (Figura 4.3).

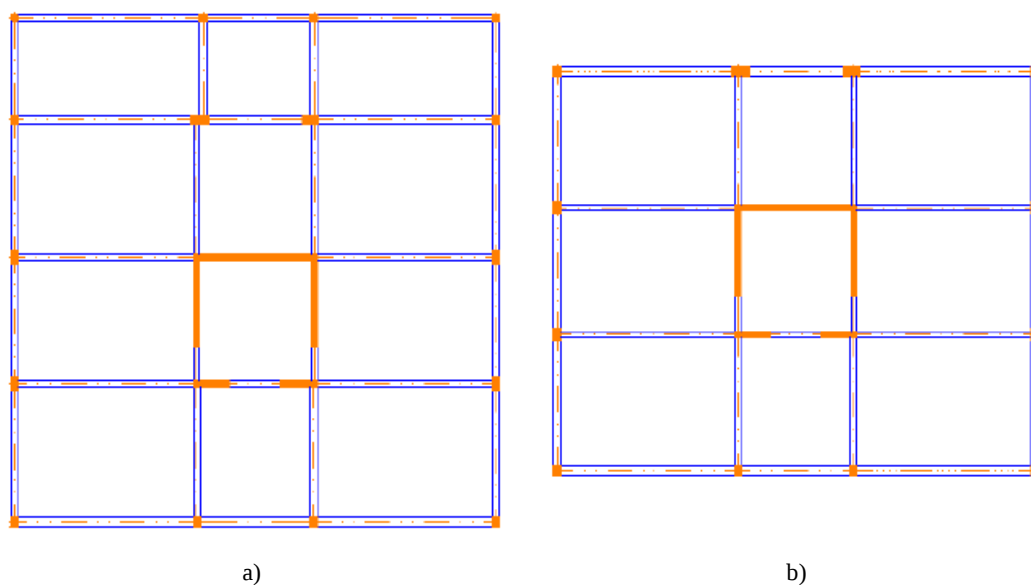


Figura 4.2 – Planta estrutural: a) rés de chão; b) pisos correntes (Moutinho, 2015)



Figura 4.3 – Representação do alçado: a) alçado principal; b) corte (Moutinho, 2015)

4.3 Ações a considerar no projeto

Neste subcapítulo apresentam-se, de forma sucinta as ações a considerar no dimensionamento de um edifício corrente, principalmente as sobrecargas as ações do vento e dos sismos conhecida pelo Eurocódigo. As ações são classificadas pela regulamentação mediante a sua variação no tempo, subdividindo-se em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais. As ações são quantificados pela ação permanente e ação variáveis.

- As ações permanente são aquelas que atuam permanentemente na estrutura durante a vida útil da estrutura. Inclui o peso próprio da estrutura, revestimento inerente às fachadas e cobertura, outros elementos secundários (como madre de cobertura e de fachada).
- As ações variáveis resumem-se em ações com variações de intensidade no tempo significativa, como as sobrecargas nos pavimentos, vigas ou coberturas dos edifícios, ação do vento, ação do sismo entre outros.

4.3.1 Sobrecargas

A quantificação das sobrecargas foi realizada de acordo com a norma NP EN 1991-1-1. É necessário quantificar a ação da sobrecarga na cobertura, estando esta na categoria H (não acessível exceto para operações de manutenção e reparação correntes) conforme o Quadro 6.9 e Quadro NA 6.10 definida na norma, tal como definida na Tabela 4.1.

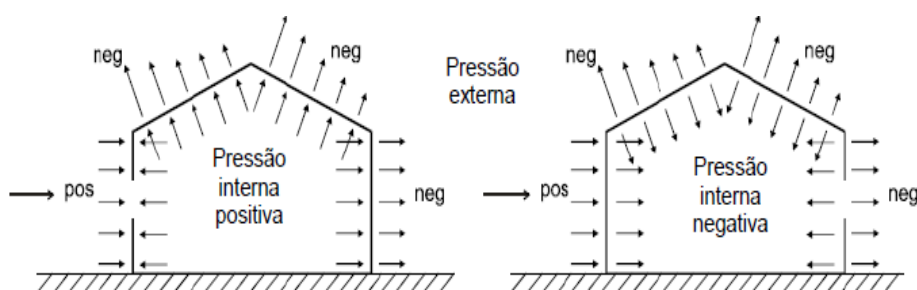
Tabela 4.1 – Categoria de cobertura, Quadro 6.9, (EN 1991-1-1,2009)

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

4.3.2 Ação do vento em edifício

O vento é representado por um conjunto de pressões ou forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. Classifica-se a ação do vento como uma ação variável fixa, cujos valores característicos são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica, de acordo com EN 1991-1-4.

As ações do vento variam em função do tempo e atuam diretamente, sob a forma de pressões. A pressão resultante, exercida numa parede ou na cobertura, é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em atenção os seus sinais, Figura 4.4, (Oliveira, 2013).

**Figura 4.4** – Convenção de sinais das pressões do vento, (EN 1919-1-4, 2010)

Assim, a ação do vento sobre a cobertura é quantificado por vários parâmetros, tais como:

- Valor básico da velocidade do vento

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} \quad (4.1)$$

sendo:

c_{dir} coeficiente de direção, toma o valor de 1;

c_{season} coeficiente de sazão, cujo valor é 1;

$V_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento, indicado na EN 1991-1-4.

De acordo com o quadro NA-4.1, do Anexo Nacional do EC1991-1-4, é definida a categoria do terreno, tal como sumariado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Categoria de terreno e respetivo parâmetro, Quadro 4.1, (EN 1991-1-4,2010)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

- Pressão dinâmica do pico

A pressão dinâmica de pico resulta das variações de curta duração da velocidade do vento. Calcula-se assim para a altura, Z , do edifício através da seguinte expressão:

$$q_{p(z)} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c_{e(z)} \times q_b \quad (4.2)$$

$$c_{e(z)} = 0,19^2 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,14} \times c_o(z) \ln \frac{z}{z_0} \left[c_o(z) \ln \frac{z}{z_0} + 7 \right] \quad (4.3)$$

sendo:

ρ massa volúmica do ar, cujo valor recomendado é 1,25 kg/m³;

$c_e(z)$ fator de exposição.

- Pressão exercida pelo vento

A pressão do vento é calculado através da seguinte expressão:

$$W_d = q_{p(z)} \times (c_{pe} + c_{pi}) \quad (4.4)$$

Em que c_{pe} e c_{pi} são, respetivamente, os coeficientes de pressão exterior e interior, segundo a EN 1991-1-4, tal como ilustrado na Figura 4.5.

Os coeficientes de pressão exterior dependem da área carregada, sendo indicados os coeficientes locais $c_{pe,1}$, para superfícies carregadas de 1 m^2 e coeficientes globais $c_{pe,10}$, para superfícies com 10 m^2 . Os valores de $c_{pe,1}$ destinam-se ao dimensionamento de elementos de revestimento e cobertura, e $c_{pe,10}$ são usados no cálculo da estrutura resistente principal de edifícios (Manuel, 2011).

O coeficiente de pressão exterior da cobertura, com duas vertentes, sujeita à vento transversal, é determinada em função da inclinação da cobertura (quadro 7.4 da EN 1991-1-4).

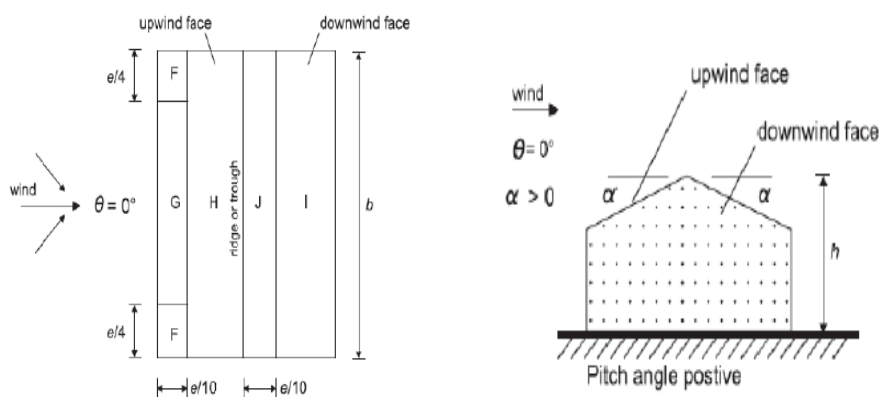


Figura 4.5 – Coeficiente de pressão exterior na cobertura de duas águas (EN1991-1-4, 2011)

Por opção da autora, a ação do vento só é considerada nas coberturas. Nos pilares não foi considerada, pois assume-se que as forças horizontais são integralmente absorvidas pelo núcleo central. (O mesmo se aplica às ações sísmicas, embora as mesmas não foram consideradas neste estudo). Assume-se assim que o núcleo foi dimensionado de forma apropriada e apresenta regidez suficiente para suportar as forças horizontais.

Em relação às condições de fundação, considera-se apoios do tipo encastramento na base dos pilares e das paredes.

4.4 Dimensionamento de estrutura mista aço-betão

4.4.1 Introdução

Nesta dissertação, os elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares, foram substituídos por elementos mistos, tais como lajes mistas de betão com chapas perfiladas

colaborantes, vigas mistas aço-betão com perfil metálico em aço em forma de “I” e pilares mistos tubulares com secções retangulares em aço.

4.4.2 Lajes mistas

Uma vez que existe inúmeras possibilidades das lajes mistas presente no mercado, principalmente com chapa perfilada, neste caso prático optou-se por chapa perfilada da tabela o FELIZ, perfil H60.

O perfil H60 é um perfil enformado a frio por perfilagem. É produzido a partir de bobina de chapa galvanizada a zinco por imersão a quente classe S320 GD+Z, de acordo com a norma EN 10346:2009, tal como apresentado na Figura 4.6.

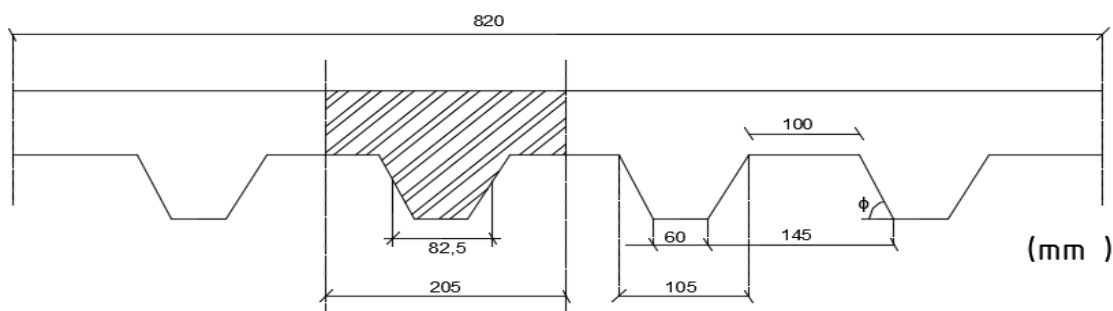


Figura 4.6 – Modelo da Chapa perfilada em análise

4.4.2.1 Características do perfil H60

Chapa perfilada: S320 GD; $f_{yp} = 320 \text{ MPa}$; Peso próprio da chapa: $0,134 \text{ kN/m}^2$

Volume do betão: $0,084 \text{ m}^3/\text{m}^2$; $\gamma_{\text{betão fresco}} = 26 \text{ kN/m}^3$

Peso próprio de betão: $26 \times 0,084 = 2,184 \text{ kN/m}^2$

$H = 120 \text{ mm}$; $h_c = 60 \text{ mm}$; $h_p = 60 \text{ mm}$; $t = 1,2 \text{ mm}$

Restante carga permanente:

Revestimento: $1,5 \text{ kN/m}^2$; Parede divisória: $1,0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecargas:

Sobrecarga de utilização: $2,0 \text{ kN/m}^2$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$

Sobrecarga de construção: $1,0 \text{ kN/m}^2$; Sobrecarga da laje toda: $1,5 \text{ kN/m}^2$

Betão: C25/30

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa} ; F_{cd} = 16,7 \text{ MPa}; F_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}; E_{cm} = 31 \text{ Mpa}$$

Aço A 400 NR

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} ; f_{yd} = 348 \text{ MPa}$$

Armadura S 500

$$f_{sk} = 500 \text{ MPa} ; f_{sd} = 438 \text{ MPa} ; E_s = 210 \text{ GPa}$$

4.4.2.2 Verificação ao estado limite último – fase mista

A verificação ao estado limite último começa pelo cálculo da combinação fundamental de ações para garantir a vida útil da estrutura:

$$P_{Ed} = \sum \gamma_{G,J} \times G_{K,J} + \gamma_{Q,1} \times Q_{K,1} \quad (4.5)$$

em que,

$G_{K,J}$ caracteriza o valor das ações permanentes;

$Q_{K,1}$ caracteriza o valor das ações variáveis;

γ_G caracteriza o coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes e assume o valor de 1,35;

γ_Q caracteriza o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis e assume o valor de 1,5.

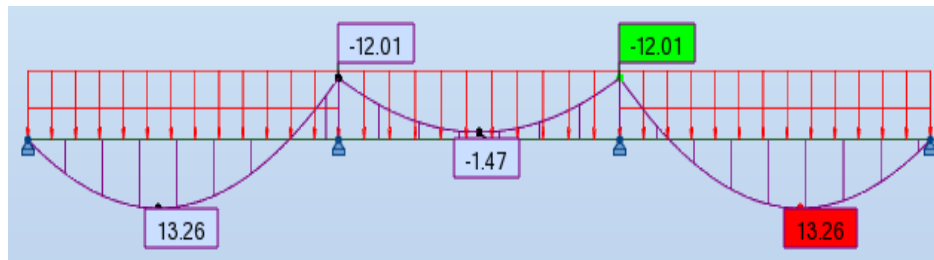
assim,

$$G = 1,35 \times (0,134 + 2,184 + 2,5) = 6,51 \text{ kN/m}^2$$

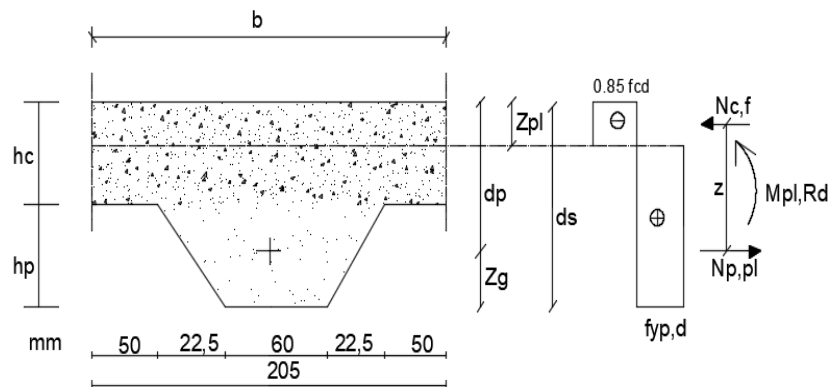
$$Q = 1,5 \times 2,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Ed} = 1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 2,0 = 9,51 \text{ kN/m}^2$$

Recorrendo ao programa de cálculo Robot Structural Analysis profissional, para obter os valores dos momentos fletores atuantes, tal como apresentado na Figura 4.7, procedeu-se à alternância de sobrecargas cuja ação já se encontra majorada pelos respectivos coeficientes.

Para momentos atuantes positivos**Figura 4.7** – Momentos fletores atuantes positivos

Para a determinação da resistência à flexão de uma laje mista com chapa perfilada, a EN1994-1-1, 9.7.2, apresenta diferentes distribuições de tensões usando blocos retangulares de tensões (Figura 4.8), dependendo da posição da linha neutra que é determinada através de uma análise rígido-plástico, uma vez que esta análise é mais vantajosa para laje contínuas.

**Figura 4.8** – Distribuição de tensões, usando blocos retangulares

$b = 205 \text{ mm} \rightarrow$ largura da nervura

$M_{sd} = 13,26 \text{ kN.m/m}$

$Z_s = 30 \text{ mm}$; $f_{cd} = 16,7 \times 10^3 \text{ kPa}$; $f_{sd} = 438 \times 10^3 \text{ kPa}$; $h = 120 \text{ mm}$;

Aço da chapa S320 GD - $f_{yp,d} = 320 \text{ MPa}$

Determinação da posição da linha neutra

Para determinar a linha neutra procede-se os seguintes cálculos:

$N_{p,pl} = A_{pe} \times f_{yp,d}$, força de plastificação da secção efetiva da chapa.

A_{pe} , área efetiva da chapa, desprezando-se a largura das bossas dos entalhes e dos recortes da chapa.

$$A = (50 + 64,1 + 60 + 64,1 + 50) \times 1,20 = 345,84 \text{ mm}^2/\text{módulo}$$

$$\begin{cases} \sum F_H = 0 \Leftrightarrow Z_{pl} \times b \times 0,85 \times f_{cd} = N_{p,pl} \Leftrightarrow Z_{pl} = \frac{N_{p,pl}}{b \times 0,85 \times f_{cd}} \\ M_{pl,Rd} = N_{p,pl} \times Z \end{cases} \quad (4.6)$$

$$A_{pe} = \frac{A}{b} = \frac{345,84}{0,205} = 1687 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Força de tração na chapa, $N_{p,pl}$ é:

$$N_{p,pl} = 1687 \times 320 \times 10^{-3} = 539,8 \text{ kN/m}$$

$$N_{p,pl} = 539,8 \times 0,205 = 110,67 \text{ kN}$$

Força máxima de compressão no betão acima da chapa, N_c :

$$N_c = 1000 \times 60 \times 0,85 \times 16,7 \times 10^{-3} = 851,7 \text{ kN/m}$$

Centro de gravidade, Z_G :

Uma vez que o fabricante não disponibilizou a informação do centro de gravidade, da chapa perfilada, é necessário calcular a posição do centro de gravidade da chapa, em que:

$$Z_G = \frac{\sum y_{Gi} \times A_i}{\sum A_i} \quad (4.7)$$

$$Z_G = \frac{50 \times 1,2 \times 0 + 2 \times 64,1 \times 1,2 \times \frac{60}{2} + 105 \times 1,2 \times 60}{50 \times 1,2 + 2 \times 64,1 \times 1,2 + 105 \times 1,2} = 36,0 \text{ mm}$$

$$d_p = h - Z_G = 120 - 36,0 = 84,0 \text{ mm}$$

$$d_s = h - R_{ec} = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

Pode-se concluir que não vai ser preciso armadura ordinária na chapa perfilada para momentos positivos, uma vez que a chapa tem capacidade de resistir por si só.

Como a chapa resiste bem a tração, logo o Z_{pl} é:

$$Z_{pl} = \frac{110,67}{0,205 \times 0,85 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0380 \text{ m} = 38,0 \text{ mm}$$

O eixo da linha neutra plástico, situa-se por cima da chapa perfilada na zona maciça da laje, $Z_{pl} < h_c$ ou $N_c > N_{p,pl}$.

Determinação do momento resistente plástico

O momento resistente plástico pode ser determinado com base na largura de um módulo de uma nervura, em vez de 1,0 m de largura da laje,

$$M_{pl,Rd} = N_{p,pl} \times Z ; \quad Z = d_p - \frac{Z_{pl}}{2} \quad (4.8)$$

em que o Z é o braço entre duas forças (N_c e o N_p) e d_p é a profundidade do centro de gravidade da secção transversal, tal como representado na Figura 4.8.

$$Z = 84,0 - \frac{38,0}{2} = 65,0 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 539,8 \times 65,0 \times 10^{-3} = 35,0 \text{ kN.m / m}$$

Pode-se concluir que, em relação à flexão, que está segurado a segurança uma vez que: $M_{pl,Rd} \geq M_{sd}$.

Para momento atuante negativo

Determinação da posição da linha neutra e armadura ordinária

No caso de momento fletor negativo, tal como esquematizado na Figura 4.9, o eixo da linha neutra plástico situa-se geralmente na chapa perfilada, por estar à compressão com a contribuição de betão nas nervuras.

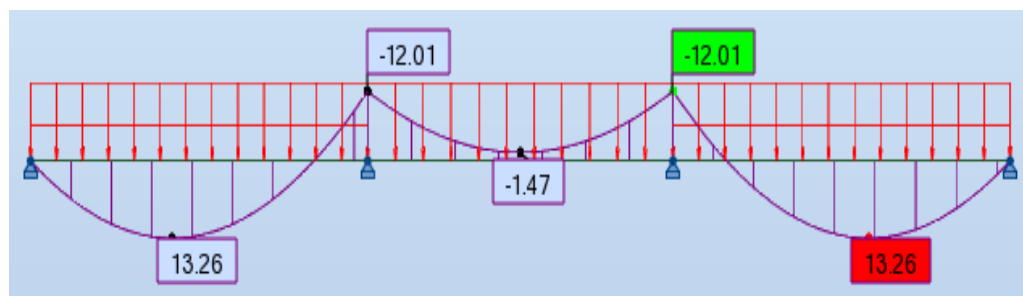


Figura 4.9 – Momentos fletores atuante negativo

Para determinação do eixo da linha neutra plástico, Z_{pl} , considerou-se que a nervura tem uma largura média, $b_0 = \frac{105 + 60}{2} = 82,5 \text{ mm}$.

A armadura tem que ter ductilidade suficiente para permitir a rotação necessária para a plastificação.

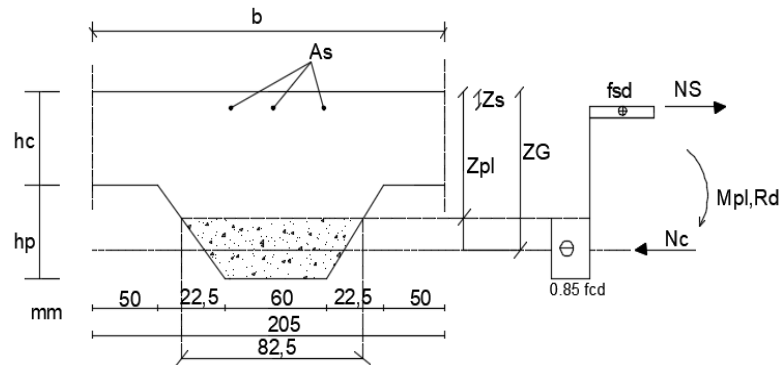


Figura 4.10 – Distribuição de tensões para o caso do momento negativo

$$M_{sd} = -12,01 \text{ kN.m/módulo} \rightarrow M_{sd} = -12,01 \times 0,205 = 2,50 \text{ kN.m/m}$$

$$N_c = 0,85 \times f_{cd} \times b_0 \times (h - z_{pl}) \quad (4.9)$$

$$\mathbf{N}_s = \mathbf{A}_s \times \mathbf{f}_{sd}$$

$$\begin{aligned} & \begin{cases} \sum F_H = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} N_s = N_c \\ N_s \times Z = M_{sd} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} A_s \times f_{sd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_0 \times (h - Z_{pl}) \\ M_{sd} = N_c \times Z_G - N_s \times Z \end{cases} \Leftrightarrow \\ & \Leftrightarrow \begin{cases} A_s \times f_{sd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_0 \times (h - Z_{pl}) \\ M_{sd} = 0,85 \times f_{cd} \times b_0 \times (h - Z_{pl}) \times \left(Z_{pl} + \frac{(h - Z_{pl})}{2} \right) - A_s \times f_{sd} \times Z_s \end{cases} \Leftrightarrow \\ & \Leftrightarrow \begin{cases} A_s = 1,0 \text{ cm}^2 \left(\frac{1}{0,205} = 4,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 12//0,20 \right) \\ Z_{pl} = 91,9 \text{ mm} \end{cases} \end{aligned}$$

$$Z_G = h - \frac{h_p}{2} = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

4.4.2.3 Esforço de corte longitudinal para vãos de extremidade

A verificação de segurança em relação ao esforço de corte longitudinal (Figura 4.11) foi feita através do ensaio experimental do método m-k, para obter o valor de m e k.

De acordo com a EN1994-1-1, 9.7.3, o valor de cálculo da força ao corte longitudinal, V_{lRd} , toma a seguinte expressão:

$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_p}{\gamma_{vs}} \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \quad (4.10)$$

$$V_{Ed} \leq V_{l,Rd}$$

$$m = 98,32 \text{ N/mm}^2 ; k = 0,080 \text{ N/mm}^2 ; A_{pe} = 1687 \text{ mm}^2/\text{m} ; b = 1000 \text{ mm}$$

$$L' = 0,9 \times 4,0 = 3,6 \text{ m} ; L_s = L'/4 = 3,6/4 = 0,9 \text{ m}$$

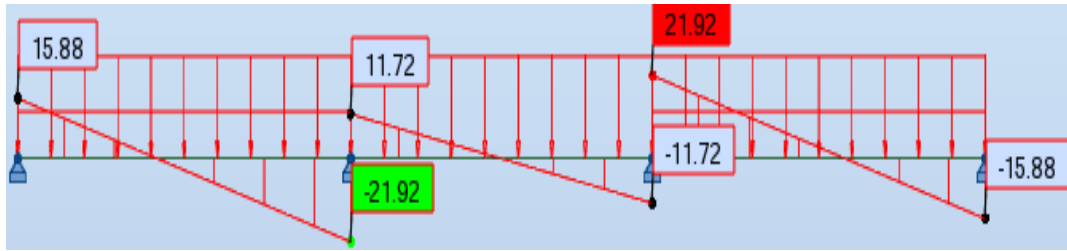


Figura 4.11 – Esforço de corte

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 89,5}{1,25} \times \left(\frac{98,32 \times 1687}{1000 \times 900} + 0,080 \right) = 18924 \text{ N} = 18,92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 15,88 \text{ kN} \rightarrow V_{Ed} \leq V_{l,Rd}$$

Esforço transversal vertical

A verificação ao esforço transversal é feita de acordo com a EN 1992-1-1, 6.2.2, e o valor de cálculo é definido para uma nervura da laje mista, onde cita a elementos para quais não é preciso a armadura de esforço transversal e é obtido da seguinte forma:

$$V_{v,Rd} = \left[C_{Rd,c} \times k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \times b_0 d_p \quad (4.11)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{89,5}} = 1,49 \leq 2,0 ; v_{\min} = 0,035 \times 1,49^{2/3} \times 25^{1/3} = 0,134 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{4,87}{8,25 \times 8,95} = 0,066 \leq 0,02 \rightarrow \rho_1 = \sqrt{0,02^2 + 0,02^2} = 0,028$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

O valor de esforço transversal resistente por metro da laje será:

$$V_{v,Rd} = \left[0,12 \times 1,49 \times (100 \times 0,028 \times 25)^{1/3} \times 82,5 \times 89,5 \right] = 5441 \text{ N/nervura}$$

$$V_{v,Rd} = 5,44 \text{ N/nervura} = \frac{5,44}{0,205} = 26,54 \text{ kN/m}$$

$$V_{v,Rd,\min} = 0,134 \times 82,5 \times 89,5 \times 10^{-3} = 0,989 \text{ kN/nervura}$$

$$V_{v,Rd,\min} = \frac{0,989}{0,205} = 4,82 \text{ kN/m}$$

$V_{Ed} = 21,92 \text{ kN/m} \leq V_{v,Rd} = 26,54 \text{ kN/m}$, logo verifica a segurança em relação ao esforço transversal, pelo que não é necessário armadura de esforço transversal na laje mista. Em geral, o

esforço transversal não é muito condicionante nas lajes mistas, desde que as cargas concentradas não sejam elevadas e os vãos também não sejam muito curtos.

4.4.2.4 Verificação ao estado limite de utilização – fase mista

Fendilhação do betão acima da nervura

Segundo EN 1994-1-1, de uma forma rápida, o controlo da fendilhação deve ser verificado de acordo com a EN 1992-1-1, 7.3. No caso das lajes mistas, o controlo da fendilhação ocorre nas zonas dos momentos flectores negativos, uma vez que a chapa perfilada de aço garante as trações na face inferior. A armadura mínima a considerar, para uma construção não escorada, deve ser de 0,2 % da área da secção do betão situada em cima da nervura.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{ct}} = \frac{0,2}{100} \times 600 = A_s \Leftrightarrow A_s = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ct} = 1000 \times 60 = 60000 \text{ mm}^2 = 600 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura a considerar, $\phi 6/0,20$, dá uma área de armadura para cada direcção de $1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Verificação da flecha pode ser dispensada

$$\frac{L}{d_p} > 30 \Leftrightarrow \frac{4,0}{89,5} = 46,70 > 30 \rightarrow \text{neste caso é preciso proceder o cálculo da flecha.}$$

Combinação quase permanente:

$$P_{Ed} = (PP_{\text{chapa}} + PP_{\text{betão}} + PP_{\text{Rev+Dir}}) + \psi_2 \times Q \quad (4.12)$$

$$P_{Ed} = (0,134 + 2,184 + 2,5) + 0,3 \times 2 = 5,42 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de homogeneização é igual a:

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}/2} = \frac{210}{31/2} = 13,55$$

O ângulo α , é obtido tal como apresentado na Figura 4.12.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1,2}{3,75} \right) = 18,0^\circ$$

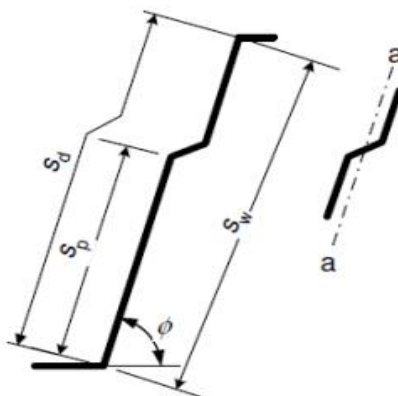


Figura 4.12 – Secção transversal da alma (Calado & Santos, 2013)

Cálculo do momento de inércia da laje mista

No cálculo do momento de inércia, utiliza-se o momento de inércia equivalente, I_{eq} , igual à média dos valores em relação a secção fendilhada e não fendilhada:

$$I_{eq} = \frac{I_{eq,1} + I_{eq,2}}{2} \quad (4.13)$$

Inércia da chapa perfilada:

$$I_p = \left(\frac{1,2 \times 50^3}{12} + 50 \times 1,2 \times 30^2 \right) \times 2 + 2 \times \left(\frac{1,2 \times 64,1^3}{12} \times (\cos(18)) + \frac{64,1 \times 1,2^3}{12} \times (\sin(18))^2 \right) + \frac{60^3 \times 1,2}{12} = 18,97 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{módulo}$$

Secção fendilhada

O centro de gravidade da secção fendilhada é obtido da seguinte forma, equação 3.20:

$$b = 205 \text{ mm}; A_{pe} = 345,84 \text{ mm}^2/\text{módulo}; d_p = 89,5 \text{ mm}$$

$$Z_e = \frac{13,55 \times 345,55}{205} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 205 \times 89,5}{13,55 \times 345,84}} - 1 \right) = 45,1 \text{ mm}$$

O momento de inércia equivalente da secção fendilhada é obtido da seguinte forma, equação 3.20:

$$I_{eq,2} = \frac{205 \times 45,1^3}{3 \times 13,55} + 18,97 \times 10^4 + 345,84 \times (89,5 - 45,1)^2 = 133,4 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{módulo}$$

$$I_{eq,2} = \frac{133,4 \times 10^4}{0,205} = 650,73 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}$$

Secção não fendilhada

O centro de gravidade da secção não fendilhada é calculada a partir da seguinte expressão, equação 3.31:

$$b_0 = \frac{105 + 60}{2} = 82,5 \text{ mm}$$

$$Z_e = \frac{\frac{205 \times 60^2}{2} + 82,5 \times 60 \times 89,5 + 13,55 \times 345,84 \times 89,5}{205 \times 60 + 82,5 \times 60 + 13,55 \times 345,84} = 38,43 \text{ mm}$$

$$I_{eq,1} = \frac{205 \times 60^2}{12 \times 13,55} + \frac{205 \times 60}{13,55} \times \left(38,43 - \frac{60}{2}\right)^2 + \frac{82,5 \times 60^3}{12 \times 13,55} + \frac{82,5 \times 60}{13,55} \times \left(120 - 38,43 - \frac{60}{2}\right)^2 + 345,84 \times (89,5 - 38,43)^2 + 26,4 \times 10^4 = 277,57 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{módulo}$$

$$I_{eq,1} = \frac{277,57 \times 10^4}{0,205} = 1354 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}$$

$$I_{eq} = \frac{(1354 + 650,73) \times 10^4}{2} = 1002,10^4 \text{ mm}^4$$

Como há continuidade da laje mista com chapa perfilhada (admitindo que a rigidez à flexão é constante ao longo do vão) foi considerado o coeficiente, k , como apoiado-encastado nos apoios, e uma carga uniformemente distribuída, de forma que:

$$\delta_c = k \times \frac{P \times L^4}{E \times I} \quad (4.14)$$

$$\delta_c = \frac{1}{184,6} \times \frac{5,42 \times 4000^4}{210 \times 10^3 \times 1002,37 \times 10^4} = 3,57 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

3,57 mm $\leq$ 16 mm, logo a laje H60 com 1,2 mm de espessura e 120 mm de altura é suficiente.

4.4.2.5 Verificação ao estado limite de utilização – fase de cofragem

A chapa perfilhada é utilizada como cofragem, isto é, funciona sem qualquer tipo de escoramento (neste caso os apoios funcionam como escora).

A flecha da chapa perfilhada, correspondente ao seu peso próprio, acrescentando o peso do betão fresco, não deve ser superior ao valor recomendado:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{180} ; \delta_a \leq \delta_{\max} \quad (4.15)$$

Assim, a flecha da chapa perfilada é calculada devido ao seu peso próprio e o peso do betão fresco.

$$PP_{\text{chapa}} = A_{pe} \times \gamma_a = 1687 \times 10^{-6} \times 78,5 = 0,132 \text{ kN/m}^2$$

Considerando que a espessura média do betão é igual à distância do centro de gravidade da chapa perfilada à face superior da laje.

$$PP_{\text{betão}} = d_p \times b \times \gamma_p = 89,5 \times 1000 \times 10^{-6} \times 26 = 2,33 \text{ kN/m}^2$$

$$PP_{\text{Totais}} = 0,132 + 2,33 = 2,46 \text{ kN/m}^2$$

$$I_p = \frac{18,97 \times 10^4}{0,205} = 92,54 \times 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}$$

Flecha da chapa perfilada durante a fase construtiva:

$$\delta_a = k \times \frac{PP_{\text{totais}}}{E_a I_p} = \frac{1}{184,6} \times \frac{2,46 \times 4^4}{210 \times 10^3 \times 92,54 \times 10^4} = 17,6 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{180} = \frac{4000}{180} = 22,2 \text{ mm}$$

$$\delta_a \leq \delta_{\max} \Rightarrow 17,6 \text{ mm} \leq 22,2 \text{ mm}, \text{ logo verifica a segurança.}$$

4.4.2.6 Verificação ao estado limite de último – fase de cofragem

Nesta fase, de um modo geral, o mais condicionante é a chapa perfilada ser bastante fina e tem de resistir ao peso do betão fresco mais a sobrecarga da construção. A verificação do estado limite último é utilizado para ações de longa duração, o que não é o caso da fase da chapa perfilada como cofragem ou a fase de montagem uma vez que esta tem uma duração mais curta. No entanto, ao fazer esta verificação, garante-se certamente a segurança a nível estrutural.

O que difere nesta fase com a fase mista são as ações impostas.

$$pp_{\text{lajes mistas}} = 2,32 \text{ kN/m}$$

$$\text{carga da construção} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$p_{sd} = 1,35 \times 2,32 + 1,5 \times 1,5 = 5,382 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 7,06 \text{ kN/m} ; M_{sd} = -7,85 \text{ kN/m}$$

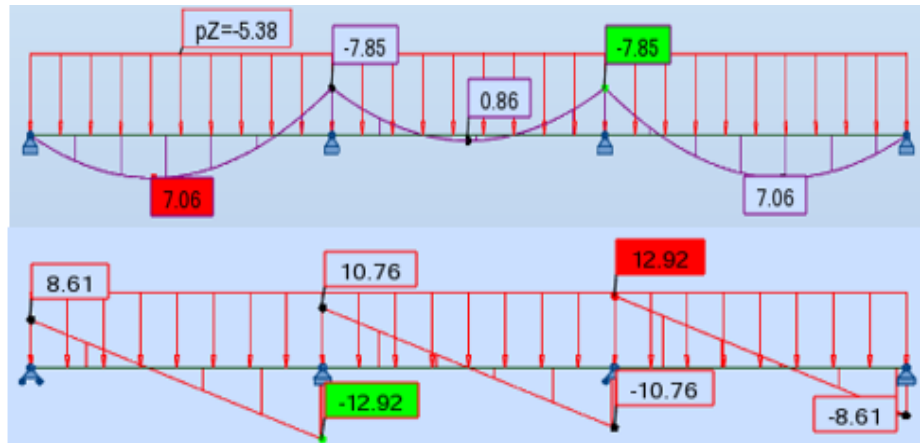


Figura 4.13 – Esforços atuante de cálculo

Cálculo do momento resistente

$$I_{y,p} = I_p = 18,94 \text{ mm}^4$$

$$W_{el,min} = \frac{I_{y,p}}{z_{sup}} = \frac{18,97 \times 10^4}{30} = 6323,3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{6323,3 \times 320}{1,0} = 10^{-6} = 2,02 \text{ kN.m / módulo}$$

Considerando a secção transversal construída somente pelos banzos, o valor do momento resistente plástico é dado por:

$$M_{f,Rd} = 2 \times (100 \times 1,25 \times 320 \times 30) \times 10^{-6} = 2,4 \text{ kN/módulo}$$

O momento resistente plástico, tendo em consideração a secção transversal construída pela área efetiva dos banzos e pela área total da alma independente da classe, de acordo com a EN 1993-1-5:

$$c_{alma} = \sqrt{22,5^2 + 60^2} = 64,1 \text{ mm}$$

$$M_{Pl,Rd} = \left[2 \times (100 \times 1,2 \times 320 \times 30) + 4 \times \left(\frac{64,1}{2} \right) + 1,2 \times 320 \times 22,5 \right] \times 10^{-6}$$

$$= 3,41 \text{ kN.m/módulo}$$

Momento fletor atuante por módulo:

$$M_{Ed} = 7,06 \times 0,205 = 1,45 \text{ kN.m/módulo}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

$$\frac{1,45}{2,02} + \left(1 - \frac{2,40}{3,41}\right) \left(\frac{2 \times 2,65}{26,74} - 1\right)^2 \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,91 \leq 1,0$$

Cálculo do esforço transverso resistente

Recorrendo à EN 1993-1-3, esforço transverso resistente é calculado da seguinte forma:

$$h = 120 \text{ mm}; t = 1,2 \text{ mm}; \gamma_{M0} = 1,0; \phi = \tan^{-1} \left(\frac{60}{22,5} \right) = 69,4^\circ$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin(\phi)} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{m0}} \quad (4.16)$$

$$C = \sqrt{22,5^2 + 60^2} = 64,1 \text{ mm}$$

$$\lambda_W = 0,346 \times \frac{64,1}{1,2} \times \sqrt{\frac{320}{210 \times 10^3}} = 0,282$$

$$\lambda_W \leq 0,83 \Rightarrow f_{bv} = 0,58 \times f_{yb} = 0,58 \times 320 = 185,6 \text{ MPa}$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{60}{\sin(69,4)} \times 1,2 \times 185,6}{1,0} \times 10^{-3} = 14,28 \text{ kN}$$

$$\text{Esforço vertical: } V_{b,Z,Rd} = 14,28 \times \sin(69,4) = 13,37 \text{ kN}$$

$$2 \times V_{b,Z,Rd} = 2 \times 13,37 = 26,74 \text{ kN/módulo}$$

$$\text{Como } 0,5 \times V_{b,Z,Rd} = 0,50 \times 26,74 = 13,37 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 12,92 \text{ kN} \leq 14,28 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!!}$$

4.4.3 Cobertura metálica

Segundo EN 1993-1-1 (2010), o dimensionamento da cobertura metálica, tal como em qualquer estrutura de engenharia civil, começa pela definição das ações a que a estrutura está sujeita durante a sua vida útil. O mesmo estabelece um conjunto de forças aplicadas à estrutura, e como tal, é em função dessas grandezas que os elementos estruturais serão dimensionados.

4.4.3.1 Quantificação da ação do vento

A ação do vento sobre a cobertura é quantificado por vários parâmetros, tais como:

- Valor básico da velocidade do vento

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} \quad (4.17)$$

sendo:

C_{dir} coeficiente de direção, toma o valor de 1;

C_{season} coeficiente de sazão, cujo valor é 1;

$V_{b,0}$ valor básico da velocidade de referência do vento, indicado na EN 1991-1-4. Onde este valor estima-se duas países distintas. Neste caso o edifício situa na zona A, e toma o valor de 27 m/s.

$$V_b = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

- Rugosidade do terreno

De acordo com o quadro NA-4.1 do Anexo Nacional do EC1991-1-4, enquadra-se a estrutura no terreno tipo II: $z_0 = 0,05 \text{ m}$; $z_{min} = 3 \text{ m}$; $z_h = 15,5 \text{ m}$.

sendo:

Z_0 ; Z_{min} comprimento de rugosidade em função da categoria do terreno;

Z_h altura do edifício sob o solo.

- Pressão dinâmica do pico

A pressão dinâmica de pico resulta das variações de curta duração da velocidade do vento. Calcula-se para a altura, Z , do edifício através da seguinte expressão:

$$q_{p(z)} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c_{e(z)} \times q_b \quad (4.18)$$

$$c_{e(z)} = 0,19^2 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,14} \times c_o(z) \ln \frac{z}{z_0} \left[c_o(z) \ln \frac{z}{z_0} + 7 \right] \quad (4.19)$$

$$C_e(z) = 0,19^2 \times \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,14} \times 1 \times \ln \left(\frac{15,5}{0,05} \right) \times \left[1 \times \ln \frac{15,5}{0,05} + 7 \right] = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 = 455,63 \text{ kg/m}^2 = 0,456 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{p(z)} = 0,456 \times 2,64 = 1,204 \text{ kN/m}^2$$

- Pressão exercida pelo vento

A pressão do vento é dada através da seguinte expressão:

$$W_d = q_{p(z)} \times (c_{pe} + c_{pi}) \quad (4.20)$$

Em que o c_{pe} e c_{pi} são, respetivamente, os coeficientes de pressão exterior e interior, segundo a EN 1991-1-4, tal como apresentado na Figura 4.5. O coeficiente de pressão exterior da cobertura, com duas vertentes sujeita a vento transversal, é determinada em função da inclinação da cobertura, através do quadro 7.4 da EN 1991-1-4.

A pressão do vento varia entre valores positivos e negativos nas vertentes voltada para barlavento, pelo que dois valores de coeficiente de pressão são indicados para F, G, e H, devendo ser combinados com os valores de J e I. Os coeficiente de pressão são dados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Coeficientes de pressão exterior do vento na cobertura (EN1991-1-4, 2011)

α	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
15°	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-1	-1,5
	0,2		0,2		0,2		0		0	

O coeficiente de pressão interior depende da distribuição de aberturas na envolvente do edifício. Uma vez que desconhecemos a permeabilidade nas fachadas, o coeficiente de pressão interna toma o valor mais desfavorável nos seguintes valores:

$$c_{pi} = + 0,2 \text{ ou } - 0,3$$

$$W_d = 1,20 \times (2 + 0,2) = 2,64 \text{ kN/m}^2 \text{ (sucção)}$$

Tabela 4.4 – Valor da pressão do vento

Ação	Carga distribuída por kN/m^2	Carga distribuída por kg/m^2	Carga distribuída majorada (1,5×) por kg/m^2
Sobrecarga	0,4	40,79	61,19
Vento	2,64	269,21	403,82

Optou-se então por um Painel “Irmamenta 5 - 1000” da Irmalex, para cobertura com cinco ondas constituído por duas chapas de aço de 0,4 mm de espessura e um núcleo de poliuretano, com 80 mm de espessura, tal como esquematizado na Figura 4.14, e cujas propriedades se resumem na Tabela 4.4. As tabelas encontram-se no anexo 4.

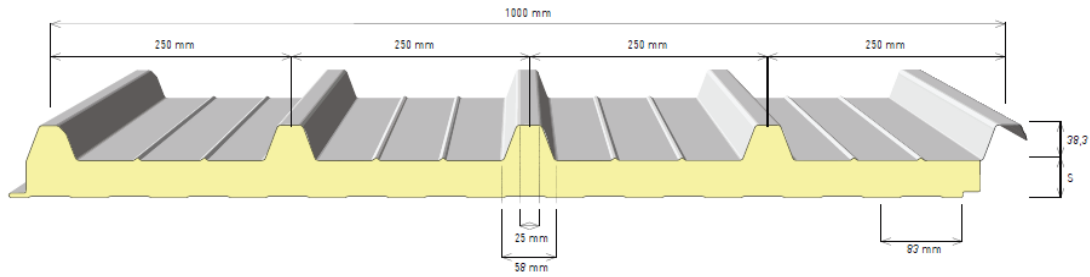


Figura 4.14 – Painel Irmamenta de cinco ondas (Tabela Edigespor construção)

Tabela 4.5 – Valores adotados para o painel de cinco ondas

Número de vãos	2 ou mais vãos
Espessura do painel (mm)	80
Carga admissível uniformemente distribuída (kg/m ²)	575
Vão máximo (m)	2,0
Peso (kg/m ²)	11,03

Uma vez que a carga máxima admissível é igual a 575 kg/m^2 , para uma distância máxima entre apoios de 2,0 metros, o painel escolhido é de 80 mm de espessura.

4.4.3.2 Dimensionamento das madres

As madres servem de apoio ao revestimento e transmitem os esforços resultantes da ação do vento e da neve à estrutura resistente principal e são constituídas por chapa fina. Neste caso, utilizou-se o perfil em UPE 100 com espaçamentos de 2 metros.

$$G = 10,6 \text{ kg/m}; t_w = 6,0 \text{ mm}; w_{el,y} = 41,2 \text{ cm}^3$$

$$h = 100 \text{ mm} ; t_f = 8,5 \text{ mm} ; w_{el.z} = 8,49 \text{ cm}^3$$

$$b = 50 \text{ mm}; I_{yy} = 206 \text{ cm}^4; W_{pl,y} = 49 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 13,5 \text{ cm}^2; I_{zz} = 29,3 \text{ cm}^4; w_{pl,z} = 16,2 \text{ cm}^3$$

$$\text{Ações permanentes} \begin{cases} \text{PP}_{\text{Painel}} = 11,03 \text{ kg/m}^2 = 0,1082 \text{ kN/m}^2 \\ \text{PP}_{\text{UPE100}} = 10,6 \text{ kg/m}^2 = 0,1039 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Ação variável $\{q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$

- Peso do material

$$G = 0,1082 \times 2 + 0,1039 = 0,320 \text{ kN/m}$$

- Decomposição segundo as duas direções principais

$$G_{zz} = 0,320 \times \cos(15^\circ) = 0,309 \text{ kN/m} \quad (4.21)$$

$$G_{vy} = 0,320 \times \text{sen}(15^\circ) = 0,0828 \text{ kN/m}$$

- Ações variáveis decompostas nas duas direções

$$\begin{aligned} Q_{zz} &= 0,4 \times 2 \times \cos(15^\circ) = 0,773 \text{ kN/m} \\ Q_{yy} &= 0,4 \times 2 \times \sin(15^\circ) = 0,207 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.22)$$

- Pressão dinâmica na direção principal, zz

$$w_{zz} = 2,64 \times 2 = 5,8 \text{ kN/m}$$

- Combinação das ações, tendo em conta a ação variável como base

$$\begin{aligned} P_{sd,yy} &= 1 \times 0,0828 = 0,0828 \text{ kN/m} \\ P_{sd,zz} &= 1 \times 0,309 + 1,5 \times 5,8 = 9,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Verificação ao estado limite último de resistência (sem plastificação)

$$s_d \leq R_d \Rightarrow \sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\frac{M_{yy}}{w_{yy}} + \frac{M_{zz}}{w_{zz}} = \frac{9000 \times 4^2}{8} + \frac{82,8 \times 4^2}{8} \leq \sigma_{rd} = 275 \times 10^6 \quad (4.23)$$

$$\Leftrightarrow 212 \times 10^6 \leq 275 \times 10^6$$

∴ Logo está assegurado o estado limite último.

Verificação ao estado limite de utilização (curta duração)

Segundo a EN 1993, na verificação ao estado limite de utilização, recorre-se às ações estabelecidas, à exceção dos coeficientes parciais de segurança indicados que, nesta verificação, toma o valor unitário.

$$\delta_{adm} = \frac{qL^4}{384EI} \leq \delta_{max} = \frac{L}{200} \quad (4.24)$$

$$\delta_{yy} = \frac{0,0828 \times 4^2}{384 \times 210 \times 10^6 \times 29,3 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 0,0561 \text{ mm}$$

$$\delta_{zz} = \frac{9,0 \times 4^2}{384 \times 210 \times 10^6 \times 29,3 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 6,09 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = \sqrt{0,0561^2 + 6,09^2} = 6,1 \text{ mm} \leq \frac{4000}{20} = 20 \text{ mm}$$

∴ Logo está assegurado o estado limite de utilização.

4.4.3.3 Dimensionamento da estrutura resistente (travessa)

A travessa é uma viga resistente que permite vencer grandes vãos com uma construção relativamente ligeira, quando comparada com outras soluções construtivas, diminuindo o peso total da estrutura.

Adotou-se por vigas em IPE 100 para o seguinte dimensionamento:

$$\begin{aligned} G &= 8,1 \text{ kg/m} = 0,0794 \text{ kN/m} ; A = 10,32 \text{ cm}^2 \\ h &= 100 \text{ mm} ; h_i = 88,6 \text{ mm} ; d = 74,6 \text{ mm} ; t_w = 4,1 \text{ mm} \\ b &= 55 \text{ mm} ; I_y = 171 \text{ cm}^4 ; I_z = 15,92 \text{ cm}^4 ; w_{el,y} = 34,2 \text{ cm}^2 \\ w_{el,z} &= 5,79 \text{ cm}^3 ; t_f = 5,7 \text{ mm} ; r = 7,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Verificação ao estado limite último de resistência

Tendo em conta a ação variável base, a combinação é dada por:

$$\begin{aligned} E_d &= [1,35 \times G + 1,5 \times (Q + 0 \times W)] + PP_{\text{painel} + \text{madre}} \\ E_d &= [1,35 \times 0,0794 + 1,5 \times (0,4 + 0)] + 0,304 = 1,01 \text{ kN/m} \\ E_d &= [1,35 \times 0,0794 + 1,5 \times 1,30 \times 2] + 0,304 = 4,31 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.25)$$

Considerando as vigas como simplesmente apoiadas:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= \frac{E_d \times L^2}{8} = \frac{4,31 \times 4^2}{8} = 8,62 \text{ kN.m} \\ \sigma_{sd} &= \frac{M_{Ed} \times y}{I_y} = \frac{8,62 \times 50 \times 10^{-3}}{171 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 252 \text{ MPa} \\ \sigma_{Rd} &= 275 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} \text{ a } 0,91 \% \text{ do ELU} \end{aligned} \quad (4.26)$$

Verificação ao estado limite de utilização utilizando a teoria da viga

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 E_d L^4}{384 EI} \leq \delta_{\max} = \frac{L}{200} \\ \delta &= \frac{5 \times 8,62 \times 4^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 171 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 5,0 \text{ mm} \\ \delta_{\max} &= \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm} \Rightarrow 0,031 \% \text{ do ELS} \end{aligned} \quad (4.27)$$

$\therefore$ O perfil adotado está sobre dimensionado.

4.4.4 Vigas mistas

Com o efeito de *shear lag*, a distribuição das tensões longitudinais no banzo de betão não é uniforme, se a distância entre as vigas for grande. Conforme sugerido em Calado & Santos (2013), a largura efetiva do banzo de betão permite assumir uma distribuição uniforme de tensões longitudinais e assim a utilização das expressões da teoria geral da flexão na determinação de tensões longitudinais e de deformações.

Este edifício apresenta vigas contínuas e vigas simplesmente apoiadas, onde as vigas são transversais às lajes. A viga mista apresenta um comprimento total de 14,7 m $\approx$ 15,0 m, distribuídos por três vãos (Figura 4.15 e Figura 4.16). Foi assumido o perfil IPE 270 para atender todas as verificações de segurança. Na verificação da segurança foi considerado um sistema estrutural simplesmente apoiado, retirando assim o máximo partido das melhores características de cada material constituinte da viga mista. Sendo assim o perfil de aço resiste à tracção e o betão à compressão.

Cálculo da largura efetiva de uma viga contínua

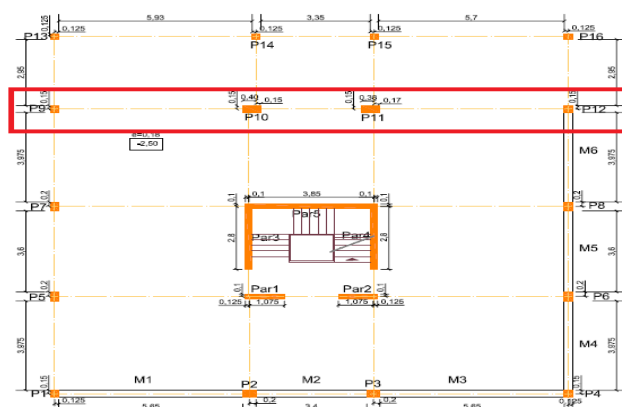


Figura 4.15 – Exemplo de uma viga contínua (Moutinho, 2015)

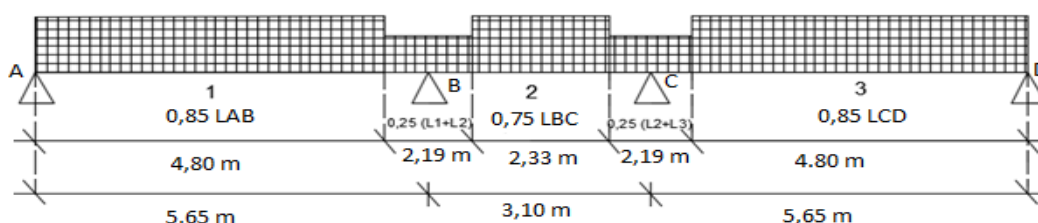


Figura 4.16 – Decomposição da largura efetiva de uma viga contínua

- Largura efetiva a meio vão

$$L_e = 4,80 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min \{L_e/8 ; b_{ei}\} = \min \{4,80/8 ; 4,80/2\} = \min \{0,60 ; 2,40\} = 0,60 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,60 + 0,60 + 0 = 1,20 \text{ m}$$

- Largura efetiva no apoio de extremidade - secção A

$$L_e = 4,80 \text{ m} ; b_{ei} = 0,60 \text{ m}$$

$$\beta_i = 0,55 + \frac{0,025 \times L_e}{b_{ei}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,55 + \frac{0,025 \times 4,80}{0,6} = 0,75 \leq 1,0$$

$$b_{eff} = 0 + 0,66 \times 0,75 + 0,60 \times 0,75 = 0,90 \text{ m}$$

Larguras efetivas das restantes secções

Na Tabela 4.6 resume as larguras efetivas das restantes secções de uma viga contínua.

Tabela 4.6 – Resumo da decomposição da largura efetiva da viga continua

	Secção A	1/2 Vão	Secção B	1/2 Vão	Secção C	1/2 Vão	Secção D
b_0 (m)	0						
L_e (m)	4,80	4,80	2,19	2,33	2,19	4,80	4,80
b_{ei} (m)	0,60	0,60	0,27	0,29	0,27	0,60	0,60
b_{eff} (m)	0,90	1,20	0,54	0,58	0,54	1,20	0,90

Cálculo da largura efetiva de uma viga simplesmente apoiada

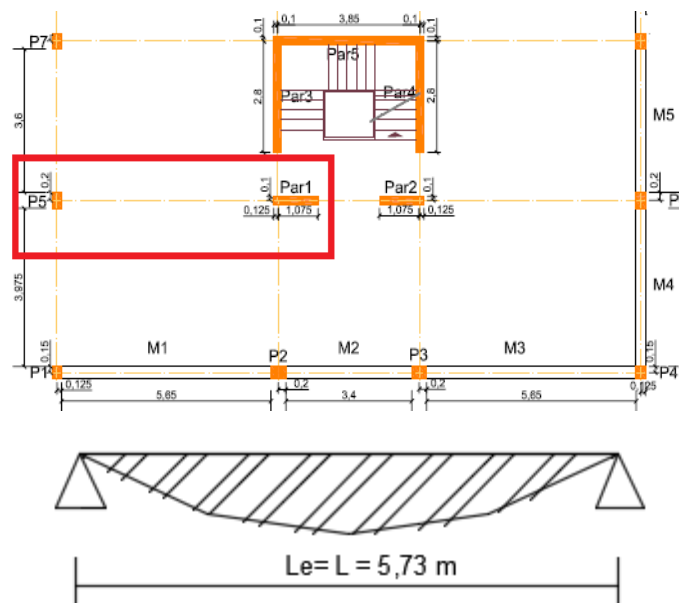


Figura 4.17 – Largura efetiva da viga simplesmente apoiada (Moutinho, 2015)

- Largura efetiva a meio vão

O EC4 propõe, para análise das estruturas em edifícios, b_0 igual a zero. Para vigas simplesmente apoiadas, o valor de L_e é considerado igual à totalidade do vão, uma vez que esta distância é entre momentos fletores de valor nulo.

$$L_e = 15,0 \text{ m}; \quad L_{\text{viga}} = 5,73 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min \{ L_e / 8 ; b_{ei} \} = \min \{ 15,0 / 8 ; 5,73 / 2 \} = \min \{ 1,88 ; 2,87 \} = 1,88 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,88 + 1,88 + 0 = 3,76 \text{ m}$$

Determinação da posição do eixo da linha neutra para momento positivo

Para proceder os cálculos, por opção da autora, foi considerado apenas a viga simplesmente apoiada. Contudo, realça-se que o procedimento de cálculo é identifiço para as vigas contínuas, diferenciando-se apenas no b_{eff} .

Características e propriedades do perfil IPE 270:

Betão: C25/30;

Classe de aço: S 275 MPa;

$$A = 45,9 \times 10^2 \text{ mm}^2 ; b = 135 \text{ mm} ; t_f = 10,2 \text{ mm} ; h = 270 \text{ mm} ; t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$h_i = 249,6 \text{ mm} ; I_a = 5790 \times 10^4 \text{ mm}^4 ; W_{pl,y} 484 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$b_{eff} = 3,76 \text{ m}$$

Por simplificação, para determinar o momento resistente plástico e a posição da linha neutra, calculam-se as forças máximas associadas nas várias zonas da secção (ver Figura 3.24):

- Força máxima de compressão no banzo de betão (equação 3.26):

$$R_c = 60 \times 10^{-3} \times 3,76 \times 0,85 \times 16 \times 10^3 = 3068,20 \text{ kN}$$

- Força máxima de tração no perfil de aço (equação 3.27):

$$R_a = 45,9 \times 10^2 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 = 1262,25 \text{ kN}$$

- Força máxima no banzo do perfil metálico (equação 3.28):

$$R_f = 135 \times 10^{-3} \times 10,2 \times 10^{-3} \times 275 \times 10^3 = 378,68 \text{ kN}$$

- Força máxima na alma do perfil metálico (equação 3.29):

$$R_w = 1262,25 - 2 \times 378,68 = 504,89 \text{ kN}$$

Para momento fletor positivo podem ocorrer quatro casos para a posição da linha neutra plástica, em que relaciona várias expressões para estimar o momento fletor resistente plástico. Como $R_c \geq R_a$, logo a linha neutra situa-se na zona maciça do betão, tal com esquematizado na Figura 4.18. A posição da linha neutra e o braço das forças é dada pelas equações 3.31 e 3.32:

$$Z_{PL} = \frac{1262,25}{3068,20} \times 60 = 24,68 \text{ mm}$$

$$Z = \frac{270}{2} + 60 + 60 - \frac{24,68}{2} = 242,66 \text{ mm}$$

Classificação da secção da alma:

$$\left\{ \begin{array}{l} c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{135 - 6,6}{2} = 64,2 \text{ mm} \\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \end{array} \right. \Leftrightarrow \frac{64,2}{10,2} = 6,29 \leq 9 \times 0,92 = 8,28 \Rightarrow \text{Classe 1}$$

Neste caso, as secções transversais da viga mista são classificadas com Classe 1.

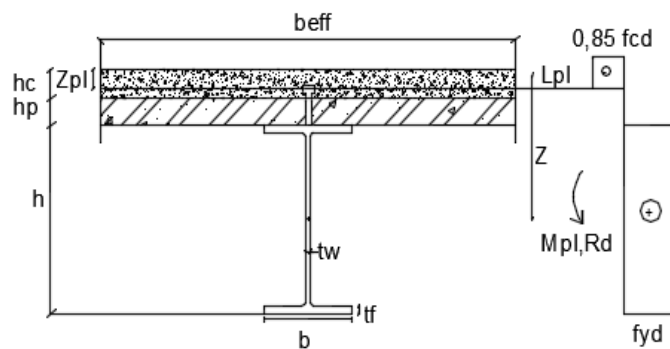


Figura 4.18 – Posição da linha neutra para o momento positivo

4.4.4.1 Verificação ao estado limite último

Assumindo a combinação fundamental de ações para determinar a carga atuante sobre viga mista:

$$\text{Ação permanente} \left\{ \begin{array}{l} PP_{\text{Laje mista}} = 0,134 + 2,318 = 2,318 \text{ kN/m}^2 \\ PP_{\text{IPE270}} = 36,1 \text{ kg/m} = 0,354 \text{ kN/m} \\ \text{Revestimento} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

Ação variável: sobrecarga = 2,0 kN/m²

$$L_{\text{influência}} = 3,76 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

$$P_{\text{Ed}} = \sum \gamma_{G,J} + G_{K,J} + \gamma_{Q,J} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{K,i} \quad (4.28)$$

$$P_{\text{Ed}} = 1,35 \times ((2,318 + 1,5) \times 4 + 0,357) + 1,5 \times 2 \times 4 = 33,09 \text{ kN/m}$$

Verificação à flexão

O momento atuante foi obtido através das cargas atuantes definidas para o estado limite último, tal como ilustrado na Figura 4.19.

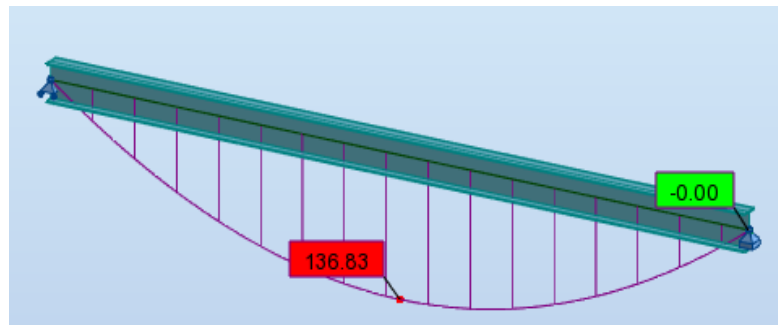


Figura 4.19 – Momento fletor atuante de uma viga simplesmente apoiada

Em relação ao momento positivo, o momento fletor plástico resistente é determinado a partir do momento das forças, em relação ao centro de gravidade da secção de betão acima das nervuras, isto é $h_c/2$.

$$M_{\text{pl,Rd}} = R_a \times \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{\text{pl}}}{2} \right) \quad (4.29)$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \left(1262,25 \times \left(\frac{270}{2} + 60 + 60 - \frac{24,68}{2} \right) \right) \times 10^{-3} = 306,30 \text{ kN.m}$$

$M_{\text{pl,Rd}} = 306,30 \text{ kN.m} \geq M_{\text{Ed}} = 136,83 \text{ kN.m}$, logo verifica a segurança em relação à flexão.

Verificação ao esforço transversal

No caso do esforço transversal, apenas é considerada a resistência do perfil de aço, uma vez que a resistência do banzo do betão depende de outros parâmetros como tipo de conectores, espaçamento da armadura e existência ou não de fendilhação do betão.

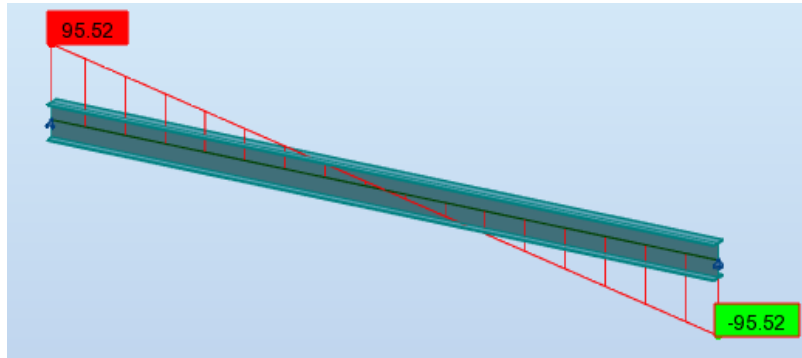


Figura 4.20 – Esforço transverso de cálculo.

De acordo com o EC1993-1-1, 6.2.6, o esforço transverso da seção de aço e a área resistente do perfil metálico é determinado da seguinte forma:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} ; A_v = \eta \times h_w \times t_w \quad (4.30)$$

$$F_y = 275 \text{ MPa} ; \gamma_{M0} = 1,0 ; \eta = 1,20 ; h_w = 249,6 \text{ mm} ; t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$A_v = 1,2 \times 249,6 \times 6,6 = 1976,83 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{1976,83 \times \left(\frac{275}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} \times 10^{-3} = 313,86 \text{ kN}$$

O esforço transverso verifica a segurança em relação ao estado limite último, pois o esforço transverso atuante é inferior ao esforço transverso resistente.

Para garantir a resistência à encurvadura na alma devido ao esforço transverso:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \times \frac{\epsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{249,6}{6,6} > 72 \times \frac{0,92}{1,2} \Leftrightarrow 7,8 < 55,2 \quad (4.31)$$

Assim, neste caso não há necessidade de verificar a resistência à encurvadura na alma.

Flexão com esforço transverso

A interação do momento fletor com o esforço transverso deve ser considerada quando o valor de esforço transverso atuante for superior a metade do valor de esforço plástico resistente.

$$V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{Rd} \Leftrightarrow 121,27 \leq 0,5 \times 313,86 \Leftrightarrow 121,27 \text{ kN} \leq 156,93 \text{ kN}$$

Logo não é necessário considerar a interação momento fletor / esforço transverso.

Cálculo da resistência da conexão de corte

Tendo em conta que a nervura da laje mista, com chapa perfilada, é transversal à viga de apoio, a resistência da força é determinada através da seguinte expressão:

$$P_{i,Rd} = k_t \times P_{rd} \quad (4.32)$$

Aço do perno: $f_u = 450 \text{ MPa}$; $b_0 = 82,5 \text{ mm}$; $n_r = 1,0$; $d = 19 \text{ mm}$; $h_{sc} - h_p \geq 2d$

$$h_{sc} = 2 \times 19 + 60 = 98 \text{ mm} ; \frac{h_{sc}}{d} = \frac{98}{19} = 5,16 > 4 \rightarrow \alpha = 1,0$$

O coeficiente de redução k_t , calcula-se de acordo com a equação 3.39:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{82,5}{60} \times \left(\frac{98}{60} - 1 \right) = 0,61$$

O valor de P_{rd} é obtido através da equação 3.40:

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4}}{1,25} ; \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 31 \times 10^3}}{1,25} \right)$$

$$\Leftrightarrow \min = (81,66 ; 73,73) = 73,73 \text{ kN}$$

Pode concluir-se que a força resistente do perno de cabeça é dada por:

$$P_{Rd} = 0,61 \times 73,73 = 44,98 \text{ kN}$$

Verificação do grau de conexão parcial ou total

De forma simplificada, o grau de conexão é expressa considerando o número de conexão existente, n , num determinado comprimento, L_x , e o número de conetores necessários, n_f .

$$\eta = \frac{n}{n_f} ; n = L_x \times N_{\text{nervuras/m}}^{\circ} ; L_x = 14,70 \text{ m} ; N_{\text{nervuras/m}}^{\circ} = 4,0$$

$$n_f = \frac{N_{c,f}}{P_{Rd}} ; N_{c,f} = \min(R_c ; R_a) = (1262,25 ; 3051,84) = 1262,25 \text{ kN}$$

Considerando um conector por nervura, num vão de 14,70 m, o número de conetores possíveis é dado por:

$$n = 14,70 \times 4 = 58,80 \rightarrow \text{conetores possíveis.}$$

O número de conetores necessário, no mesmo comprimento é o seguinte:

$$n_f = \frac{N_{c,f}}{P_{Rd}} \quad (4.33)$$

$$n_f = \frac{1262,25}{44,97} = 28,07 \rightarrow \text{conetores necessários.}$$

Em suma o grau de conexão toma o seguinte valor:

$$\eta = \frac{58,8}{28,07} = 2,10 \geq 1,0 \rightarrow \text{conexão total.}$$

Tendo em conta os pernos de cabeça, considerado dúcteis dentro do limite de grau de conexão definido pela relação, $\eta = \frac{n}{n_f}$, para secções de banzos de aços iguais:

$$L_e \leq 25 \quad \eta_{\min} \geq \max \left\{ 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \times (0,75 - 0,03 \times L_e); 0,40 \right\}$$

$$\eta_{\min} \geq \max \left\{ 1 - \left(\frac{355}{275} \right) \times (0,75 - 0,03 \times 14,7); 0,40 \right\}$$

$$\eta_{\min} \geq \max \{0,60; 0,40\}$$

Conclui-se, que o grau de conexão verifica, visto que para viga de 5,65 m, o grau de conexão de 2,10 é superior ao limite mínimo de 0,60.

Com um grau de conexão superior a 1, verifica-se que o momento plástico resistente não sofre alterações no elemento de aço isolado.

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2,5 ; M_{pl,a,Rd} = W_{pl,y} \times f_{sd} \Leftrightarrow \frac{306,2}{133,10} = 2,30 \leq 2,5 \quad (4.34)$$

$$M_{pl,a,Rd} = 484 \times 10^3 \times 10^{-9} \times 275 \times 10^3 = 133,10 \text{ kN.m}$$

Pode dizer-se que para a viga mista o conector dúctil serve, espaçadamente entre os momentos flettores.

Verificação da necessidade de armadura para corte longitudinal

A armadura para o corte longitudinal tem por objetivo evitar a rotura do banzo do betão na zona onde se encontra os conetores e controlar e limitar a fendilhação do betão devido a forças concentradas que aparecem à volta dos conetores.

A verificação da necessidade de armadura resistente ao corte longitudinal é determinada através do cálculo da resistência ao corte do banzo de betão. Assim, os cálculos basearam-se no modelo de escora tirante (ver Figura 4.21), descrito na EN 1992-1-1, 6.2.4.

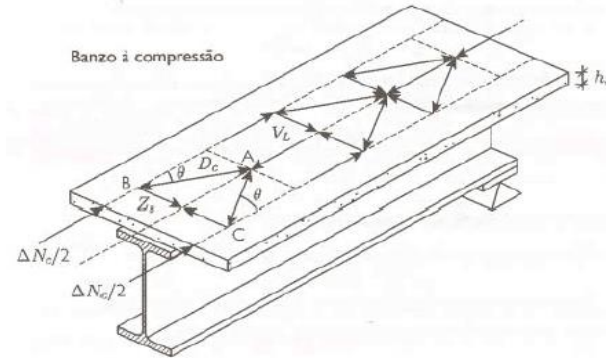


Figura 4.21 – Modelo de escora e tirante para viga mista (Martins, 2014)

O cálculo apresentado de seguida é para verificar a necessidade de armadura transversal:

$$P_{Rd} = 44,98 \text{ kN} ; \quad b = 205 \text{ mm}$$

A Força de corte longitudinal por unidade de comprimento que atua na superfície da rotura:

$$V_{L,Ed} = \frac{P_{Rd}}{b} = \frac{44,98}{0,205} = 219,42 \text{ kN/m} \quad (4.35)$$

Por simetria da viga, a força que atua na superfície de rotura

$$V_{L,Ed} = \frac{219,37}{2} = 109,69 \text{ kN/m}$$

No caso da chapa perfilada, descontínua na zona do apoio, os conectores são soldados à viga de aço através da chapa perfilada. Assim, a resistência da chapa deve tomar o seguinte valor:

$$\frac{P_{p,b,Rd}}{S} \leq A_{pe} \times f_{yp,d} ; \quad P_{p,b,Rd} = k_{\phi} \times d_{d0} \times t \times f_{yp} \quad (4.36)$$

$$k_{\phi} = 1 + \frac{a}{d_{d0}} \leq 6,0$$

$$A_{pe} = 1687 \text{ mm}^2/\text{m} ; \quad d = 19 \text{ mm} ; \quad t = 1,2 \text{ mm} ; \quad S = b = 205 \text{ mm}$$

$$d_{d0} = 1,1 \times 19 = 20,9 \text{ mm} ; \quad a \geq 1,5 \times 20,9 = 31,35 \Leftrightarrow a = 45 \text{ mm}$$

$$k_{\phi} = 1 + \frac{45}{20,9} \leq 6,0 \Leftrightarrow k_{\phi} = 3,15 \leq 6,0$$

$$P_{pb,Rd} = 3,15 \times 20,9 \times 1,2 \times 320 \times 10^{-3} = 25,30 \text{ kN}$$

$$\frac{25,30}{0,205} \leq 1687 \times 320 \times 10^{-3} \Leftrightarrow 123,42 \text{ kN/m} \leq 539,84 \text{ kN/m}$$

Desta forma, a força de corte longitudinal por unidade de comprimento para resistir o banzo de betão assume o seguinte valor: $V_{L,Ed,1} = 109,71 - 123,42 = -13,71 \text{ kN}$. (O valor negativo significa que não é preciso de armadura longitudinal).

Em relação ao ângulo θ , que fazem as escoras de compressão com o eixo da viga, de acordo com a EN 1992-1-1, 6.2.4, está concebido entre:

- banzo de betão à compressão: $1 \leq \cot \theta \leq 2$ ($45^\circ \geq \theta \geq 26,5^\circ$)
- banzo de betão à tração: $1 \leq \cot \theta \leq 1,25$ ($45^\circ \geq \theta \geq 38,6^\circ$)

Segundo EC2, para impedir o esmagamento das escoras comprimidas, no banzo de betão, deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$V_{L,Ed,1} \leq v \times 0,85 \times f_{cd} \times \sin \theta \times \cos \theta$$

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) ; \theta = 26,5^\circ \quad (4.37)$$

4.4.4.2 Verificação ao estado limite de utilização

O mais importante no estado limite de utilização é o controlo de fendilhação e controlo de deformação. Neste case, é realizada uma análise elástica segundo do EC 1994-1-1.

Verificação da fendilhação para tipo de construção não escorada

$$b_{eff} = 3,74 \text{ m} = 3740 \text{ mm} ; k = 0,8 ; k_s = 0,9$$

$$k_c = 1,0; f_{c,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa} ; \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s = k_s \times k_c \times k \times \frac{f_{ct,eff} \times A_{ct}}{\sigma_s} \quad (4.38)$$

$$A_{ct} = h_{total} \times b_{eff} = 120 \times 3760 = 451200 \text{ mm}^2$$

Área da armadura mínima é de:

$$A_s = 0,9 \times 1 \times 0,8 \times \frac{2,6 \times 451200}{500} = 1689 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1680 \times 0,01 = 16,89 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 25/0,30 (16,36 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Em relação a este estado limite, na zona das vigas mistas, isto é, ao longo do banzo de betão, a armadura será espaçada 0,30 m, com uma classe de exposição XC2 pelo qual corresponde a uma largura de fenda de 0,3 m.

Verificação da deformação

O cálculo das flechas está relacionado com o processo construtivo, uma vez que na fase de construção as ações são resistidas pelo perfil de aço e na fase definitiva a secção mista é responsável pelas restantes ações. Para o cálculo é utilizada a combinação característica.

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{fase construção}} + \delta_{\text{fase definitivas (G}_{k,j})} + \delta_{\text{fase definitiva (Q}_{k,j})} \quad (4.39)$$

- Para a fase da construção:

$$P_{\text{fase construção}} = PP_{\text{IPE}} + \left[(PP_{\text{laje mista}} + Q_{\text{construção}}) \times L_{\text{influência}} \right] \quad (4.40)$$

$$P_{\text{fase construção}} = 0,354 + \left[(2,318 + 1,5) \times 3,74 \right] = 14,63 \text{ kN/m}$$

- Para a fase definitiva – cargas permanentes:

$$P_{\text{fase definitiva}} = PP_{\text{IPE}} + \left[(PP_{\text{laje mista}} + R_{\text{cp}}) \times L_{\text{influência}} \right] \quad (4.41)$$

$$P_{\text{fase definitiva}} = 0,354 + \left[(2,318 + 2,5) \times 3,74 \right] = 18,37 \text{ kN/m}$$

- Para a fase definitiva – sobrecargas:

$$P_{\text{fase definitiva}} = Q_k \times L_{\text{influência}} \quad (4.42)$$

$$P_{\text{fase definitiva}} = 2 \times 3,74 = 7,48 \text{ kN/m}$$

- Inércia da secção mista de curta duração:

$$I_{\text{secção mista}} = A_a \times \frac{(h_c + 2 \times h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + n \times r)} + \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a \quad (4.43)$$

Cálculo de coeficiente de homogeneização, n_0 , para um carregamento de curta duração:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210}{31} = 6,77$$

$$n = n_0 = 6,77 ; r = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{45,9 \times 10^2}{3740 \times 60} = 0,020$$

- Inércia da secção mista de curta duração:

$$I_{secção\ mista} = 45,9 \times 10^2 \times \frac{(60 + 2 \times 60 + 270)^2}{4 \times (1 + 6,77 \times 0,02)} + \frac{3740 \times 60^3}{12 \times 6,77} + 5790 \times 10^4 = 27250,2 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- Inércia da secção mista de longa duração:

$$n = n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}/2} = \frac{210}{31/2} = 13,55 ; r = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} = \frac{45,9 \times 10^2}{3740 \times 60} = 0,020$$

$$I_{secção\ mista} = 45,9 \times 10^2 \times \frac{(60 + 2 \times 60 + 270)^2}{4 \times (1 + 13,55 \times 0,02)} + \frac{3740 \times 60^3}{12 \times 13,55} + 5790 \times 10^4 = 24569,2 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Cálculo da flecha máxima das vigas mistas:

$$\delta_{Fase\ construção} = \frac{5 \times P_{Fc} \times L^4}{384 \times E_a \times I_a} = \frac{5 \times 14,63 \times 5,73^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 5790 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 16,89 \text{ mm} \quad (4.44)$$

$$\delta_{Fase\ definitiva\ (G_k)} = \frac{5 \times P_{Fc} \times L^4}{384 \times E_a \times I_{secção\ mista}} = \frac{5 \times 18,37 \times 5,73^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 27250,2 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 4,51 \text{ mm} \quad (4.45)$$

$$\delta_{Fase\ definitiva\ (Q_k)} = \frac{5 \times P_{Fc} \times \psi_1 \times L^4}{384 \times E_a \times I_{secção\ mista}} = \frac{5 \times 0,3 \times 7,48 \times 5,73^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 24569,2 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 0,61 \text{ mm} \quad (4.46)$$

$$\delta_v = 16,89 + 4,51 + 0,61 = 22,01 \text{ mm} \leq \delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{5730}{200} = 28,65 \text{ mm}$$

$\delta_v = 22,01 \leq 28,65 \rightarrow$ logo a viga IPE 270 é suficiente.

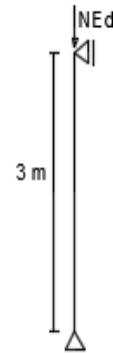
4.4.5 Pilares mistos

Uma vez que os pilares mistos são submetidos à compressão, estes têm por objetivo resistir às forças de compressão. De acordo com a NP EC 1994-1-1 e no livro de estrutura mista aço e betão (Calado & Santos, 2013).

Foram adotadas secções tubulares, com perfis retangulares, preenchidos com betão, de acordo com a tabela do Grupo Condesa. Cada pilar tem uma altura de 2,85 m $\approx$ 3,0 m.

Propriedade dos materiais:

- Betão: C25/30
 - $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{cd} = 16,7 \text{ Mpa}$
 - $f_{ctm} = 2,6 \text{ Mpa}$; $E_{cm} = 31 \text{ Mpa}$
- Aço S 355 NR
 - $f_{yd} = 355 \text{ Mpa}$; $E_a = 210 \text{ Gpa}$



Secções tubulares retangulares

$$\begin{array}{ccc}
 \left. \begin{array}{l} h \times b : 300 \times 200 \text{ mm}^2 \\ t = 10 \text{ mm} \\ M = 72,7 \text{ kg/m} \\ A = 92,6 \text{ cm}^2 \\ I_{yy} = 11313 \text{ cm}^4 \\ I_{zz} = 6058 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} P_1, P_4, P_9, P_{12} &
 \left. \begin{array}{l} h \times b : 500 \times 300 \text{ mm}^2 \\ t = 8 \text{ mm} \\ M = 120 \text{ kg/m} \\ A = 153 \text{ cm}^2 \\ I_{yy} = 52328 \text{ cm}^4 \\ I_{zz} = 23933 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} P_2, P_3, P_{10}, P_{11} &
 \left. \begin{array}{l} h \times b : 400 \times 250 \text{ mm}^2 \\ t = 8 \text{ mm} \\ M = 77,9 \text{ kg/m} \\ A = 99,2 \text{ cm}^2 \\ I_{yy} = 22048 \text{ cm}^4 \\ I_{zz} = 10744 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} P_5, P_6, P_7, P_8
 \end{array}$$

4.4.5.1 Verificação das disposições construtivas e do campo de aplicação

- Esbelteza máxima para desprezar a encurvadura

Segundo a EN 1994-1-1, 6.7.5.1, para as secções tubulares com perfis retangulares cheios de betão, deve-se verificar a necessidade de considerar a encurvadura local do tubo de aço, através da seguinte expressão:

$$\max = \left(\frac{h}{b} \right) < 52 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Leftrightarrow \frac{300}{10} < 52 \times \sqrt{\frac{235}{355}} \Leftrightarrow 30 < 42,31 \quad (4.47)$$

Logo, não é necessário considerar a encurvadura local do tubo.

- Área de alguns materiais

$$A_a = 92,6 \text{ cm}^2 = 92,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{1,4,9,12} = 30 \times 20 = 600 \text{ cm}^2 = 600 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Relação de contribuição da secção de aço estrutural, δ , para a resistência da secção transversal

A contribuição da secção de aço, na resistência da secção transversal da coluna mista, deverá ser verificada da seguinte forma:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.48)$$

Assim, se $\delta < 0,2$ a coluna é dimensionada como uma coluna de betão armado; alternativamente, se $\delta > 0,9$ a coluna é dimensionada como coluna de aço.

Nos cálculos que se segue, a armadura longitudinal não é necessária, uma vez que nas colunas mistas, com perfis tubulares em aço cheios de betão, o tubo tem como objetivo trabalhar como cofragem e como armadura, o que permite a diminuição do tempo de construção.

$$N_{PL,Rd} = A_a f_{yd} + \alpha_{cc} A_c f_{cd} \quad (4.49)$$

α_{cc} coeficiente referente à tensão de betão no caso de secções tubulares cheia de betão toma o valor unitário.

$$N_{PL,Rd} = 92,6 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 + 1 \times 600 \times 10^{-4} \times 16,7 \times 10^3 = 4289,3 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{92,6 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3}{4289,3} = 0,78$$

Em relação à contribuição da secção de aço estrutural, como $0,2 < \delta = 0,78 < 0,9$, a coluna é dimensionada como coluna mista aço-betão.

4.4.5.2 Determinação do valor crítico do esforço normal

O valor de esforço normal crítico para o modo de encurvadura elástica é determinado a partir da rigidez de flexão efetiva, $(EI)_{eff}$, através da seguinte expressão:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c \quad ; \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \times \varphi_t} \quad (4.50)$$

Aproveitando das reações de apoio das lajes e das vigas (ver anexo 4), o esforço de cálculo no pilar, N_{Ed} , é dado da seguinte forma:

$$N_{Ed} = \sum \text{Reações de apoios nas lajes e nas vigas} \times n^\circ \text{s pisos} + PP_{\text{pilar}} \times h_{\text{total do edifício}} \quad (4.51)$$

Para os pilares P₁, P₄, P₉, P₁₂:

$$N_{G,Ed} = (10,96 + 64,29) \times 5 + 72,7 \times 0,00981 \times 14,3 = 386,45 \text{ kN}$$

$$N_{Q,Ed} = (5,32 + 37,02) \times 5 + 72,7 \times 0,00981 \times 14,3 = 222,00 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = N_{G,Ed} + N_{Q,Ed} = 386,45 + 222,00 = 608,45 \text{ kN}$$

$$E_{c,eff} = \frac{31}{1 + \left(\frac{386,45}{608,45} \right) \times 2,5} = 11,98 \text{ GPa}$$

A determinação da rigidez de flexão efetiva da secção transversal é da seguinte forma:

$$I_{a,z} = 6058 \text{ cm}^4$$

$$I_{c,z} = \frac{bh^3}{12} - I_{a,z} \Leftrightarrow \frac{20 \times 30^3}{12} - 6058 = 38942 \text{ cm}^4$$

$$(EI)_{eff} = 210 \times 10^6 \times 6058 \times 10^{-8} + 0,6 \times 11,98 \times 10^6 \times 38942 \times 10^{-8} = 15521 \text{ kN.m}^2$$

O cálculo do valor crítico do esforço normal é obtido através da carga crítica de Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \Leftrightarrow N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 15521}{3^2} = 17021 \text{ kN}$$

4.4.5.3 Determinação da esbelteza normalizada

A esbelteza normalizada permite verificar se a coluna mista é analisada de acordo com o método simplificado de cálculo. Para o plano de flexão, a esbelteza normalizada é determinada através da expressão:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (4.52)$$

$$N_{Pl,Rk} = 92,6 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 + 1 \times 600 \times 10^{-4} \times 25 \times 10^3 = 4787,3 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4787,3}{17021}} = 0,530$$

∴ Logo o valor da esbelteza normalizada é menor que 2, o que sugere a utilização do método simplificado de cálculo.

4.4.5.4 Verificação de segurança em relação ao estado limite última de encurvadura

Neste trabalho, a autora considerou, em relação ao estado limite último, coluna mista à compressão simples, em que pode ser feita através de uma análise de segunda ordem, de acordo com o artigo 6.7.3.6 da EN 1994-1-1, tendo em conta as imperfeições dos elementos.

Por simplificação, para os elementos submetidos à compressão simples, o valor do esforço normal atuante deverá satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.53)$$

O valor de χ é determinada através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \text{ com } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha \left(\bar{\lambda} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.54)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,531 - 0,2) + 0,531^2 \right] = 0,721$$

$$\chi = \frac{1}{0,721 + \sqrt{0,721^2 + 0,530^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,619 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{608,45}{0,619 \times 4787,3} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,205 \leq 1,0$$

Resumo dos resultados dos restantes pilares:

$$P_2, P_3, P_{10}, P_{11} \left\{ \begin{array}{l} A_c = 1500 \text{ cm}^2; N_{PL,Rd} = 7936,50 \text{ kN}; \delta = 0,68; N_{cr} = 77956,80 \text{ kN} \\ N_{G,Ed} = 253,78 \text{ kN}; N_{Ed} = 402,21 \text{ kN}; N_{PL,Rk} = 9181,50 \text{ kN}; \bar{\lambda} = 0,343 \\ I_{c,z} = 288567 \text{ cm}^4; (EI)_{eff} = 52318 \text{ kN.m}^2; E_{c,eff} = 12,03 \text{ GPa}; \phi = 0,593 \\ \chi = 0,782 \end{array} \right.$$

$$P_5, P_6, P_7, P_8 \left\{ \begin{array}{l} A_c = 1000 \text{ cm}^2; N_{PL,Rd} = 5191,60 \text{ kN}; \delta = 0,68; N_{cr} = 34333 \text{ kN} \\ N_{G,Ed} = 489,07 \text{ kN}; N_{Ed} = 761,54 \text{ kN}; N_{PL,Rk} = 6021,60 \text{ kN}; \chi = 0,84 \\ I_{c,z} = 122589 \text{ cm}^4; (EI)_{eff} = 31293 \text{ kN.m}^2; E_{c,eff} = 11,89 \text{ GPa}; \bar{\lambda} = 0,419 \\ \phi = 0,520 \end{array} \right.$$

$\therefore$ Logo, as colunas com secções tubulares, em perfil retangular adotados, verificam a segurança.

4.5 Considerações finais

Neste capítulo procurou-se expor o dimensionamento estrutural de uma edifício corrente em solução estrutural mista aço-betão, relativamente ao dimensionamento de lajes, vigas e pilares. Assim, as lajes mistas, de acordo com a tabela o FELIZ, são em forma de H60 de altura e 1,2 mm de espessura. As vigas são constituídas por um perfil metálico do tipo IPE 270. Os pilares mistos são tubulares com secções retangulares da tabela do Grupo Condesa; os pilares

P_1 , P_4 , P_9 e P_{12} são de $h \times b: 300 \times 200 \text{ mm}^2$; os pilares P_2 , P_3 , P_{10} e P_{11} são $h \times b: 500 \times 300 \text{ mm}^2$; e os pilares P_5 , P_6 , P_7 e P_8 são de $h \times b: 400 \times 250 \text{ mm}^2$.

Apesar de a cobertura ter sido dimensionada para a solução em estrutura mista aço-betão, a mesma não é contabilizada no custo por não ter definições claras da cobertura da estrutura de betão armado. Não obstante, a cobertura foi adotada através do catálogo de Edigaspor Construção, Painel Irmamenta de cinco ondas.

Avaliação do Custo da Estrutura Mista Aço-Betão e da Estrutura de Betão Armado do Edifício

5.1 Considerações iniciais

A existência de uma avaliação da componente económica na construção de um determinado empreendimento é fundamental para a tomada de decisão relativamente às soluções que devem ser adotadas. Deste modo, neste capítulo procede-se à avaliação do custo da estrutura mista aço-betão e da estrutura de betão armado analisadas e dimensionadas no capítulo anterior.

No caso da estrutura mista importa referir que a ausência de escoramento e cofragem nesta solução estrutural torna-a mais favorável, à priori, a nível de prazos, no entanto, a nível de custos este é um aspeto que deverá ser estudado. A análise comparativa de custos realizada neste capítulo teve em conta custos diretos para cada uma das duas soluções estruturais.

5.2 Definição do custo e compilação de informação necessária para a sua quantificação

O custo é a soma de todos os pagamentos efetuados dos fatores de produção envolvidos na produção de um produto (Vasconcelos, 2015). Para o cálculo do custo dos dois tipos de estrutura em análise, recorreu-se a uma série de publicações que se descrevem de seguida.

No sentido de se proceder à medição dos trabalhos de construção incluídos em cada uma das estruturas, recorreu-se à publicação do LNEC intitulada “Curso sobre Regras de Medição na Construção” (Fonseca, 2010). Neste documento, estabelecem-se métodos e critérios a adotar para a realização de medições de diferentes trabalhos de construção. Salienta-se que, embora

não existam normas oficiais de medição nem normas definidas pelo LNEC, tem vindo a ser prática corrente considerar os critérios definidos nesta publicação, bem como tem vindo a ser referência quer nos cursos de Engenharia Civil das universidades portuguesas quer em outros de formação profissional.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) tem vindo a publicar, desde o ano de 1968, um documento intitulado “Informações sobre custos. Fichas de Rendimentos” (Fonseca., Manso., & Espada, 2000). Neste documento, são publicadas fichas de rendimentos de operações de construção, tendo vindo a ser sucessivamente introduzidas alterações com vista a uma melhor utilização prática desta informação e considerando os desenvolvimentos informáticos que se têm verificado neste domínio ao longo do tempo.

Em 2009, devido a estudos entretanto efetuados pelo LNEC, fez uma revisão para atualizar e ampliar os conteúdos desses ficheiros com novas operações de construções, de forma a contemplar a maioria das situações de trabalhos que ocorreram na construção de edifícios, atingindo-se um conjunto de 2721 fichas de rendimentos (Fonseca, 2013).

Estas fichas de rendimento servem de suporte para a composição dos custos das operações de construção a considerar para cada um dos tipos de estruturas. O custo das operações de construção é obtido pelo somatório dos custos unitários dos recursos multiplicada pelas respetivas quantidades necessárias à execução de trabalhos de construção medidas.

5.2.1 Medição dos trabalhos de construção

As medições na construção e as regras a ela associadas constituem o modo de definir e quantificar, de uma forma objetiva, os trabalhos previstos no projeto ou executados em obra. Deste modo, para se proceder à medição dos trabalhos das estruturas em análise é necessário recorrer às regras da publicação do LNEC visando a uniformização dos métodos e critérios a adotar para a realização dessas medições.

Segundo Fonseca, (2010), o objetivo das regras de medição é definir e quantificar os trabalhos previstos no projeto ou executados em obras, bem como a determinação dos custos e a elaboração de orçamentos com base nas informações de quantidades e nas condições da cláusula 3.^a da Portaria n.º 959/2009, de 21 de agosto, elaboração das listas de trabalhos, entre outros.

A medição por operações de construção baseia-se assim em elementos pormenorizados, conduzindo a estimativas de custo bastante precisas. Este método aplica-se sobretudo na fase de projeto de execução, mas pode, no entanto, utilizar-se nas fases preliminares do projeto, estimando de forma aproximada as quantidades dos trabalhos previstos, (Fonseca, 2013).

Para a medição dos trabalhos de construção dos dois tipos de estrutura são consideradas as operações de construção associadas ao betão, às armaduras, às cofragens e aos perfis metálicos. As regras de medição consideradas para estes elementos são as que se listam de seguida:

5.2.1.1 Betão em pilares vigas e laje

O betão utilizado para execução desta operação de construção é o C25/30 e as medições são feitas de acordo com as Regras de Medição do LNEC Fonseca, (2013), tendo-se adotado as seguintes:

Para os pilares e as vigas, a medição do betão é feita por m^3 e é calculada usando as seguintes expressões:

- $\text{Betão}_{\text{viga}} = \text{comprimento} \times \text{largura} \times \text{altura} / \text{profundidade} \quad (5.1)$

- $\text{Betão}_{\text{pilar}} = \text{comprimento} \times \text{largura} \times \text{altura} \quad (5.2)$

Para as lajes, a medição do betão é feita em m^3 e o comprimento e a largura são determinados entre as faces das vigas, lintéis, pilares e paredes entre as quais se inserem. A medição das lajes é calculada com base na seguinte expressão:

- $\text{Betão}_{\text{laje}} = \text{comprimento} \times \text{largura} \times \text{espessura} \quad (5.3)$

5.2.1.2 Cofragens em pilares vigas e laje

No caso das cofragens a medição é realizada ao m^2 e é calculada a partir da forma geométrica das superfícies a cofrar. A cofragem em vigas, pilares e lajes é determinada através da seguinte expressão:

- $\text{Cofragem}_{\text{viga}} = (\text{comprimento} + 2 \times \text{largura}) \times \text{altura} \quad (5.4)$

- $\text{Cofragem}_{\text{pilar}} = (2 \times \text{comprimento} + 2 \times \text{largura}) \times \text{altura} \quad (5.5)$

- $\text{Cofragem}_{\text{laje}} = \text{comprimento} \times \text{largura} \quad (5.6)$

5.2.1.3 Armaduras em pilares vigas e laje

A medição da armadura é realizada em quilograma (kg) e é determinada de acordo com a forma geométrica dos respetivos varões. O comprimento dos varões é medido ao metro (m) sendo depois convertido em kg através da massa nominal dos mesmos. O aço utilizado no projeto é o A 400 NR e o cálculo das suas medições é feito através da seguinte fórmula:

$$\bullet \text{ Armadura}_{\text{viga, pilar e laje}} = \text{comprimento} \times \gamma_{\text{nominal}} \times n.^{\circ} \text{ varões} \quad (5.7)$$

5.2.1.4 Perfis metálicos

A unidade de medição dos perfis metálicos é o kg, considerando-se para a medição destes elementos a secção nominal dos perfis ou a espessura nominal das chapas. Para efetuar os cálculos das medições, cumpriram-se as seguintes regras:

- No caso dos perfis e tubos, os comprimentos são determinados ao metro e convertidos em kg, de acordo com a massa nominal:
 - $\text{Pilares}_{\text{tubulares}} = ((\text{comp} \times h \times \text{esp}) \times 2 + (\text{larg} \times h \times \text{esp}) \times 2) \times \text{dens} \quad (5.8)$
 - $\text{Vigas}_{\text{Perfil em I}} = (\text{comp} \times b \times t_f \times 2 + (\text{comp} \times h \times t_w) \times \text{dens} \quad (5.9)$
- No caso das chapas, a sua área que é determinada por m^2 e é convertida em kg de acordo com a sua massa nominal:
 - $\text{chapas} = \sum \text{comp. nervuras} \times n.^{\circ} \text{elementos num dado comp} \times \text{larg. laje} \times \text{dens.} \quad (5.10)$
- As ligações entre os perfis, por soldadura elétrica, parafusos ou rebites, sempre que é necessária são medidas a unidades (un);
- Em elementos de outros formatos deverá indicar-se a massa por unidade (kg/un).

5.2.1.5 Betão para elementos mistos

O cálculo da medição de betão na laje em elementos mistos aço-betão é feito através da seguinte expressão:

$$\text{Lamina de betão (h}_c\text{)} = A_{\text{trapézio}} \times n.^{\circ} \text{nervuras} \times \text{largura} + \text{comprimento} \times \text{espessura} \times \text{largura} \quad (5.11)$$

Para o presente trabalho de quantificação de custos, foram apenas medidos os elementos estruturais dimensionados no capítulo anterior (lajes, vigas e pilares) e que diferem nos dois tipos de estruturas, isto é, não foram contempladas as infraestruturas por as mesmas serem

coincidentes para os dois tipos de soluções. Foram medidos os trabalhos que constam no projeto, nomeadamente os que estão relacionados com o betão, cofragem e armaduras. No subcapítulo 4.3, são apresentados os elementos das superestruturas medidos (laje, viga e pilar) tanto para estrutura de betão armado como para a estrutura mista.

5.2.2 Fichas de rendimento

As designações das operações de construção têm como base as designações correntemente utilizadas nas medições dos trabalhos necessários à execução de cada tarefa ou elemento de construção. Os custos dessas operações de construção são obtidos pelo somatório dos custos unitários dos recursos multiplicados pelas respetivas quantidades necessárias à execução de uma unidade elementar da medição do trabalho de construção. Este método é designado por composição de custos (Fonseca., Manso., & Espada, 2000).

A informação económica existente, a nível nacional, no que diz respeito a preços e rendimentos de trabalhos de construção civil, encontra-se disponível em fontes distintas: bases de dados de empresas privadas de construção civil, nas de organismos públicos e nas incluídas em plataformas informáticas, entre outras. No LNEC, existe uma publicação denominada “Informação de custos. Fichas de rendimento” (Manso, 2004), que contém informação económica e técnica compilada em fichas de rendimentos de trabalhos de construção civil com custos associados, tal como se pode observar na Figura 5.1.

Data: Dez/ 09		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	IC - 433	
			Código: 2096	
Alvenaria dupla de tijolo com panos de tijolos furados de 30x20x11 cm com 11cm de espessura e 30x20x15 cm com 15 cm de espessura assentes com argamassa de cimento e areia ao traço 1:5				
Quantidade	Unidade	Descrição dos Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
16,000	un	Tijolo furado barro vermelho 30x20x11 cm de primeira qualidade	0,12	1,92
16,000	un	Tijolo furado barro vermelho 30x20x15 cm de primeira qualidade	0,15	2,40
0,350	l	Gasóleo	1,18	0,41
				4,73
0,070	h	Dumper 1000 12 cv	7,50	0,53
				0,53
1,420	h	Pedreiro	9,81	13,93
1,300	h	Servente	7,63	9,92
				23,85
0,038	m ³	Operação auxiliar código 90017	67,69	2,57
CUSTO DIRECTO (coef. eficiência = 1.00)				31,68
Incid. no Custo Directo: MATERIAIS = 20,6%; EQUIPAMENTOS = 2,2%; MÃO-DE-OBRA = 77,2%				
CUSTO DA OPERAÇÃO (S/lucro, % Custos Indirectos de 10.00%)				34,85
CUSTO TOTAL DA OPERAÇÃO (% de Lucros de 8.00%)				37,64

Figura 5.1 – Exemplo de fichas de rendimento (Manso, 2004)

Os custos considerados nas fichas de rendimento LNEC são os seguintes:

- **Custo do material:** este custo é obtido por consulta a fornecedores, representantes, distribuidores ou fabricantes;
- **Custo de equipamento:** a designação de equipamentos depende da forma como são utilizados nas operações de construção, ou seja, podem ser equipamentos a incorporar em obra ou equipamentos de apoio. Os equipamentos de apoio são os mais utilizados na execução das operações de construção e o seu custo é calculado tendo em conta o grau de intervenção nas diferentes operações de construção em que intervêm durante a sua vida útil.
- **Custo de mão de obra:** devem ser determinadas com base nos registos específicos existentes nas empresas, atendendo-se também ao Acordo Coletivo do Trabalho (ACT) para a Indústria da Construção Civil que estabelece os vencimentos mensais mínimos a praticar.

O rendimento de mão de obra é o tempo necessário que um indivíduo ou uma equipa tem de conceder para realizar um determinado trabalho. Os rendimentos dos materiais é a quantidade de material precisa para executar uma unidade de um determinado trabalho. Por último, o rendimento de um equipamento é o tempo necessário para que o equipamento realize uma unidade de um determinado trabalho.

Para o caso das duas estruturas em análise, o rendimento da mão de obra, dos equipamentos e dos materiais é obtido através das fichas de rendimento do LNEC. No caso das armaduras, transporte, transporte de betão, transporte de cofragem e transporte dos perfis metálicos, os rendimentos das fichas foram alterados com base no rendimento do Paz Branco porque as fichas do LNEC não especificam as fichas para cada varão de aço (Branco J. P., 1983). Em relação ao custo para cada operação de construção, é considerado o que se encontra nas fichas de rendimento do LNEC, estando este custo atualizado para o ano de 2016.

O custo das operações esta também dependente das variações dos rendimentos de mão-de-obra, em resultado das condições e eficiência em que o trabalho se realiza na obra e na empresa. Desta forma, para ter em consideração as condições de execução dos trabalhos e a eficiência dos quadros e dos meios disponibilizados é considerado um coeficiente de 1,11 (condição boas/boa) (Fonseca., Manso., & Espada, 2000).

5.2.3 Valor da proposta: definição e forma de cálculo

O valor de uma proposta é formulado em função do orçamento executado, ou seja, com base no custo direto, os custos indiretos/lucros e imprevistos e todos os trabalhos e encargos relacionados com a empresa (Fonseca, 2013). Assim, o cálculo do valor da proposta é feito através da seguinte expressão:

$$V_v = C_d + C_{indt} + L_{cr}/Impr + EncFinan \quad (5.12)$$

onde:

- Cd – Custo direto;
- Cindt – custo indireto;
- Lcr/impr – lucros ou imprevisto;
- Encfinan – encargos com financiamentos.

Desta forma, para calcular o valor da proposta é necessário quantificar e analisar as seguintes parcelas (Fonseca, Económia e Gestão da Construção, 2013):

- **Custo direto:** é o somatório dos custos de produção e os custos de subempreitadas. Por sua vez, o custo de produção é o somatório dos recursos envolvidos (custo de fabrico: $C_{fab} = MT + EQ + MO$) e dos encargos diretamente relacionados com a obra (encargos de estaleiro);
- **Custos indiretos:** os gastos associados com a sede da empresa de construção e outros departamentos da empresa dotados de alguma autonomia;
- **Lucros/imprevistos:** é obtido através da estimativa percentual sob o valor total do custo direto (mão de obra, equipamentos, materiais e subempreitadas);
- **Encargos com financiamentos:** diz respeito a eventuais financiamentos que a empresa tenha que efetuar para a execução da obra.

Neste trabalho, é apresentado o custo de fabrico para a estrutura de betão armado e para a estrutura mista aço-betão, calculando-se, assim, o custo dos materiais, equipamentos e mão de obra da obra necessários para a execução de cada tipo de estrutura. Considera-se que não se justifica a obtenção do valor total da proposta por se pretender, com este exercício, comparar o custo dos dois tipos de estruturas e não estimar o valor de mercado de construção destes tipos de construção, que seria obtido aplicando-se uma percentagem equivalente (igual às restantes parcelas do V_v da equação (5.12) a somar), nos dois casos, sobre o custo de fabrico apurado.

5.2.3.1 Custo de fabrico

No presente trabalho, os custos de fabrico são obtidos a partir das fichas de rendimentos LNEC e da quantificação/medição dos trabalhos a executar. São considerados todos os meios necessários para cada trabalho, sendo identificados e justificados. Também foi executada a quantificação dos seus respetivos rendimentos de acordo com a facilidade ou dificuldade de execução de cada operação. A medição dos trabalhos é feita de acordo com as Regras de Medição indicadas no subcapítulo 5.2.1.

Assim, o custo de fabrico é determinado através da seguinte expressão:

$$C_{Fab} = \text{Quant. medido} \times \text{custo (ficha de rendimento)} \quad (5.13)$$

sendo que:

C_{fab} – custo de fabrico.

5.2.3.2 Mapa de quantidade de trabalho (MQT)

As medições dos trabalhos de uma obra e a descrição do tipo de trabalho a executar são elaborados num documento denominado Mapa de Quantidades de Trabalho (MQT). Este documento apresenta um resumo de todas as operações de construção necessários para a execução de uma obra. Permite igualmente comparar as diversas propostas dos empreiteiros e se estão a propor a mesma solução, definindo-se o custo de todas as operações de construção no início da obra evitando alterações no decorrer da obra.

O MQT de construção inclui todas os trabalhos de equipamentos, mão de obra e materiais integradas na obra. O mesmo consta no caderno de encargo do concurso quer para as obras públicas quer para as particulares, bem como os preços unitários e totais que incorpora as propostas dos concorrentes. No caderno de encargo tem que se definir o tipo e a natureza dos trabalhos a realizar e as características técnicas dos equipamentos e materiais.

Assim, no presente trabalho, no MQT são listados todos os trabalhos a executar, as respetivas quantidades de medição efetuadas através das regras de medição e os custos unitários de cada trabalho:

$$MQT = \text{Quant.} \times \sum \text{preços (fichas)} \quad (5.14)$$

5.3 Cálculo do custo do edifício para os dois tipos de estrutura

5.3.1 Cálculo do custo para a estrutura mista aço-betão

Na estrutura mista aço-betão as lajes de betão armado foram substituídas por chapas perfiladas com uma lamina de betão por cima das nervuras, as vigas passaram a ser de perfil estrutural com secção em I (IPE) e os pilares de secção tubular retangular. A medição destes elementos é feita de acordo com as regras de medição do LNEC referidas no ponto 5.2.1 e é apresentada na Tabela 5.1.

Após a medição de todos os elementos da estrutura aço-betão, são calculadas as fichas de rendimentos para cada elemento com base nas informações sobre custos do LNEC (Manso, 2012). O rendimento de algumas fichas foi alterado, como é o caso das fichas 32, 33, 34, 35 e 36 (vd. Anexo 1) pelo facto de que essa informação não constava nas fichas do LNEC, tendo-se recorrido às tabelas do Paz Branco (Branco, 1983). Na Tabela 5.2 são apresentadas as fichas utilizadas para a estrutura mista aço-betão, estando estas fichas apresentadas no Anexo 1.

Com base nas informações das medições e fichas de rendimentos determinadas são obtidos os custos de fabrico de cada um dos elementos (lajes, vigas e pilares), multiplicando as quantidades de cada atividade medida pelo preço total da ficha referente a cada atividade Tabela 5.3.

Na Tabela 5.4 é apresentado o MQT de todos os trabalhos a ser executados (materiais, equipamentos e mão de obras) com base nas quantidades medidas e com o preço unitário referente a cada ficha. Assim, foi calculado o custo total de fabrico da estrutura mista aço-betão tendo em conta as medições e as fichas de rendimentos para o ano de 2016. No Anexo 1 são apresentadas as fichas de rendimento de todos os elementos considerados para a estrutura mista aço-betão.

Tabela 5.1 – Mapa de medição da estrutura mista aço-betão (a continuar)

ARTº	DESIGNAÇÃO DAS OBRAS	Un	PARTES IGUAIS	Dimensões			Quantidades	
				COMP	LARG	ALTURA	PARCIAIS	TOTAIS
3	Estrutura mista							
	Elementos de betão							
3.1	Fornecimento e aplicação de betão de classe C25/30 em pilar conforme projeto							
	R/C							
	P1, P4, P9, P12	m³	4	0,30	0,20	2,85	0,68	
	P2, P3	m³	2	0,50	0,30	2,85	0,86	
	P5, P6, P7, P8	m³	4	0,40	0,25	2,85	1,14	
	P10, P11	m³	2	0,50	0,30	2,85	0,86	
								3,53
	Pisos							
	P1, P4, P9, P12	m³	16	0,30	0,20	2,85	2,74	
	P2, P3	m³	8	0,50	0,30	2,85	3,42	
	P5, P6, P7, P8	m³	16	0,40	0,25	2,85	4,56	
	P10, P11	m³	8	0,50	0,30	2,85	3,42	
								14,14
	Total do Art. 3.1	m³						17,67
3.1.1	Fornecimento e aplicação de betão de classe C25/30 em laje conforme projeto							
	Laje 1	m³	5	5,65	3,98	0,06	9,51	
	Laje 2	m³	5	3,40	4,08	0,06	5,88	
	Laje 3	m³	5	5,65	4,08	0,06	9,74	
	Laje 4, Laje 5	m³	10	5,73	3,60	0,06	17,74	
	Laje 6, Laje 8	m³	10	5,73	3,98	0,06	19,61	
	Laje 7	m³	5	3,10	3,98	0,06	5,17	
								67,66
	Total do Art. 3.1.1	m³						67,66
3.2	Elementos metálicos							
3.2.1	Fornecimento e aplicação da chapa perfilada de 1,2 mm de espessura e 60 mm da altura de nervuras							
	Laje 1	kg	5	8,07	3,98	0,0012	1 512,71	
	Laje 2	kg	5	4,90	4,08	0,0012	941,51	
	Laje 3	kg	5	8,07	4,08	0,0012	1 550,72	
	Laje 4, Laje 5	kg	10	8,65	3,60	0,0012	2 932,03	
	Laje 6, Laje 8	kg	10	8,65	3,98	0,0012	3 241,52	
	Laje 7	kg	5	4,32	3,98	0,0012	810,38	
	Total do Art. 3.2.1	kg						10 988,87

Tabela 5.1 – Mapa de medição da estrutura mista aço-betão (continuação)

ARTº	DESIGNAÇÃO DAS OBRAS	Un	PARTES IGUAIS	D I M E N S Õ E S			QUANTIDADES	
				COMP RIM	LARG	ALT	PARCIAIS	TOTAIS
3.2.2	Fornecimento e aplicação de pilares metálicas tubulares de seções retangulares							
	R/C							
	P1, P4, P9, P12	kg	4	0,30	0,20	2,85	894,90	
	P2, P3	kg	2	0,50	0,30	2,85	715,92	
	P5, P6, P7, P8	kg	4	0,40	0,25	2,85	1 163,37	
	P10, P11	kg	2	0,50	0,30	2,85	715,92	
	Pisos							
	P1, P4, P9, P12	kg	16	0,30	0,20	2,85	3 579,60	
	P2, P3	kg	8	0,50	0,30	2,85	2 863,68	
	P5, P6, P7, P8	kg	16	0,40	0,25	2,85	4 653,48	
	P10, P11	kg	8	0,50	0,30	2,85	2 863,68	
	Total do Art. 3.2.2	kg						17 450,55
3.2.3	Fornecimento e aplicação de vigas metálicas perfilado IPE cuja secções são em I							
	V1,V3, V9, V11	kg	20	5,65	0,14	0,25	3 906,57	
	V10	kg	5	3,10	0,14	0,25	534,99	
	V2	kg	5	3,40	0,14	0,25	587,71	
	V4,V6, V7,V8	kg	20	5,73	0,14	0,25	3 961,88	
	V5	kg	5	1,65	0,14	0,25	285,21	
	V15, V18, V23, V26	kg	20	3,98	0,14	0,25	2 748,43	
	V16,V17	kg	10	4,08	0,14	0,25	1 408,78	
	V19,V22	kg	10	3,60	0,14	0,25	1 244,57	
	V20,V21	kg	10	1,10	0,14	0,25	380,29	
	V24, V25	kg	10	3,98	0,14	0,25	1 374,21	
	Total do Art. 3.2.3	kg						16 432,65
3.3	Fornecimento e aplicação de aço A400 NR, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em lajes mistas							
		kg						
	varão Ø 12	kg					2 589,36	2 589,36
	varão Ø 6	kg					763,14	763,14

Tabela 5.2 – Fichas de rendimento para a estrutura mista aço-betão

Quadro Resumo das Fichas de Rendimento		
Art.	Estrutura mista aço-betão	
5	Fornecimento e aplicação de betão da classe C25/30, incluindo transporte, conforme projeto em:	Fichas de rendimento
5.1	Lamina de Laje em cima da chapa	1 e 2
5.2	Pilares tubulares	1 e 4
6	Aplicação ou montagem de estruturas metálicas e transporte, conforme o projeto em:	Fichas de rendimento
6.1	Chapa perfilada	28 e 32
6.2	Vigas metálicas	27 e 32
6.3	Pilares tubulares metálicos	26 e 32
7	Fornecimento e aplicação de armadura A 400 NR e transporte, conforme o projeto mista em:	Fichas de rendimento
7.1	Lajes mistas	
7.1.1	Ø 6	35, 32 e 32
7.1.2	Ø 12	33, 34 e 32

Tabela 5.3 – Custo de fabrico para estruturas mistas aço-betão

2	Estrutura mistas aço - betão									
2.1	Fornecimento, aplicação, enchimento e transporte de betão da classe C25/30, conforme o projeto, em:	Lamina de lajes em cima da chapa	Fabrico do betão para as lajes da classe C25/30 com 300 kg por m³	ton	67,66	57,51 €	3 891,03 €	5 528,86 €	194 331,30 €	
			Aplicação de betão simples co 300 kg para enchimento de lajes	m³	67,66	20,98 €	1 419,48 €			
			Transporte de betão simples com 300 kg para enchimento	m³	67,66	3,23 €	218,34 €			
		Pilares	Fabrico do betão para pilares da classe C25/30 com 300 kg por m³	ton	17,67	57,51 €	1 016,14 €	1 361,90 €		
			Aplicação de betão simples co 300 kg para enchimento de pilares	ton	17,67	16,34 €	288,74 €			
			Transporte de betão simples com 300 kg para enchimento	ton	17,67	3,23 €	57,02 €			
2.2	Perfis metálico (Aço)s incluindo acessórios de montagem e transporte, conforme o projeto, em:	Vigas	Aplicação ou montagem de perfis metálicas	kg	16432,65	4,39 €	72 057,17 €	72 171,78 €		
			Transporte dos perfis metálicos	kg	16432,65	0,01 €	114,61 €			
		Pilares	Aplicação ou montagem de perfis metálicas (perfil tubulares)	kg	17450,55	4,50 €	78 501,30 €	78 623,01 €		
			Transporte dos perfis metálicos	kg	17450,55	0,01 €	121,71 €			
		Lajes mistas	Aplicação ou montagem de perfis metálicas (chapas perfiladas)	kg	10988,87	1,56 €	17 115,17 €	17 191,81 €		
			Transporte perfis metálicos	kg	10988,87	0,01 €	76,64 €			
2.3	Fornecimento e aplicação armadura A 400 NR, incluindo transporte em:	Lajes mistas	Fabrico de armaduras, varão Ø12 mm	kg	2589,36	5,39 €	13 949,97 €	19 453,94 €		
			Fabrico de armaduras, varão Ø6 mm	kg	763,14	6,30 €	4 808,28 €			
			Aplicação de armaduras, varão Ø6 mm	kg	763,14	0,22 €	166,99 €			
			Aplicação de armaduras, varão Ø12 mm	kg	2589,36	0,20 €	505,32 €			
			transporte de armadura	kg	3352,49	0,01 €	23,38 €			

Tabela 5.4 – Mapa de quantidade de trabalho estruturas mistas aço-betão (a continuar)

ESTRUTURAS MISTAS AÇO - BETÃO						
5	Fornecimento e aplicação de betão da classe C25/30, incluindo transporte, conforme projeto em:					Fichas de rendimento
5.1	Lamina de Laje em cima da chapa	m³	67,66	81,71	5528,86	1, 2 e 29
	Mão de obra	m³	67,66	33,73 €	2282,33	
	Equipamento	m³	67,66	5,79 €	391,45	
	Materiais	m³	67,66	42,20 €	2855,08	
5.2	Pilares tubulares	m³	17,67	77,07	1361,90	1,4 e 29
	Mão de obra	m³	17,67	29,09 €	514,08	
	Equipamento	m³	17,67	5,79 €	102,23	
	Materiais	m³	17,67	42,20 €	745,60	
6	Aplicação ou montagem de estruturas metálicas e transporte, conforme o projeto em:					Fichas de rendimento
6.1	Chapa perfilada	kg	10 988,87	1,56	17191,81	28 e 32
	Mão de obra	kg	10 988,87	0,91 €	10002,06	
	Equipamento	kg	10 988,87	0,00 €	33,72	
	Materiais	kg	10 988,87	0,65 €	7156,04	
6.2	Vigas metálicas	kg	16 432,65	4,39	72171,78	27 e 32
	Mão de obra	kg	16 432,65	2,61 €	42917,13	
	Equipamento	kg	16 432,65	0,00 €	50,42	
	Materiais	kg	16 432,65	1,78 €	29204,23	
6.3	Pilares tubulares metálicos	kg	17 450,55	4,51	78623,01	26 e 32
	Mão de obra	kg	17 450,55	2,73 €	47556,21	
	Equipamento	kg	17 450,55	0,00 €	53,54	
	Materiais	kg	17 450,55	1,78 €	31013,25	
					194 331,30 €	

Tabela 5.5 – Mapa de quantidade de trabalho estruturas mistas aço-betão (a continuação)

7	Fornecimento e aplicação de armadura A 400 NR e transporte, conforme o projeto mistas em:					194 331,30 €	Fichas de rendimento
7.1	Lajes mistas						35, 32 e 32
	7.1.1	Ø 6	kg	763,14	6,53		
	Mão de obra	kg	763,14	5,36 €	4093,31		
	Equipamento	kg	763,14	0,04 €	32,71		
	Materiais	kg	763,14	1,12 €	854,57		
7.1.2	Ø 12	kg	2 589,36	5,59	14473,35		33, 34 e 32
	Mão de obra	kg	2 589,36	4,43 €	11462,77		
	Equipamento	kg	2 589,36	0,04 €	111,00		
	Materiais	kg	2 589,36	1,12 €	2899,58		

5.3.2 Cálculo do custo para estrutura de betão armado

A medição da estrutura de betão armado inclui a medição dos elementos estruturais: lajes, vigas e pilares, e é feita de acordo com as regras de medição do LNEC referidas no ponto 5.2.1. O mapa de medições para a estrutura de betão armado é apresentado na Tabela 5.6.

Após a medição de todos os elementos da estrutura de betão armado, são calculadas as fichas de rendimentos para cada elemento com base nas informações sobre custos do LNEC (Manso, 2012). O rendimento de algumas fichas foi alterado, como é o caso das fichas 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 30, 31, e 32 (vd. Anexo 2) pelo facto de que essa informação não constava nas fichas do LNEC, tendo-se recorrido às tabelas do Paz Branco (Branco J. P., 1983). Na Tabela 5.7 são apresentadas as fichas utilizadas para a estrutura mista aço-betão.

Com base nas informações das medições e fichas de rendimentos determinadas são obtidos os custos de fabrico de cada um dos elementos (lajes, vigas e pilares), multiplicando as quantidades de cada atividade medida pelo preço total da ficha referente a cada atividade Tabela 5.8.

Na Tabela 5.10 é apresentado o MQT de todos os trabalhos a ser executados (materiais, equipamentos e mão de obras) com base nas quantidades medidas e com o preço unitário referente a cada ficha. Assim, foi calculado o custo total de fabrico da estrutura de betão armado tendo em conta as medições e as fichas de rendimentos para o ano de 2016. No Anexo 2 são apresentadas as fichas de rendimento de todos os elementos considerados para a estrutura de betão armado.

Tabela 5.6 – Mapa de medição da estrutura de betão (a continuar)

ARTº	DESIGNAÇÃO DAS OBRAS	Un	PARTES IGUAIS	Dimensões			Quantidades	
				COMP	LARG	ALT	PARCIAIS	TOTAIS
1	Estrutura de betão armado							
1.1	Fornecimento e aplicação de betão de classe C25/30 em pilar conforme projeto							
	R/C							
	P1, P4, P9, P12	m³	4	0,30	0,25	2,85	0,86	
	P2, P3	m³	2	0,30	0,40	2,85	0,68	
	P5, P6, P7, P8	m³	4	0,40	0,25	2,85	1,14	
	P10, P11	m³	2	0,30	0,55	2,85	0,94	
								3,62
	Pisos							
	P1, P4, P9, P12	m³	16	0,30	0,25	2,85	3,42	
	P2, P3	m³	8	0,30	0,40	2,85	2,74	
	P5, P6, P7, P8	m³	16	0,40	0,25	2,85	4,56	
	P10, P11	m³	8	0,30	0,55	2,85	3,76	
								14,48
	Total do Art. 1.1	m³						18,10
1.1.1	Fornecimento e aplicação de betão de classe C25/30 em vigas conforme projeto							
	Pisos							
	V1, V3, V9, V11	m³	20	5,65	0,30	0,50	16,95	
	V10	m³	5	3,10	0,30	0,50	2,32	
	V2	m³	5	3,40	0,30	0,50	2,55	
	V4, V6, V7, V8	m³	20	5,73	0,20	0,50	11,46	
	V5	m³	5	1,65	0,20	0,50	0,83	
	V15, V18, V23, V26	m³	20	3,98	0,25	0,50	9,94	
	V16, V17	m³	10	4,08	0,25	0,50	5,09	
	V19, V22	m³	10	3,60	0,25	0,50	4,50	
	V20, V21	m³	10	1,10	0,20	0,50	1,10	
	V24, V25	m³	10	3,98	0,20	0,50	3,98	
								58,71
	Total do Art. 1.1.1	m³						58,71
1.1.2	Fornecimento e aplicação de betão de classe C25/30 em laje conforme projeto							
	Laje 1	m³	5	5,65	3,98	0,18	20,24	
	Laje 2	m³	5	3,40	4,08	0,18	12,48	
	Laje 3	m³	5	5,65	4,08	0,18	20,75	
	Laje 4, Laje 5	m³	10	5,73	3,60	0,18	37,13	
	Laje 6, Laje 8	m³	10	5,73	3,98	0,18	41,05	
	Laje 7	m³	5	3,10	3,98	0,18	11,10	
								142,75
	Total do Art. 1.1.2	m³						142,75

Tabela 5.6 – Mapa de medição da estrutura de betão armado (continuação)

1.2	<u>Cofragem</u> Execução, aplicação e desmontagem de cofragem, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em pilares						
1.2.1	R/C P1, P4, P9, P12	m ²	4	1,10		2,85	12,54
	P2, P3	m ²	2	1,40		2,85	7,98
	P5, P6, P7, P8	m ²	4	1,30		2,85	14,82
	P10, P11	m ²	2	1,70		2,85	9,69
							45,03
1.2.2	Pisos P1, P4, P9, P12	m ²	16	1,10		2,85	50,16
	P2, P3	m ²	8	1,40		2,85	31,92
	P5, P6, P7, P8	m ²	16	1,30		2,85	59,28
	P10, P11	m ²	8	1,70		2,85	38,76
							180,12
	Total do Art. 1.2	m²					225,15
1.3	<u>Cofragem</u> Execução, aplicação e desmontagem de cofragem, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em vigas						
	Pisos V1, V3, V9, V11	m ²	20	5,65		1,30	146,90
	V10	m ²	5	3,10		1,30	20,12
	V2	m ²	5	3,40		1,30	22,10
	V4, V6, V7, V8	m ²	20	5,73		1,20	137,52
	V5	m ²	5	1,65		1,20	9,90
	V15, V18, V23, V26	m ²	20	3,98		1,25	99,38
	V16, V17	m ²	10	4,08		1,25	50,94
	V19, V22	m ²	10	3,60		1,25	45,00
	V20, V21	m ²	10	1,10		1,20	13,20
	V24, V25	m ²	10	3,98		1,20	47,70
							592,75
	Total do Art. 1.3						592,75
1.4	<u>Cofragem</u> Execução, aplicação e desmontagem de cofragem, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto na laje						
	Laje 1	m ²	5	5,65	3,98		112,44
	Laje 2	m ²	5	3,40	4,08		69,36
	Laje 3	m ²	5	5,65	4,08		115,26

Tabela 5.6 – Mapa de medição da estrutura de betão (continuação)

ARTº	DESIGNAÇÃO DAS OBRAS	Un	PARTES IGUAIS	Dimensões			Quantidades	
				COMP	LARG	ALTURA	PARCIAIS	TOTAIS
2	Laje 4, Laje 5	m²	10	5,73	3,60		206,28	
	Laje 6, Laje 8	m²	10	5,73	3,98		228,05	
	Laje 7	m²	5	3,10	3,98		61,69	
	Total do Art. 1.4							793,08
	<u>Armadura</u>							793,08
	2.1 Fornecimento e aplicação de aço A400 NR, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em pilares (ver folhas de medições de armaduras)	kg						
	varão Ø 8	kg						
	varão Ø 16	kg					1 868,51	1 868,51
	varão Ø 20	kg					361,84	361,84
	varão Ø 25	kg					2 811,24	2 811,24
2.2	Fornecimento e aplicação de aço A400 NR, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em Vigas (ver folhas de medições de armaduras)	kg					878,48	878,48
	varão Ø 8	kg					2 851,56	2 851,56
	varão Ø 16	kg					3 177,84	3 177,84
	varão Ø 20	kg					5 313,84	5 313,84
2.3	Fornecimento e aplicação de aço A400 NR, incluindo todos os trabalhos necessários, conforme projeto em lajes (ver folhas de medições de armaduras)	kg						
	varão Ø 8	kg					423,80	423,80
	varão Ø 10	kg					14 409,60	14 409,60

Tabela 5.7 – Fichas de rendimentos para a estrutura de betão armado

Quadro de resumo		
Artigo	Descrição das atividades	Observação
ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO		
1	Fornecimento, aplicação e enchimento de betão da classe C 25/30, incluindo transporte, conforme o projeto em:	Fichas de rendimento
1.1	Lajes	1, 2 e 29
1.2	Vigas	1, 3 e 29
1.3	Pilares	1, 4 e 29
2	Fornecimento e aplicação de cofragem e descofragem, incluindo transporte, conforme o projeto em:	Fichas de rendimento
2.1	Lajes	5
2.2	Vigas	6
2.3	Pilares	7
3	Fornecimento e aplicação de armadura A 400 NR incluindo transporte, conforme o projeto, em:	Fichas de rendimento
3.1	Lajes	
3.1.1	ϕ 8	8, 17 e 32
3.1.2	ϕ 10	9, 18 e 32
3.2	Vigas	
3.2.1	ϕ 8	10, 19 e 32
3.2.2	ϕ 16	11, 20 e 32
3.2.3	ϕ 20	12, 21 e 32
3.3	Pilares	
3.3.1	ϕ 8	13, 22 e 32
3.3.2	ϕ 16	14, 23 e 32
3.3.3	ϕ 20	15, 24 e 32
3.3.4	ϕ 25	16, 25 e 32

Tabela 5.8 – Custo de fabrico para estrutura de betão armado (a continuar)

CUSTO DE FABRICO									
Artigo	Nome	Descrição das Atividades		Un.	Quant.	Custo ficha	Custo	Total (€)	
ESTRUTURA									
1	Estrutura de betão armado								285 059,54 €
1.1	Fornecimento, aplicação, enchimento e transporte de betão da classe C25/30, conforme projeto, em:	Lajes	Fabrico do betão da classe C25/30 com 300 kg por m³	m³	142,754	57,51 €	8 209,27 €	11 664,73 €	
			Aplicação de betão simples co 300 kg para enchimento	m³	142,754	20,98 €	2 994,80 €		
			Transporte de betão simples com 300 kg para enchimento	m³	142,754	3,23 €	460,66 €		
		Vigas	Fabrico do betão da classe C25/30 com 300 kg por m³	m³	58,713	57,51 €	3 376,34 €	5 182,77 €	
			Aplicação de betão simples co 300 kg para enchimento	m³	58,713	27,54 €	1 616,97 €		
			Transporte de betão simples com 300 kg para enchimento	m³	58,713	3,23 €	189,46 €		
		Pilares	Fabrico do betão da classe C25/30 com 300 kg por m³	m³	18,098	57,51 €	1 040,72 €	1 394,85 €	
			Aplicação de betão simples co 300 kg para enchimento	m³	18,098	16,34 €	295,73 €		
			Transporte de betão simples com 300 kg para enchimento	m³	18,098	3,23 €	58,40 €		
1.2	Execução de cofragem e decofragem, conforme projeto em:	Lajes	Execução de cofragem e descofragem	m²	793,079	29,13 €	23 103,87 €	23 103,87 €	
			Transporte de cofragem	ton	793,079	6,56 €	5 205,85 €		
		Vigas	Execução de cofragem e descofragem	m²	592,750	52,83 €	31 313,58 €	31 313,58 €	
			Transporte de cofragem	ton	592,750	6,56 €	3 890,87 €		
		Pilares	Execução de cofragem e descofragem	m²	225,150	26,37 €	5 938,13 €	5 938,13 €	
			Transporte de cofragem	ton	225,150	6,56 €	1 477,91 €		

Tabela 5.9 – Custo de fabrico para estrutura de betão armado (continuação)

1.3	Fornecimento aplicação de armadura A 400NR, incluindo todos os trabalhos conforme o projeto, em:	Pilares	Fabrico de armaduras, varão Ø8 mm	kg	1868,51	7,52 €	14 047,32 €	40 069,58 €	285059,54 €
			Fabrico de armaduras, varão Ø16 mm	kg	361,84	6,58 €	2 380,51 €		
			Fabrico de armaduras, varão Ø20 mm	kg	2811,24	6,14 €	17 260,30 €		
			Fabrico de armaduras para pilares Ø25 mm	kg	878,48	5,71 €	5 018,71 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø8 mm	kg	1868,51	0,26 €	479,46 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø16 mm	kg	361,84	0,22 €	80,09 €		
			Aplicação de armaduras, varões Ø20 mm	kg	2811,24	0,21 €	588,26 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø25 mm	kg	878,48	0,20 €	173,65 €		
			transporte de armadura	kg	5920,07	0,01 €	41,29		
		Vigas	Fabrico de armaduras, varão Ø8 mm	kg	2851,56	7,55 €	21 534,42 €	79 359,86 €	
			Fabrico de armaduras, varão Ø16 mm	kg	3177,84	6,67 €	21 203,01 €		
			Fabrico de armaduras, varão Ø20 mm	kg	5313,84	6,37 €	33 837,60 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø8 mm	kg	2851,56	0,29 €	837,98 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø16 mm	kg	3177,84	0,23 €	721,00 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø20 mm	kg	5313,84	0,22 €	1 146,73 €		
			transporte de armadura	kg	11343,23	0,01 €	79,11 €		
		Lajes	Fabrico de armaduras, varão Ø8 mm	kg	423,80	5,93 €	2 514,44 €	87 032,17 €	
			Fabrico de armaduras, varão Ø10 mm	kg	14409,60	5,65 €	81 396,79 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø8 mm	kg	423,80	0,21 €	89,32 €		
			Aplicação de armaduras, varão Ø10 mm	kg	14409,60	0,20 €	2 928,18 €		
			transporte de armadura	kg	14833,40	0,01 €	103,45 €		

Tabela 5.10 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (a continuar)

Tabela 5.11 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (a continuar)

2.2	Vigas	m²	592,75	52,83	31313,58	285 059,54 €	6	
	Mão de obra	m²	592,75	27,16 €	16097,70			
	Equipamento	m²	592,75	0,00 €	0,00			
	Materiais	m²	592,75	25,67 €	15215,88			
2.3	Pilares	m²	225,15	26,37	5938,13		7	
	Mão de obra	m²	225,15	16,68 €	3754,55			
	Equipamento	m²	225,15	0,00 €	0,00			
	Materiais	m²	225,15	9,70 €	2183,58			
3	Fornecimento e aplicação de armadura A 400 NR incluindo transporte, conforme o projeto, em:						Fichas de rendimento	
3.1	Lajes							8, 17 e 32
3.1.1	Ø 8	kg	423,80	6,15	2606,71			
3.1.1.1	Mão de obra	kg	423,80	4,99 €	2113,98			
3.1.1.2	Equipamento	kg	423,80	0,04 €	18,17			
3.1.1.3	Materiais	kg	423,80	1,12 €	474,57			
3.1.2	Ø 10	kg	14 409,60	5,86	84425,46			
3.1.2.1	Mão de obra	kg	14409,60	4,70 €	67671,76			
3.1.2.2	Equipamento	kg	14409,60	0,04 €	617,71			
3.1.2.3	Materiais	kg	14409,60	1,12 €	16135,98			
3.2	Vigas							10, 19 e 32
3.2.1	Ø 8	kg	2 851,56	7,85	22392,29			
3.2.1.1	Mão de obra	kg	2 851,56	6,69 €	19076,86			
3.2.1.2	Equipamento	kg	2 851,56	0,04 €	122,24			
3.2.1.3	Materiais	kg	2 851,56	1,12 €	3193,19			

Tabela 5.12 – Mapa de quantidade de trabalho para estrutura de betão armado (continuar)

3.2.2	Ø16	kg	3 177,84	6,91	21946,17	285 059,54 €	11, 20 e 32
3.2.2.1	Mão de obra	kg	3 177,84	5,74 €	18251,37		
3.2.2.2	Equipamento	kg	3 177,84	0,04 €	136,23		
3.2.2.3	Materiais	kg	3 177,84	1,12 €	3558,57		12, 21 e 32
3.2.3	Ø 20	kg	5 313,84	6,59	35021,40		
3.2.3.1	Mão de obra	kg	5 313,84	5,43 €	28843,13		
3.2.3.2	Equipamento	kg	5 313,84	0,04 €	227,79		
3.2.3.3	Materiais	kg	5 313,84	1,12 €	5950,47		13, 22 e 32
3.3	Pilares						
3.3.1	Ø 8	kg	1 868,51	7,78	14539,81		
3.3.1.1	Mão de obra	kg	1 868,51	6,62 €	12367,34		
3.3.1.2	Equipamento	kg	1 868,51	0,04 €	80,10		
3.3.1.3	Materiais	kg	1 868,51	1,12 €	2092,37		
3.3.2	Ø16	kg	361,84	6,81	2463,12	14, 23 e 32	
3.3.2.1	Mão de obra	kg	361,84	5,64 €	2042,43		
3.3.2.2	Equipamento	kg	361,84	0,04 €	15,51		
3.3.2.3	Materiais	kg	361,84	1,12 €	405,19	15, 24 e 32	
3.3.3	Ø 20	kg	2 811,24	6,36	17868,17		
3.3.3.1	Mão de obra	kg	2 811,24	5,19 €	14599,61		
3.3.3.2	Equipamento	kg	2 811,24	0,04 €	120,51		
3.3.3.3	Materiais	kg	2 811,24	1,12 €	3148,05	16, 25 e 32	
3.3.4	Ø 25	kg	878,48	5,92	5198,48		
3.3.4.1	Mão de obra	kg	878,48	4,75 €	4177,09		
3.3.4.2	Equipamento	kg	878,48	0,04 €	37,66		
3.3.4.3	Materiais	kg	878,48	1,12 €	983,73		

5.3.3 Análise dos custos obtidos para os dois tipos de estruturas

No presente ponto, é feita uma análise comparativa dos custos e consumos de materiais obtidos para os dois tipos de estruturas.

5.3.3.1 Custo total por estrutura

Para o caso de estudo em análise, obteve-se um custo total para a estrutura do edifício em betão armado de 285 059,54 €, superior ao custo da estrutura, para o mesmo edifício, em aço-betão e igual a 194 331,30 €.

Na Figura 5.2 é apresentado o custo total por tipo de estrutura (betão armado e mista aço-betão) para cada um dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares). Neste gráfico, é possível observar que as vigas e lajes de betão armado apresentam um custo superior às da estrutura mista aço-betão. No entanto, o custo dos pilares para a estrutura de betão armado é menor do que para a estrutura mista.

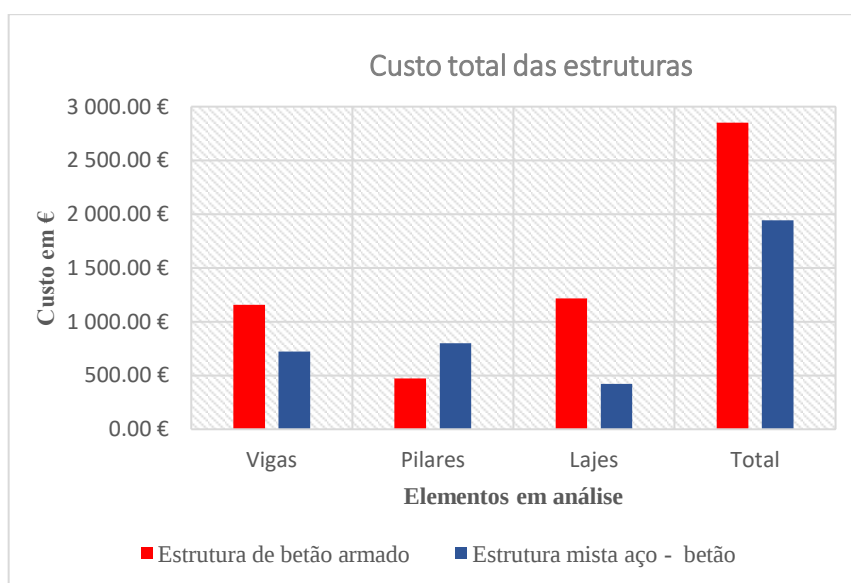


Figura 5.2 – Custo total das duas estruturas

Na Tabela 5.13 e na Figura 5.3, apresenta-se o resumo dos custos dos elementos estruturais para os dois tipos de soluções. É possível observar que o custo de mão de obra e dos materiais da estrutura mista aço-betão no caso dos pilares é superior à de betão de armado, pois inclui, naquele caso, perfis tubulares e o preenchimento em betão armado, encarecendo fortemente o custo do material e da mão de obra. Por outro lado, o custo total dos materiais e da mão de obra necessários para a execução das lajes e das vigas para a estrutura de betão armado é muito superior aos custos obtidos para a estrutura mista. De facto, o peso do custo da

mão de obra das lajes na estrutura mista aço-betão é 60% mais barato do que o obtido para a estrutura de betão armado e, no caso das vigas, corresponde à metade do custo. Por outro lado, a diferença do custo de material para as vigas é quase nula, existindo maiores diferenças no custo total de materiais para as lajes.

Tabela 5.13 – Custo de cada elemento estrutural em relação as duas soluções.

		Custo total em €	
		Estrutura de betão armado	Estrutura mista aço - betão
Laje	MO	87 826,15 €	27 840,46 €
	MT	32 512,85 €	13 765,26 €
	EQ	1 461,77 €	568,89 €
Viga	MO	84 665,65 €	42 917,13 €
	MT	30 384,17 €	29 204,23 €
	EQ	806,39 €	50,42 €
Pilar	MO	37 467,52 €	48 070,29 €
	MT	9 576,56 €	31 758,85 €
	EQ	358,48 €	155,77 €
Total		285 059,54 €	194 331,30 €

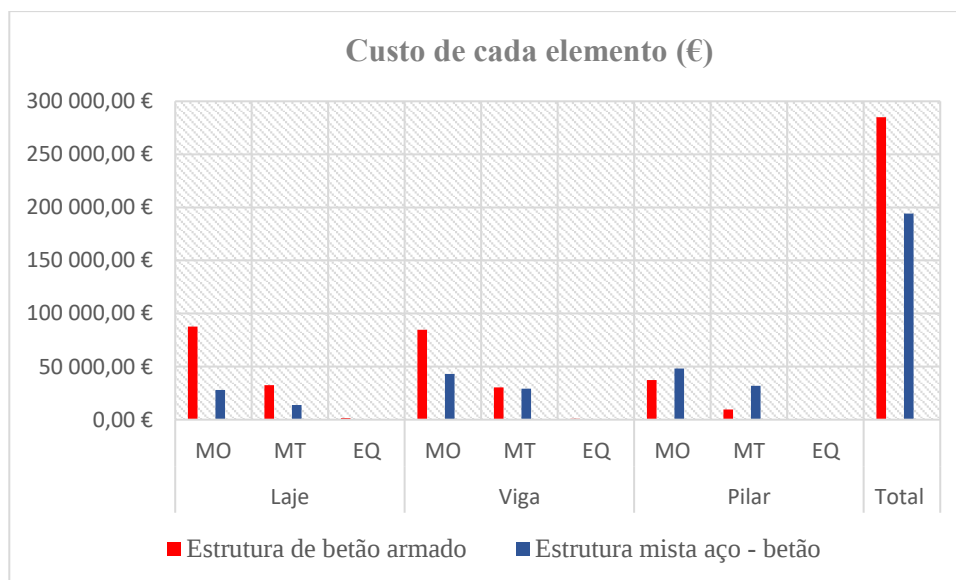


Figura 5.3 – Análise do custo de cada elemento estrutural das duas soluções

Na Figura 5.4, é possível observar que o custo total de mão de obra da estrutura de betão armado é superior ao custo total de mão de obra da estrutura mista aço betão. Em termos do custo dos materiais, a estrutura mista aço-betão é mais cara do que a de betão armado, mas em relação ao equipamento o custo da estrutura de betão armado é mais elevado do que o da estrutura mista aço-betão.

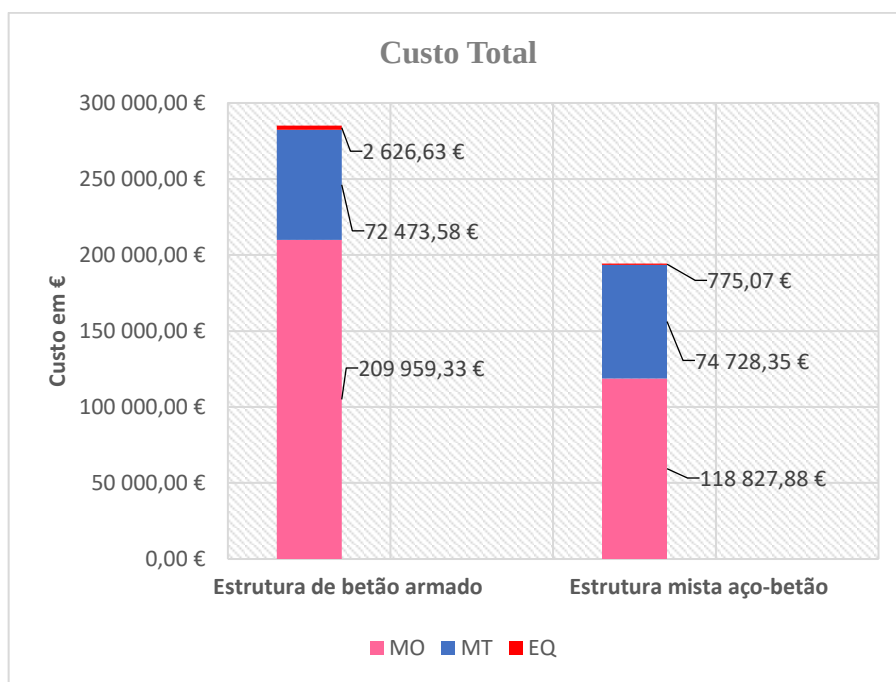


Figura 5.4 – Custo dos materiais, equipamentos e mão de obra por tipo de estrutura

Na Figura 5.5, pode-se verificar que o custo de mão de obra representa 73,65% do custo total da estrutura de betão armado e 61,15% na estrutura mista aço-betão. Comparando os custos dos materiais, na estrutura mista aço-betão corresponde a 38,45% do custo total e na estrutura de betão armado corresponde a 25,42%. No caso dos equipamentos, na estrutura de betão armado este representa 0,92% do custo total e na estrutura mista aço-betão 0,40%.

Após a análise destas figuras é possível concluir que o custo total dos materiais e dos equipamentos são semelhantes para os dois tipos de estruturas, no entanto, o custo de mão de obra na estrutura de betão armado é bastante superior ao custo obtido para a estrutura mista aço-betão.

Na Figura 5.6, apresenta-se o peso do custo de cada um dos elementos estruturais por tipo de estrutura. Nesta figura é possível observar que as vigas e lajes de betão armado e os pilares em estrutura mista aço-betão apresentam maior percentagem sobre o custo total de cada um dos tipos de estrutura. Isto deve-se ao facto de as lajes e vigas de betão armado apresentarem maiores volumes de betão enquanto o pilar em estrutura mista apresenta maior quantidade de aço estrutural. Relativamente ao peso do custo das lajes na estrutura mista aço-betão, este apresenta um menor custo (22%) porque a quantidade de aço utilizado neste elemento estrutural, em chapa perfilada, é muito menor do que a quantidade de aço utilizada nos outros dois elementos estruturais (vigas e pilares) e a lâmina de betão de 60 cm por cima das nervuras também não é suficiente para encarecer este tipo de solução.

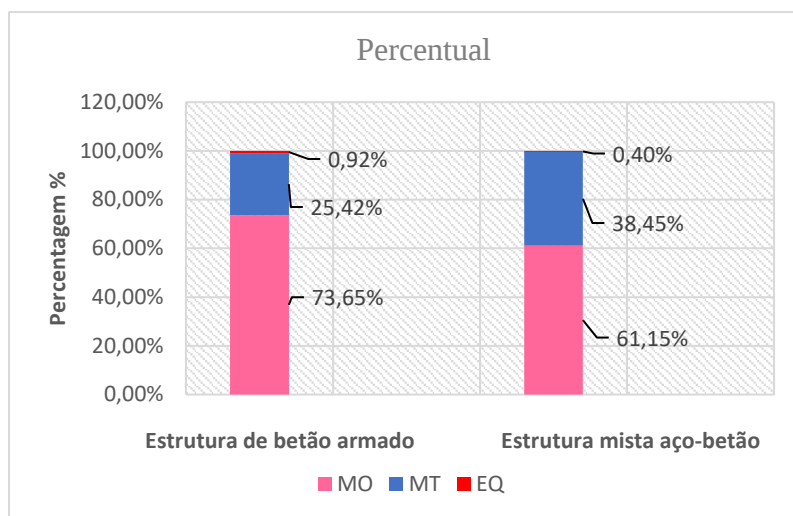


Figura 5.5 – Percentagem de custo de mão de obra, materiais e equipamentos

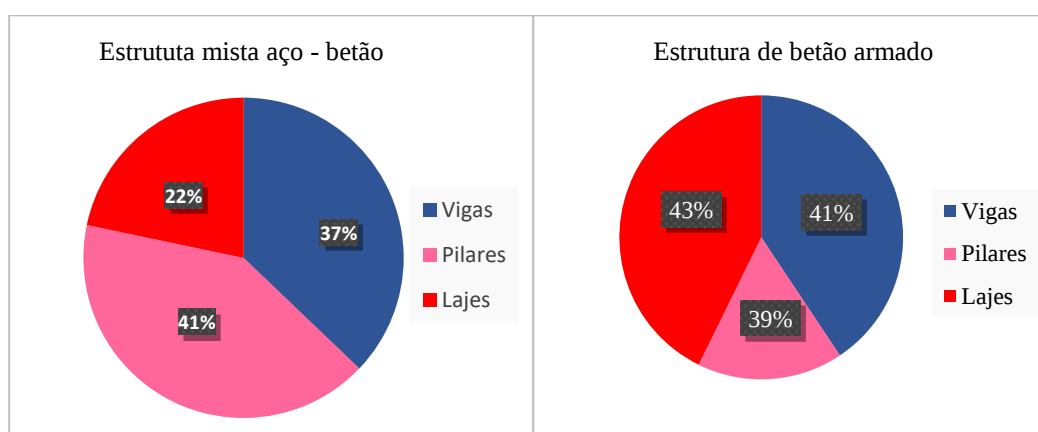
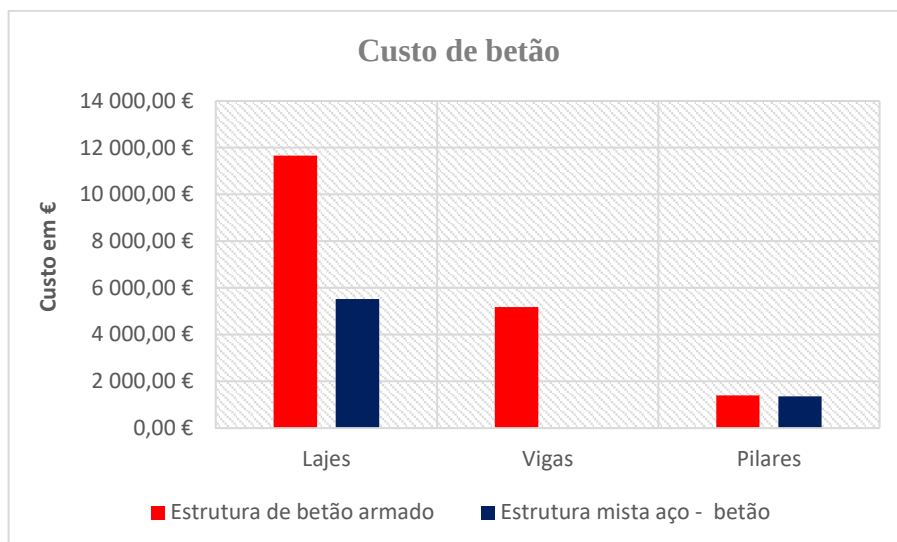


Figura 5.6 – Peso do custo de cada elemento estrutural (laje, viga e pilar) por tipo de estrutura

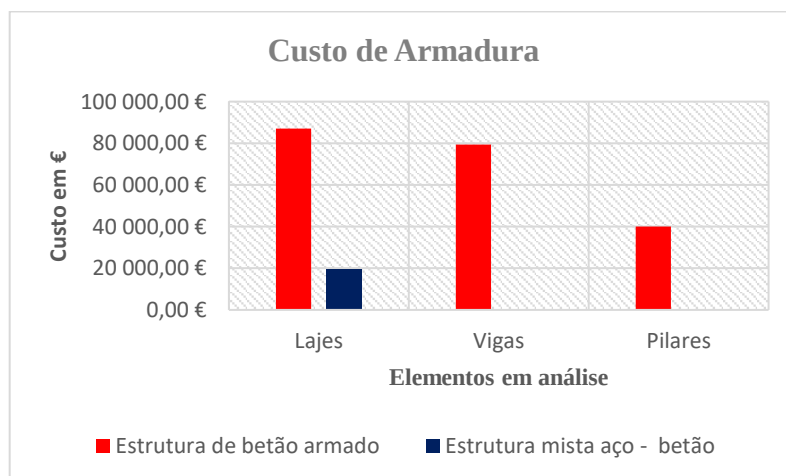
A conclusão apresentada no paragrafo anterior é evidenciada com a Figura 5.7. Nela é possível observar, como era previsível, que o custo total de betão para o edifício em betão armado é superior ao custo de betão para construir o mesmo edifício em aço-betão. Por outro lado, o custo nas lajes é bastante superior na estrutura de betão armado pois esta estrutura tem maior quantidade de betão neste elemento. Para os pilares, não existe diferença de custos uma vez que a quantidade de betão utilizada nas duas estruturas é muito semelhante (a quantidade do betão para estrutura de betão armado é de $18,10 \text{ m}^3$ e da estrutura mista aço-betão é de $17,67 \text{ m}^3$). Relativamente às vigas, a estrutura mista aço-betão não apresenta qualquer custo pois a solução estrutural passa pela colocação de vigas metálicas (IPE 270), sem aplicação de betão.

**Figura 5.7 – Custo de betão**

Relativamente aos consumos de armadura e aço nos diferentes elementos construtivos, apresentam-se as Figura 5.8 e Figura 5.9.

Na Figura 5.8, pode-se observar que em relação à estrutura mista aço-betão o único elemento estrutural a consumir armadura é a laje. No caso dos pilares e das vigas não é necessário o recurso a armaduras pois aqueles elementos são do tipo tubular preenchido com betão e as vigas são de perfis comerciais do tipo IPE, não sendo igualmente necessário a armadura.

A armadura na laje mista tem como função controlar a fissuração do betão acima da nervura da chapa perfilada. No caso da estrutura de betão armado, o elemento que consome maior quantidade de armadura é a laje, seguida a viga com uma diferença de 8304,87€. O pilar é o que menos consome armadura.

**Figura 5.8 – Consumo da armadura**

Na Figura 5.9 é possível observar que o pilar tubular preenchido com betão tem maior consumo de aço estrutural. Por outro lado, o custo de armadura nos pilares de betão armado (Figura 5.8 – 40.069,58 €) é muito menor comparando com o custo dos pilares tubulares preenchidos com betão na solução mista aço-betão (Figura 5.8 – 78.623,01 €). Em relação à laje, viga e pilar pode se dizer que o elemento que gasta menos aço é a laje de chapa perfilada com um custo de 17.191,81 € e a viga de perfil IPE com um custo de 72.171,78 €.

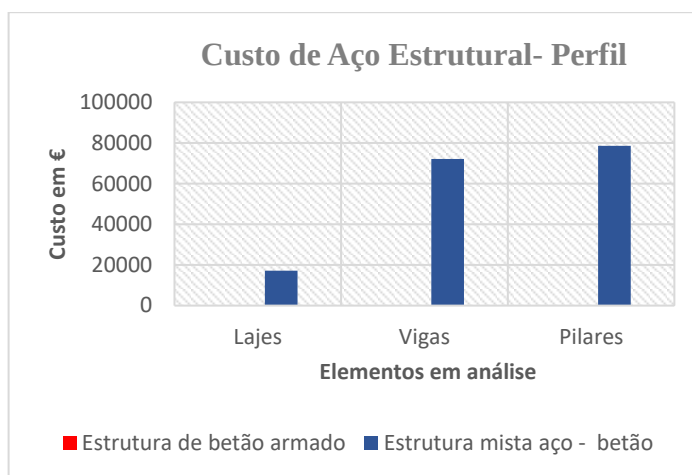


Figura 5.9 – Consumo de aço estrutural

5.4 Considerações Finais

Após uma análise comparativa dos custos pode-se dizer que o custo total da estrutura de betão armado (tradicional) com todas as condições construtivas é a mais cara do que a estrutura mista aço-betão. Também é importante referir que para a estrutura mista não é necessário a realização de escoramentos nem de cofragem.

De forma geral, o custo da estrutura de betão armado é superior ao da estrutura mista aço-betão por aquela estrutura apresentar uma maior parcela de custo de mão de obra, necessitando de mais trabalhadores, apesar do custo dos materiais ser ligeiramente mais elevado na estrutura mista.

Da análise efetuada considera-se ser mais vantajoso a execução de estruturas mistas aço-betão por estas serem de mais rápida execução e apresentarem um custo total mais baixo face à estrutura de betão armado. No entanto, nesta análise não se considerou a durabilidade dos materiais nem os custos de manutenção e de ciclo de vida.

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

A elaboração do presente trabalho teve como objetivo a comparação de duas soluções estruturais diferentes: uma tradicional de betão armado e outra mista aço-betão, de forma a analisar qual das duas soluções é economicamente mais vantajosa.

Depois de um breve resumo bibliográfico das metodologias de dimensionamento estrutural e de custos, bem como na definição do caso de estudo de um edifício tradicional de betão armado, procedeu-se ao dimensionamento dos elementos mistos aço-betão e às medições de ambas as soluções e quantificação dos respetivos custos. Assim, foi possível apurar que a estrutura mista aço-betão apresenta um custo de 194.331,30 € enquanto que, a tradicional de betão armado, apresenta um custo de 285.059,54 €. Desta forma, conclui-se que a solução mista é mais económica, proporcionando uma economia de 90.728,20 €, equivalente a 32% do custo tradicional.

Adicionalmente, relativamente ao processo construtivo, a estrutura mista aço-betão não tem necessidade de utilização de cofragens durante a construção, o que implica maior rapidez de execução e economia de mão de obra em comparação com a solução tradicional de estrutura de betão armado. Além disso, a estrutura mista aço-betão é uma solução que reduz o volume de betão a usar, o que implica uma redução do peso do edifício.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Sempre que possível, a indústria da construção civil procura introduzir novas soluções estruturais de forma a permitir optimização do processo construtivo, de forma a permitir reduzir os prazos e os custos de construção. Assim, é fundamental dar continuidade ao estudo que permita a comparação de várias soluções estruturais e verificar qual delas é mais vantajosa, quer a nível de ecónomia quer a nível de prazos de construção. Menciona-se assim algumas alternativas de desenvolvimentos futuros:

- Estudar pormenorizadamente o mercado de construção em Portugal e analisar quais os métodos a que as empresas recorrem para a execução de estruturas mistas aço-betão e tentar compreender se têm recorrido ao método mais económico;
- Uma pesquisa mais aprofundada, e que não fizeram parte deste trabalho, do dimensionamento e quantificação dos custos nas ligações viga-pilar de elementos mistos e os possíveis sistemas de contraventamento;
- Dimensionar o edifício todo, incluindo as fundações, e verificar se o resultado obtido em termos de custos se mantém;
- Efetuar o mesmo tipo de estudo, comparando com outros tipos de sistemas estruturais, de maneira a identificar o sistema estrutural mais económico.

Referência Bibliográfica

- Alva, G. M. (2000). Projeto de Edifício em Estrutura mista Aço-Concreto. Dissertação apresentada à escola de Engenharia de São Carlos, da universidade de São Paulo, com parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil . São Carlos: Universidade de São Paulo.
- André, R. F. (2013). Reparação de estrutura de betão armado afetado pela carbonatação do betão e corrosão das armaduras. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil . Lisboa: Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias.
- Appleton, J. (2005). Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução. Journal Article, 1-18.
- Branco, J. d. (1983). Rendimentos de mão de obra, materiais e equipamentos de construção civil. Lisboa.
- Branco, J. P. (1983). Rendimento de mão de obra, materiais e equipamentos de construção civil. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Calado, L., & Santos, J. (2013). Estruturas mistas de aço e betão. IST Lisboa: 2ª Edição.
- Davison., B., & Owens, G. W. (2003). Steel Designers Manual. 6th Edition.
- EN 10025-1, N. P. (2014). Produtos de laminados a quente de aços de construção (condições térmicas gerais de fornecimento). Lisboa.
- EN 1992-1-1, N. P. (2010). Projeto de estrutura de betão armado (Regras gerais e Regras para edifícios). Lisboa: CEN.
- EN 1993-1-1, N. P. (2010). Projeto de estruturas metálicas. Lisboa: CEN.
- EN 1994-1-1, N. P. (2011). Projeto de estruturas mistas aço-betão. LNEC, Lisboa: 2ª Edição.
- EN 206-1, N. E. (2000). Specification, Performance, Production and Conformity, CEN - European Committee for Standardization.
- Fabrizzi, M. d. (2007). Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares em elementos estruturais mistos aço-concreto. Dissertação apresentada à Escola

de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre. São Carlos: Universidade de São Paulo.

Figueiredo, A. P. (2014). Verificação de segurança de estruturas mistas aço-betão em situação de incêndio. Dissertação submetida para satisfação dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Fonseca, M. S. (2010). Regras de medição na construção. Lisboa: 20ª Edição.

Fonseca, M. S. (Dezembro de 2013). Economia e Gestão da Construção. Lisboa: Documento de apoio.

Fonseca., Manso., & Espada. (2000). Informação Sobre o Custo - Fichas de Rendimentos. Lisboa: LNEC.

Gonçalves, J. M. (2016). Análise e Dimensionamento de lajes mistas com Chapa de Altura Elevada. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural. Coimbra: Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Coimbra.

Guimarães, J. A. (2009). Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão. Dissertação Submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Malite, M. (1990). Sobre cálculo de vigas mistas aço-concreto : ênfase em edifícios. São Carlos.

Malite, M. (1990). Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em Edifício. São Carlos: Universidade de São Paulo.

Manso, A. C. (2004). Informação sobre Custo. Ficha de Rendimento. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Martins, M. E. (2014). Estudo da cobertura de um auditório a grande altura, comparando uma solução mista aço-betão e uma solução de betão armado pré-esforçado, pré-fabricado. Dissertação de Mestrado Apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto em MIEC. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Moutinho, P. M. (2015). Projeto de estruturas de um edifício em betão armado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS. Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia Civil de Lisboa.

- Oliveira, F. E. (2013). Projecto de Edifícios em Estrutura Metálica, Efeito de Segunda Ordem . Porto: FEUP (Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto).
- Rodrigues, L. F. (2008). Desenvolvimento de um toolkit em excel para o desenvolvimento de pilares mistos segundo eurocódigo 4. Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Saúde., J., Raimundo., D., Prola., L. C., & pierin, I. (2006). Lajes mistas : Aspectos construtivos e respetivas, recomendações do eurocódigo 4. 1-11.
- Vasconcelos, A. B. (2015). Construção Energeticamente Sustentável. "Metodologia de apoio à decisão em intervenções de reabilitação de edifício". Tese elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção de grau Doutor em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

ANEXO 1 – Estrutura mista aço-betão

Quadro 1 - Fabrico de betão simples, ficha IC 90008

Data	Ficha de rendimento 1					IC - 90008	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Fabrico de betão simples com 300 kg de cimento, C25/30 por m³							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	Incidência %
MO	Servente	h	1,200	7,94 €	9,53 €	14,12 €	24,56
	Pedreiro	h	0,050	10,21 €	0,51 €		
	Condutor manobrador equip. industriais nível II	h	0,400	10,21 €	4,08 €		
MT	Areia	m³	0,391	11,53 €	4,51 €	4,51 €	7,84
	Meio cascalho	m³	0,676	7,79 €	5,27 €	5,27 €	9,16
	Granito n.º 2	m³	0,391	7,40 €	2,89 €	2,89 €	5,03
	Cimento portland normal classe 30 em saco	kg	300	0,09 €	27,00 €	27,00 €	46,95
	Água	l	0,151	1,63 €	0,25 €	0,25 €	0,43
	Gasóleo	l	0,600	1,29 €	0,77 €	0,77 €	1,35
EQ	Betoneira 250 litros a gasóleo	h	0,400	6,74 €	2,70 €	2,70 €	4,69
					Total (€)	57,51 €	100,00
coef.de eficiência	1,11						

Quadro 2 - Aplicação de betão simples para laje, ficha IC 3031

Data	Ficha de rendimento 2					IC 3031	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Aplicação de betão simples com 300 kg por m³ em enchimento de Lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	%
MO	Servente	h	1,900	7,94 €	15,09 €	18,24 €	86,95
	pedreiro	h	0,309	10,21 €	3,15 €		
EQ	Vibrador	h	0,520	3,33 €	1,73 €	1,73 €	8,25
MT	Gasóleo	l	0,780	1,29 €	1,01 €	1,01 €	4,80
Total (€)					20,98 €	100,00	
coef.de eficiência	1,11						

Quadro 3 - Aplicação de betão simples para pilares, ficha IC 3013

Data	Ficha de rendimento 4					IC 3013	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Aplicação de betão simples com 300 kg por m³ em enchimento de Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	%
MO	Servente	h	1,060	7,94 €	8,42 €	13,60 €	83,25
	pedreiro	h	0,508	10,21 €	5,19 €		
EQ	Vibrador	h	0,520	3,33 €	1,73 €	1,73 €	10,60
MT	Gasóleo	l	0,780	1,29 €	1,01 €	1,01 €	6,16
Total (€)						16,34 €	100,00
coef.de eficiência	1,11						

Quadro 4 - Aplicação de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5

Data	Ficha de rendimento 34						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø12em aço A400 NR para lamina de betão em cima da nervura							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	%
MO	Servente	h	0,010	7,94 €	0,08 €	0,08 €	41,66%
	Armador de ferro	h	0,010	10,21 €	0,10 €	0,10 €	53,57%
MT	Arame	m	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,77%
Total (€/kg)						0,20 €	100,00%
coef.de eficiência	1,11	Hxh/kg					
Lajes	Armação e aplicação						
Ø12	0,018						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,010	Hxh/kg					
servente	0,010	Hxh/kg					

Quadro 5 – Corte, dobragem e amarração armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela II.5

Data	Ficha de rendimento 33					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e amarração do Aço A400NR Ø12 em para laje mista na face superior							
Recursos		Unida de	Quantidade	Preço unitário €	Sub-total €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,37%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,37%
MO	Servente	h	0,234	7,94 €	1,854 €	1,854 €	34,42%
	Armador de ferro	h	0,234	10,21 €	2,384 €	2,384 €	44,25%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,17%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	20,42%
Total (€)						5,39 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg H x h/ kg				
Corte e dobragem	0,283						
Amarração e aplicação	0,369						
Corte +Armação	0,652						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,234						
*[((corte/dobragem+armração/aplic.) *1,3*1/3+armração/aplic*1/2)] x coef eficiência							

Quadro 6 - Corte, dobragem e amarração de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5

Data	Ficha de rendimento 36					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e armação do Aço A400NR Ø6 em lajes mistas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Sub-total €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,32%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,32%
MO	Servente	h	0,284	7,94 €	2,254 €	2,254 €	35,77%
	Armador de ferro	h	0,284	10,21 €	2,898 €	2,898 €	45,99%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,15%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	17,46%
					Total (€)	6,30 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11	H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg H x h/ kg					
Corte e dobragem	0,414						
Armação e aplicação	0,42						
Corte +Armação	0,83						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,284						
*[((corte/dobragem+armação/aplic.)*1,3*1/3+armação/aplic,*1/2)]xcoef eficiência							

Quadro 7 - Aplicação de armadura na lamina de betão em cima da nervura, Paz branco tabela III.5

Data	Ficha de rendimento 35						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø6 em aço A400 NR para lajes mistas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	%
MO	Servente	h	0,012	7,94 €	0,09 €	0,09 €	41,89%
	Armador de ferro	h	0,012	10,21 €	0,12 €	0,12 €	53,86%
MT	Arame	m	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,25%
Total (€/kg)						0,22 €	100,00%
coef.de eficiência	1,11	Hxh/kg					
Lajes	Armação e aplicação						
Ø6	0,021						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,012						
servente	0,012						
		Hxh/kg					

Quadro 8 – Montagem da chapa perfilada, ficha IC 1071

Data	Ficha de rendimento 28					IC 10071	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)						
Chapa perfilada metálica, incluindo acessórios de montagem							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Sub-total €	Total €	%
MO	Servente	h	0,050	7,94 €	0,40 €	0,40 €	25,49
	Serralheiro	h	0,050	10,21 €	0,51 €	0,51 €	32,78
MT	Chapa perfilada de aço com 1,2 mm de espessura	kg	1,000	0,65 €	0,65 €	0,65 €	41,73
Total (€)						1,56 €	100,00

Quadro 11 – Transporte de armaduras e perfis metálicos com grua de torre, Paz branco tabela I.5

DATA		Ficha de rendimento 32						
23/02/2018		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= ton)					Paz Branco - Tabela I.5	
Transporte de armaduras com grua torre								
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%	
EQ	Grua torre	h	0,377	8,13 €	3,068 €	3,068 €	43,99%	
MO	Gruíste	h	0,377	7,15 €	2,698 €	2,698 €	38,69%	
MT	Energia elétrica	kW	7,548	0,16 €	1,208 €	1,208 €	17,32%	
Total (€)						6,97 €	100,00%	
Coef.de eficiência		1,11				0,01 €		€/kg
Movimento da grua torre sobre carris (Guincho+charriot)								
Movimento		Distância (m)						
Elevação		10						
Translação sequente		15						
Descida		5						
Rendimento total*		0,340						
*[(elev. x elev. (a)) + (transl.seq. x transl. /descida) + (descida x transl. /descida)]								
Potência da grua torre		20		kw		20		1h
Produto pelo rendimento da grua		7,548		kw		x		0,377
						7,548		

ANEXO 2 – Estrutura de betão armado

Quadro 12 – Fabrico de betão simples, ficha IC 90008

Data	Ficha de rendimento 1					IC - 90008	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Fabrico de betão simples com 300 kg de cimento, C25/30					Unidade m³		
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	Incidência %
MO	Servente	h	1,200	7,94 €	9,53 €	14,12 €	24,56
	Pedreiro	h	0,050	10,21 €	0,51 €		
	Condutor manobrador equip. industriais nível II	h	0,400	10,21 €	4,08 €		
MT	Areia	m³	0,391	11,53 €	4,51 €	4,51 €	7,84
	Meio cascalho	m³	0,676	7,79 €	5,27 €	5,27 €	9,16
	Granito n.º 2	m³	0,391	7,40 €	2,89 €	2,89 €	5,03
	Cimento Portland normal classe 30 em saco	kg	300	0,09 €	27,00 €	27,00 €	46,95
	Água	l	0,151	1,63 €	0,25 €	0,25 €	0,43
	Gasóleo	l	0,600	1,29 €	0,77 €	0,77 €	1,35
EQ	Betoneira 250 litros a gasóleo	h	0,400	6,74 €	2,70 €	2,70 €	4,69
Total (€)					57,51 €	100,00	

Quadro 13 – Aplicação de betão simples para as lajes, ficha IC 3031

Data	Ficha de rendimento 2					IC 3031	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Aplicação de betão simples com 300 kg por m³ em enchimento de Lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	1,900	7,94 €	15,09 €	18,24 €	86,95
	pedreiro	h	0,309	10,21 €	3,15 €		
EQ	Vibrador	h	0,520	3,33 €	1,73 €	1,73 €	8,25
MT	Gasóleo	l	0,780	1,29 €	1,01 €	1,01 €	4,80
Total (€)						20,98 €	100,00

Quadro 14 – Aplicação de betão simples para as vigas, ficha IC 3032

Data	Ficha de rendimento 3					IC 3032	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Aplicação de betão simples com 300 kg por m³ em enchimento de Vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	2,650	7,94 €	21,04 €	25,33 €	92,0
	pedreiro	h	0,420	10,21 €	4,29 €		
EQ	Vibrador	h	0,420	3,33 €	1,40 €	1,40 €	5,08
MT	Gasóleo	l	0,630	1,29 €	0,81 €	0,81 €	2,951
					Total (€)	27,54 €	100,0
coef.de eficiência	1,11						

Quadro 15 – Aplicação de betão simples para os pilares, ficha IC 3013

Data	Ficha de rendimento 4					IC 3013	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)						
Aplicação de betão simples com 300 kg por m³ em enchimento de Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	1,060	7,94 €	8,42 €	13,60 €	83,25
	pedreiro	h	0,508	10,21 €	5,19 €		
EQ	Vibrador	h	0,520	3,33 €	1,73 €	1,73 €	10,60
MT	Gasóleo	l	0,780	1,29 €	1,01 €	1,01 €	6,16
Total (€)					16,34 €	100,00	

Quadro 16 – Execução de cofragem para as lajes, ficha IC 3103

Data	Ficha de rendimento 5					IC - 3103	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m²)						
Execução de cofragem melhorada, com solho escolhido em tosco em lajes incluindo descofragem, limpeza e arrumação com 5 utilizações							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,525	7,94 €	4,17 €	4,17 €	14,31%
	Carpinteiro de toscos	h	1,225	10,21 €	12,51 €	12,51 €	42,93%
MT	Solho de tosco de pinho com 2,5 cm de espessura	m²	1,100	4,74 €	5,21 €	5,21 €	17,90%
	Barrote de pinho meia-quadra com 10 x 10 cm	m³	0,014	247,62 €	3,47 €	3,47 €	11,90%
	Sarrafo de pinho em tosco c/ 5,5cm x 5,5cm	m	0,008	390,33 €	3,12 €	3,12 €	10,72%
	Prego meia galeota	kg	0,250	1,87 €	0,47 €	0,47 €	1,60%
	Prego galeota	kg	0,050	1,87 €	0,09 €	0,09 €	0,32%
	Óleo de descofragem	l	0,060	1,53 €	0,09 €	0,09 €	0,32%
Total (€)					29,13 €	100,00%	

Quadro 17 – Execução de cofragem para as vigas, ficha IC 3103

Data	Ficha de rendimento 6					IC - 3095	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m²)						
Execução de cofragem melhorada, com solho escolhido em tosko em vigas de médias dimensões incluindo descofragem, limpeza e arrumação, com 5 utilizações							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,86	7,94 €	6,79 €	6,79 €	12,85%
	Carpinteiro de toscos	h	2,00	10,21 €	20,37 €	20,37 €	38,56%
MT	Solho de tosko de pinho com 2,5 cm de espessura	m²	1,21	4,74 €	5,74 €	5,74 €	10,86%
	Barrote de pinho meia-quadra com 10 x 10 cm	m³	0,01	247,62 €	2,48 €	2,48 €	4,69%
	Sarrafo de pinho em tosko c/ 5,5cm x 5,5cm	m	0,03	390,33 €	10,15 €	10,15 €	19,21%
	Prego meia galeota	kg	0,26	1,87 €	0,49 €	0,49 €	0,92%
	Ripa de telhado com 9,0cm x 2,5cm	m	12,00	0,42 €	5,04 €	5,04 €	9,54%
	Prego galeota	kg	0,14	1,87 €	0,26 €	0,26 €	0,50%
	Prumo de pinho (diâmetro 8-12 cm)	m	1,00	1,43 €	1,43 €	1,43 €	2,71%
	Óleo de descofragem	l	0,06	1,53 €	0,09 €	0,09 €	0,17%
Total (€)					52,83 €	100,00%	

Quadro 18 – Execução de cofragem para os pilares, ficha IC 3099

Data	Ficha de rendimento 7					IC - 3099	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m²)						
Execução de cofragem melhorada, com solho escolhido em tosko em pilares de médias dimensões, incluindo descofragem, limpeza e arrumação, com 5 utilizações							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,525	7,94 €	4,17 €	4,17 €	15,81%
	Carpinteiro de toscos	h	1,225	10,21 €	12,51 €	12,51 €	47,42%
MT	Solho de tosko de pinho com 2,5 cm de espessura	m²	1,200	4,74 €	5,69 €	5,69 €	21,57%
	Barrote de pinho meia-quadra com 10 x 10 cm	m³	0,006	247,62 €	1,49 €	1,49 €	5,63%
	Sarrafo de pinho em tosko c/ 5,5cm x 5,5cm	m	0,004	390,33 €	1,56 €	1,56 €	5,92%
	Prego meia galeota	kg	0,300	1,87 €	0,56 €	0,56 €	2,13%
	Arame recozido n.8	kg	0,130	0,95 €	0,12 €	0,12 €	0,47%
	Prego galeota	kg	0,100	1,87 €	0,19 €	0,19 €	0,71%
	Óleo de descofragem	l	0,060	1,53 €	0,09 €	0,09 €	0,35%
Total (€)					26,37 €	100,00%	

Quadro 19 – Corte, dobraagem e amarração do aço para lajes, ficha IC 3033 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 8					IC - 3033	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobraagem e armação do Aço A400NR Ø8 em Lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,34%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,34%
MO	Servente	h	0,264	7,94 €	2,093 €	2,093 €	35,27%
	Armador de ferro	h	0,264	10,21 €	2,691 €	2,691 €	45,36%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,16%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	18,54%
					Total (€)	5,93 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg H x h/ 10 kg				
Corte e dobraagem	0,355						
Armação e aplicação	0,40						
Corte +Armação	0,755						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,264						

*[((corte/dobraagem+armação/aplic.)*1,3*1/3+armação/aplic,*1/2)]x coef eficiência

Quadro 20 – Corte, dobraagem e amarração do aço para lajes, ficha IC 3033 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 9					IC - 3033	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz branco- Tabela II.5	
Corte, dobraagem e armação do Aço A400NR Ø10 em Lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,35%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,35%
MO	Servente	h	0,248	7,94 €	1,968 €	1,968 €	34,85%
	Armador de ferro	h	0,248	10,21 €	2,531 €	2,531 €	44,81%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,16%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	19,47%
					Total (€)	5,65 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10 kg				
Corte e dobraagem	0,315						
Armação e aplicação	0,39						
Corte +Armação	0,7						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,248		H x h/ kg				

*[(((corte/dobraagem+armação/aplic.) *1,3*1/3+armação/aplic, *1/2)]x Coef eficiência

Quadro 21 – Corte, dobragem e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 10					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e armação do Aço A400NR Ø8 em vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,26%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,26%
MO	Servente	h	0,353	7,94 €	2,801 €	2,801 €	37,09%
	Armador de ferro	h	0,353	10,21 €	3,602 €	3,602 €	47,69%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,12%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	14,57%
					Total (€)	7,55 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11	H x h/ 10 kg					
Corte e dobragem	0,562						
Armação e aplicação	0,50						
Corte +Amarração	1,057						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,353	H x h/ kg					

*[(((corte/dobragem+armação/aplic.)*1,3*1/3+armação/aplic, *1/2)] x coef eficiência

Quadro 22 - Corte, dobração e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 11					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobração e armação do Aço A400NR Ø16 em vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,30%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,30%
MO	Servente	h	0,304	7,94 €	2,416 €	2,416 €	36,21%
	Armador de ferro	h	0,304	10,21 €	3,107 €	3,107 €	46,57%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,14%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	16,49%
					Total (€)	6,67 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11	H x h/ 10kg H x h/ 10kg H x h/ kg					
Corte e dobração	0,474						
Armação e aplicação	0,43						
Corte +Armação	0,906						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,304						

H x h/ 10kg

H x h/ 10kg

H x h/ kg

Quadro 23 – Corte, dobração e amarração do aço para vigas, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 12					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobração e armação do Aço A400NR Ø20 em vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,31%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,31%
MO	Servente	h	0,288	7,94 €	2,283 €	2,283 €	35,85%
	Armador de ferro	h	0,288	10,21 €	2,936 €	2,936 €	46,10%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,15%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	17,27%
					Total (€)	6,37 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10 kg				
Corte e dobração	0,444						
Armação e aplicação	0,41		H x h/ 10 kg				
Corte +Amarração	0,854						
Servente e Armador 50 %	0,50		H x h/ kg				
Rendimento da mão-de-obra*	0,288						

*[(((corte/dobração+armação/aplic.)*1,3*1/3+armação/aplic,*1/2)]x coef eficiência

Quadro 24 – Corte, dobraagem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 13					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobraagem e armação do Aço A400NR Ø8 em Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,26%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,26%
MO	Servente	h	0,351	7,94 €	2,786 €	2,786 €	37,06%
	Armador de ferro	h	0,351	10,21 €	3,583 €	3,583 €	47,66%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,12%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	14,63%
Total (€)					7,52 €	100,00%	
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10 kg				
Corte e dobraagem	0,562						
Armação e aplicação	0,49						
Corte +Armação	1,053						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,351		H x h/ kg				

*[(((corte/dobraagem+armação/aplic.) *1,3*1/3+armação/aplic, *1/2)]x coef eficiência

Quadro 25 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 14					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e armação do Aço A400NR Ø16 em Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,30%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,30%
MO	Servente	h	0,299	7,94 €	2,375 €	2,375 €	36,11%
	Armador de ferro	h	0,299	10,21 €	3,054 €	3,054 €	46,43%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,14%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	16,72%
Total (€)						6,58 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11		H x h/ 10kg H x h/ 10kg H x h/ kg				
Corte e dobragem	0,474						
Armação e aplicação	0,42						
Corte +Armação	0,895						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,299						

*[((corte/dobragem+armação/aplic.)*1,3*1/3+armação/aplic,*1/2)]xcoef eficiência

Quadro 26 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 15					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e armação do Aço A400NR Ø20 em Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,32%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,32%
MO	Servente	h	0,275	7,94 €	2,183 €	2,183 €	35,56%
	Armador de ferro	h	0,275	10,21 €	2,807 €	2,807 €	45,73%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,15%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	17,92%
Total (€)					6,14 €	100,00%	
Coef. de eficiência	1,11	H x h/ 10 kg					
Corte e dobragem	0,414						
Armação e aplicação	0,40	H x h/ 10 kg					
Corte +Armação	0,811						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,275	H x h/ kg					

*[(((corte/dobragem+armação/aplic.) *1,3*1/3+armação/aplic, *1/2)]x coef eficiência

Quadro 27 – Corte, dobragem e amarração do aço para pilares, ficha IC 3017 e tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 16					IC - 3017	
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Corte, dobragem e armação do Aço A400NR Ø25 em Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário €	Subtotal €	Total €	%
EQ	Máquina elétrica de cortar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,35%
	Máquina elétrica de dobrar ferro	h	0,010	1,99 €	0,020 €	0,020 €	0,35%
MO	Servente	h	0,251	7,94 €	1,997 €	1,997 €	34,95%
	Armador de ferro	h	0,251	10,21 €	2,567 €	2,567 €	44,94%
MT	Arame recozido (queimado) n.19	kg	0,010	0,93 €	0,009 €	0,009 €	0,16%
	Varão de aço A400NR	kg	1,000	1,10 €	1,100 €	1,100 €	19,25%
Total (€)						5,71 €	100,00%
Coef. de eficiência	1,11	H x h/ 10 kg					
Corte e dobragem	0,355						
Armação e aplicação	0,37						
Corte +Amarração	0,729						
Servente e Armador 50 %	0,50						
Rendimento da mão-de-obra*	0,251						

*[(((corte/dobragem+armação/aplic.) *1,3*1/3+armação/aplic, *1/2)] x coef eficiência

Quadro 28 – Aplicação de armadura nas lajes, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 17						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø8 em aço A400 NR para lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,011	7,94 €	0,09 €	0,09 €	41,82%
	Armador de ferro	h	0,011	10,21 €	0,11 €	0,11 €	53,77%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,41%
Total (€/kg)						0,21 €	100,00%
coef.de eficiência	1,11	Hxh/kg (Amar. e Aplic. *50%)/10 kg de varão					
Lajes	Armação e aplicação						
Ø8	0,020						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,011						
servente	0,011						

Quadro 29 – Aplicação de armadura nas lajes, tabela do Paz branco II.5.

Data	Ficha de rendimento 18						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø10 em aço A400 NR para lajes							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,011	7,94 €	0,08 €	0,08 €	41,74%
	Armador de ferro	h	0,011	10,21 €	0,11 €	0,11 €	53,68%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,58%
					Total (€/kg)	0,20 €	100,00%
Lajes	Armação e aplicação		Hxh/kg				
Ø10	0,019						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,011		Hxh/kg				
servente	0,011		Hxh/kg				

Quadro 30 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 19						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø8 em aço A400 NR para Vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,016	7,94 €	0,12 €	0,12 €	42,36%
	Armador de ferro	h	0,016	10,21 €	0,16 €	0,16 €	54,47%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	3,16%
Total (€/kg)						0,29 €	100,00%
coef.de eficiência	1,11	Hxh/kg					
Vigas	Armação e aplicação						
Ø8	0,028						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
Armador	0,016						
servente	0,016						
		Hxh/kg					

Quadro 31 - Aplicação armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 20						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø16 em aço A400 NR para Vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,012	7,94 €	0,10 €	0,10 €	41,95%
	Armador de ferro	h	0,012	10,21 €	0,12 €	0,12 €	53,95%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,10%
Total (€/kg)						0,23 €	100,00%
Vigas	Armação e aplicação	Hxh/kg					
Ø16	0,022						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%	Hxh/kg					
armador	0,012						
servente	0,012						
		Hxh/kg					

Quadro 32 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 21						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø20 em aço A400 NR para Vigas							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,011	7,94 €	0,09 €	0,09 €	42,86%
	Armador de ferro	h	0,011	10,21 €	0,12 €	0,12 €	55,12%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,41%
Total (€/kg)						0,22 €	100,00%
Vigas	Armação e aplicação	Hxh/kg					
Ø20	0,021						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,011						
servente	0,011						

Quadro 33 – Aplicação de armadura nas vigas, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 22						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø8 em aço A400 NR para Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,014	7,94 €	0,11 €	0,11 €	42,16%
	Armador de ferro	h	0,014	10,21 €	0,14 €	0,14 €	54,21%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	3,62%
					Total (€/kg)	0,26 €	100,00%
Pilares	Armação e aplicação	Hxh/kg					
Ø8	0,025						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,014	Hxh/kg					
servente	0,014	Hxh/kg					

Quadro 34 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 23						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø16 em aço A400 NR para Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,012	7,94 €	0,09 €	0,09 €	41,91%
	Armador de ferro	h	0,012	10,21 €	0,12 €	0,12 €	53,89%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,20%
					Total (€/kg)	0,22 €	100,00%
coef.de eficiência	1,11	Hxh/kg					
Pilares	Armação e aplicação						
Ø16	0,021						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,012	Hxh/kg					
servente	0,012	Hxh/kg					

Quadro 35 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 24						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø20 em aço A400 NR para Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,011	7,94 €	0,09 €	0,09 €	41,80%
	Armador de ferro	h	0,011	10,21 €	0,11 €	0,11 €	53,75%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,44%
Total (€/kg)						0,21 €	100,00%
Pilares	Armação e aplicação						
Ø20	0,020						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,011						
servente	0,011						

Quadro 36 – Aplicação de armadura em pilares, tabela do Paz branco II.5

Data	Ficha de rendimento 25						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= kg)					Paz Branco - Tabela II.5	
Aplicação de armaduras em varão Ø25 em aço A400 NR para Pilares							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Servente	h	0,010	7,94 €	0,08 €	0,08 €	41,69%
	Armador de ferro	h	0,010	10,21 €	0,11 €	0,11 €	53,61%
MT	Arame	kg	0,010	0,93 €	0,01 €	0,01 €	4,70%
					Total (€/kg)	0,20 €	100,00%
Pilares	Armação e aplicação						
Ø25	0,019						
Armador de ferro	50%						
Servente	50%						
armador	0,010						
servente	0,010						

Quadro 37 – Transporte de betão com grua, tabela do Paz branco II.1

Data	Ficha de rendimento 30						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= m³)					Paz Branco - Tabela II.1	
Transporte de betão com grua torre para deslocamento vertical 12,0 m e 20,0 em horizontal							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
MO	Gruísta	h	0,244	5,60 €	1,37 €	1,37 €	42,38%
EQ	Grua torre	h	0,244	5,56 €	1,36 €	1,36 €	42,08%
MT	Energia elétrica	kw	3,126	0,16 €	0,50 €	0,50 €	15,55%
Total (€) / m³						3,23 €	100,00%
Coef.de eficiência	1,11	Hxh/m³ kW Coef. × Rend. × 80% (tirar os 20 % da potência)					
Grua torre com lança de 30m							
transporte vertical	0,1						
transporte horizontal	0,12						
Rendimento	0,22						
consumo/ potência da grua	16						

Quadro 38 – Transporte de cofragem com grua, tabela do Paz branco I.5

DATA	Ficha de rendimento 31						
23/02/2018	DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade= ton)						Paz Branco - Tabela I.5
Transporte de cofragens com grua torre							
Recursos		Unidade	Quantidade	Preço unitário (€)	Subtotal €	Total €	%
EQ	Grua torre	h	0,355	8,13 €	2,888 €	2,888 €	43,99%
MO	Gruísta	h	0,355	7,15 €	2,540 €	2,540 €	38,69%
MT	Energia elétrica	kW	7,104	0,16 €	1,137 €	1,137 €	17,32%
					Total (€)	6,56 €	100,00%
Coef.de eficiência	1,11						
Movimento da grua torre sobre carris (Guincho+charriot)							
Movimento	Distância (m)						
Elevação	8						
Translação sequente	15						
Descida	5						
Rendimento total*	0,320						
*[(elev. x elev. (a)) +(transl.seq. x transl. /descida) + (descida x transl./descida)]							
Potência da grua torre	20						
Produto pelo rendimento da grua	7,104						

Tabela I.5 Paz Branco	
Movimento	Rendimento
Elevação (a)	0,010
Translação/descida	0,012

H x h/ton

H x h/m²

20	1h
x	0,355
7,104	

ANEXO 3 – Projeto do caso de estudo (Estrutura de betão armado)

**ANEXO 4 – Tabelas dos perfis metálicos
(chapas perfiladas, vigas, pilares e
coberturas)**

Reações de apoio nas lajes

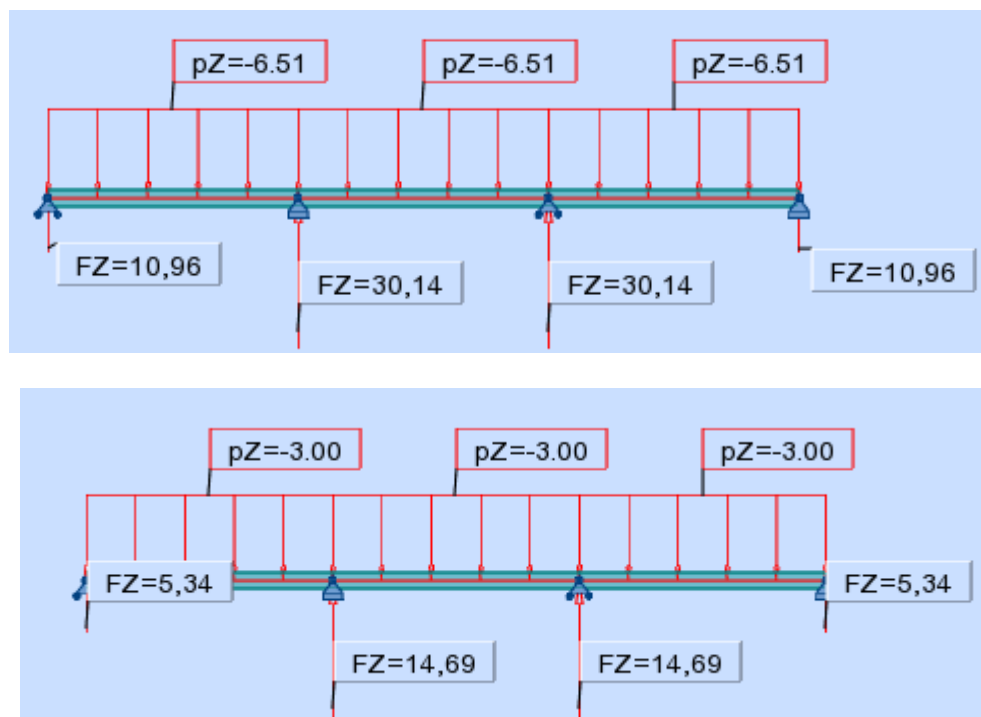


Figura 1 – Reações de apoio nas lajes

Reações de apoio nas vigas

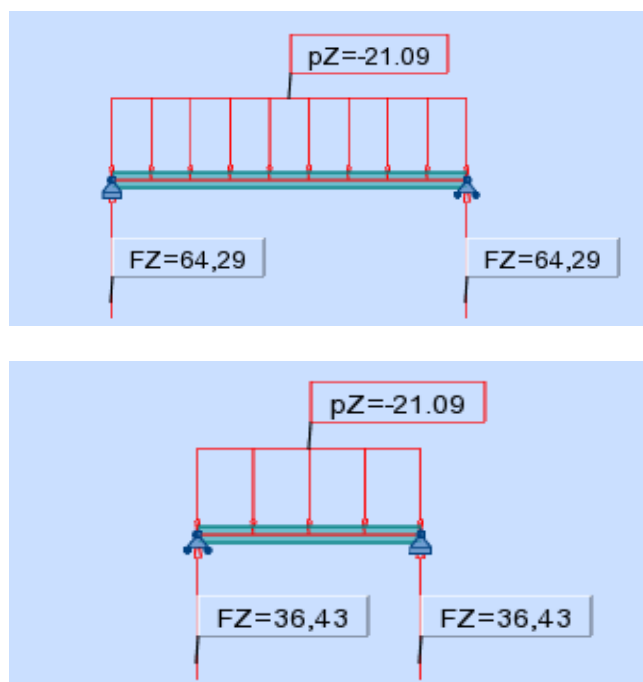
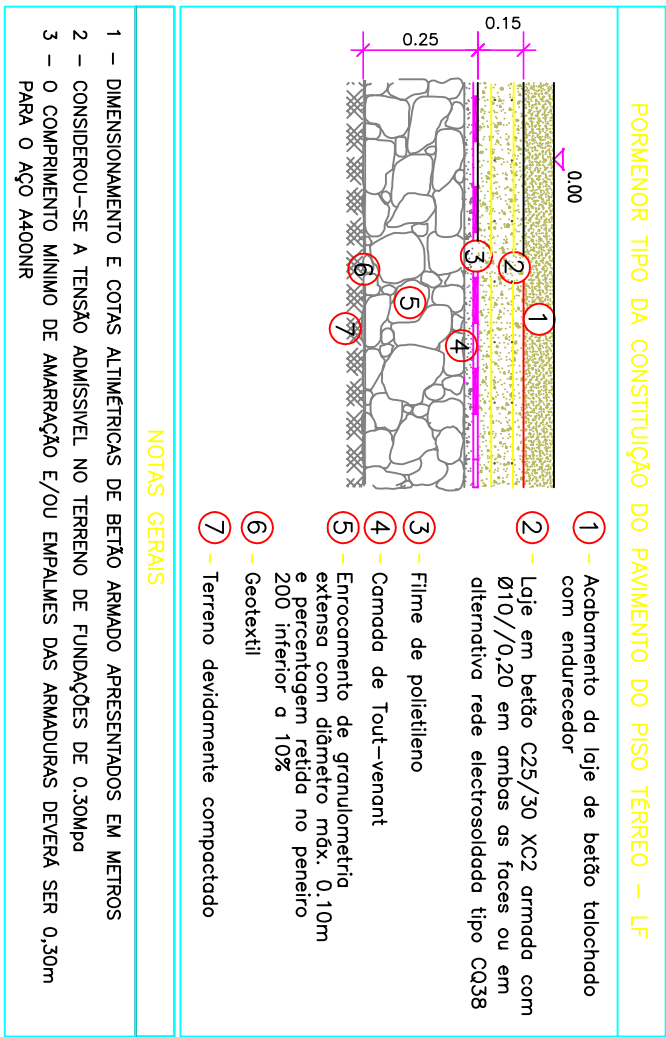
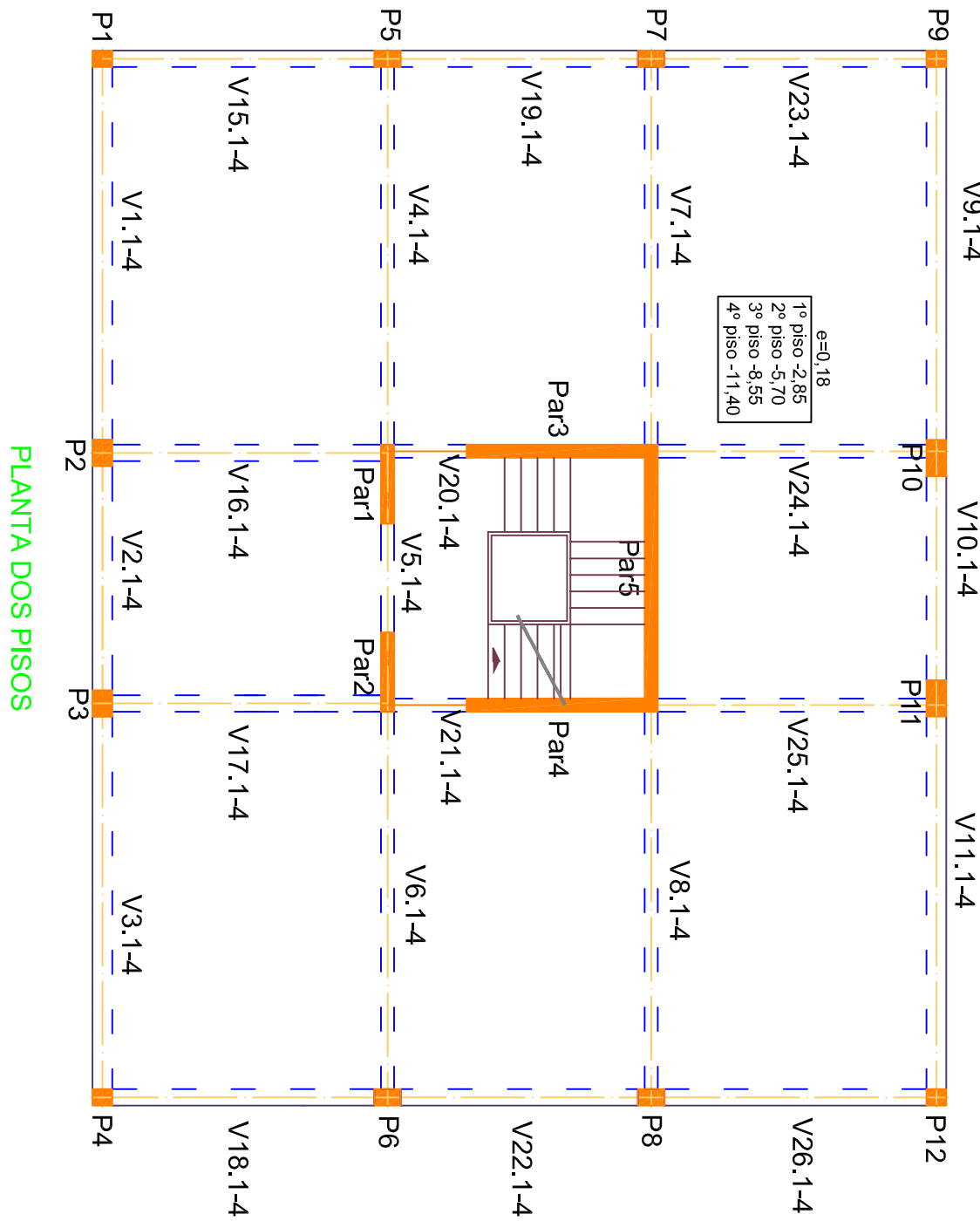
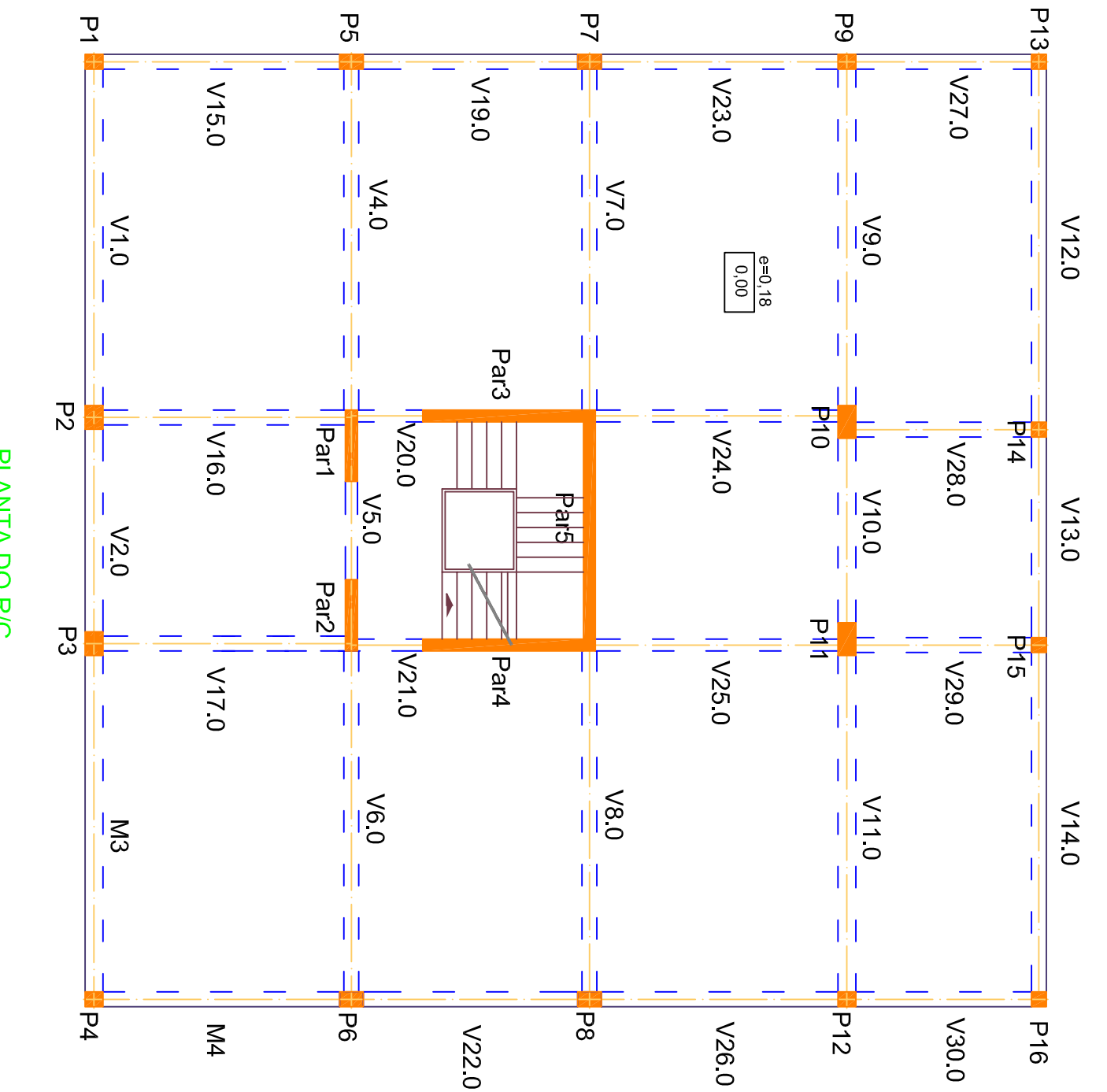
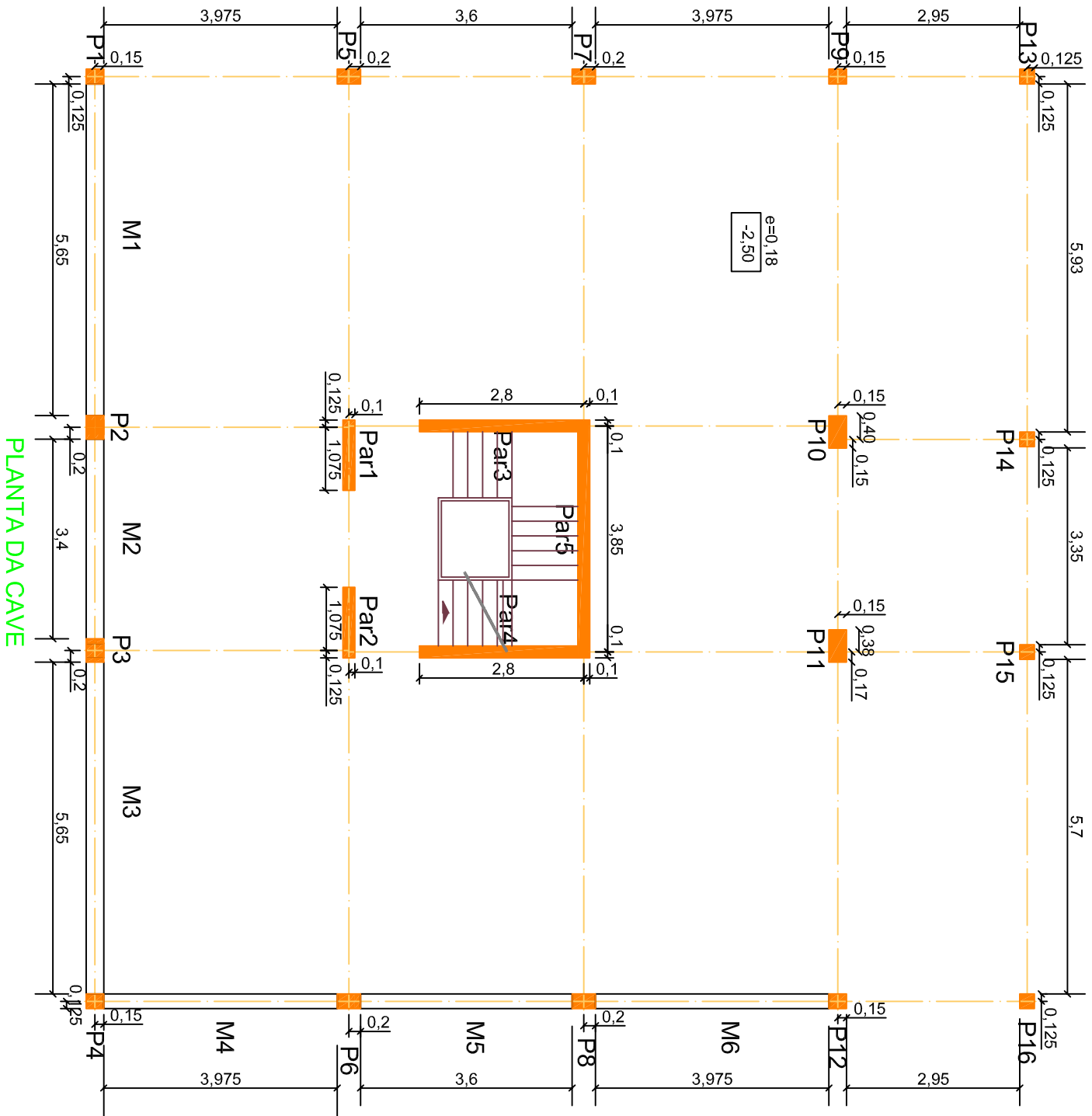
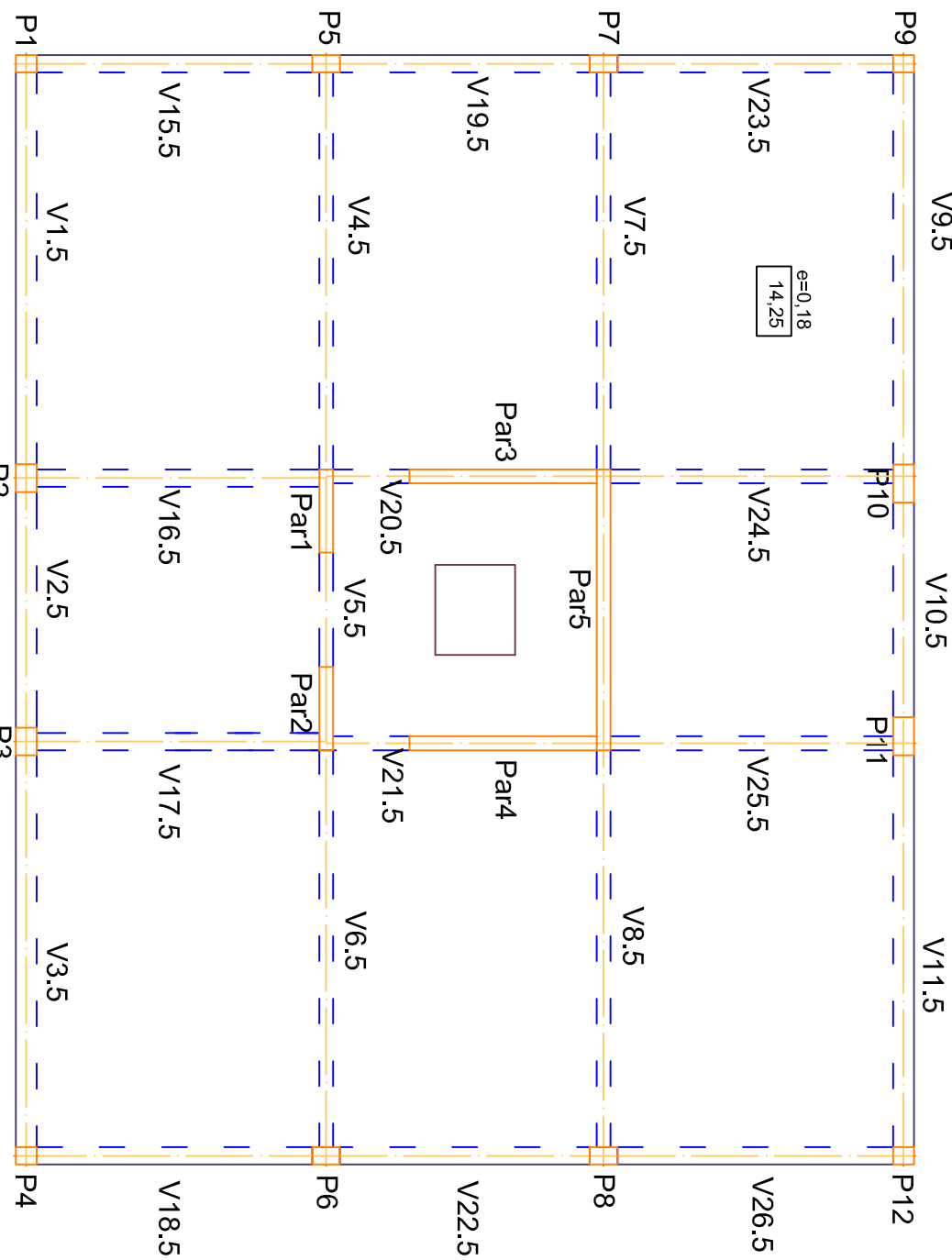


Figura 2 – Reações de apoio nas lajes



Materiais				
Beto:				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Dimensão mínima exigido
EN NP 206-1	CE25/30	XC2	25 mm	S4
Aço: A400 NR S2				

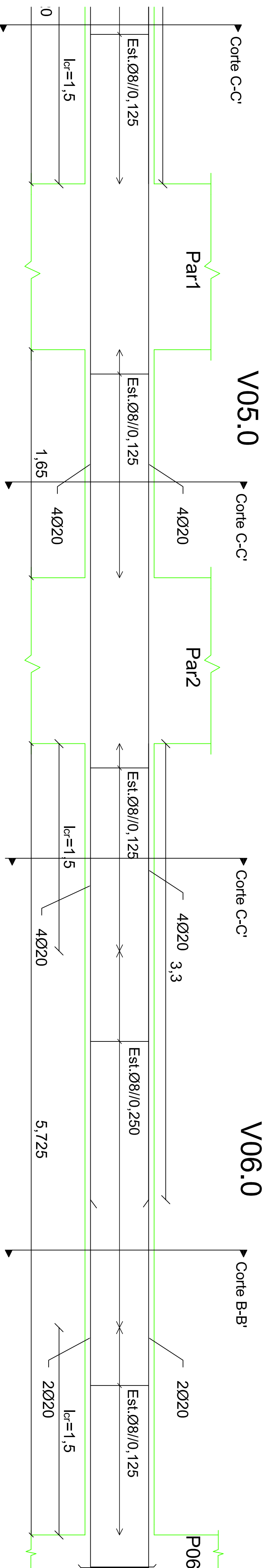
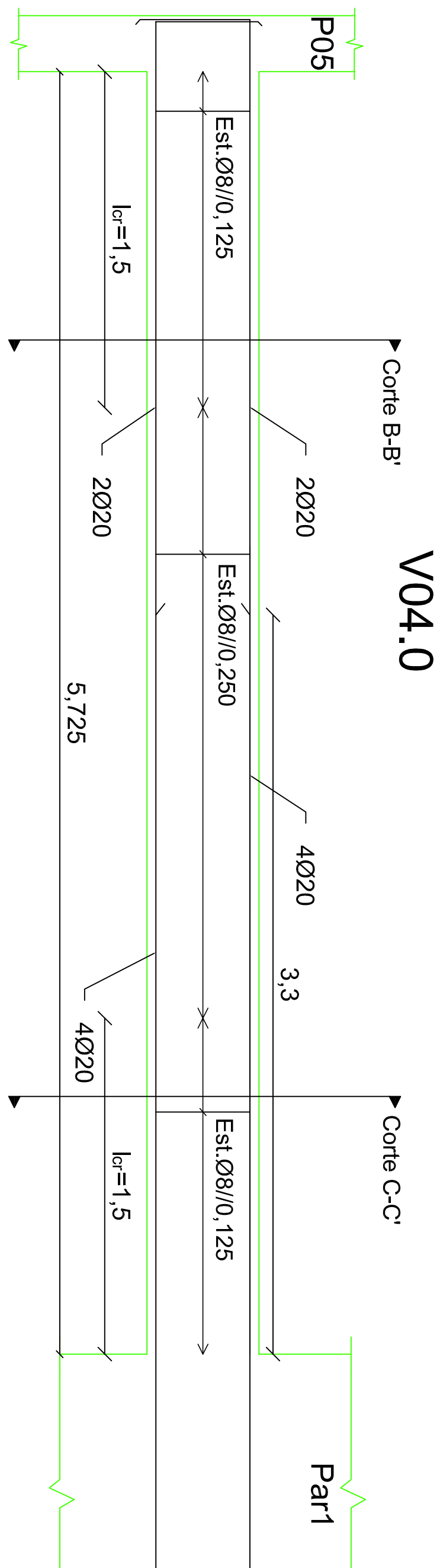
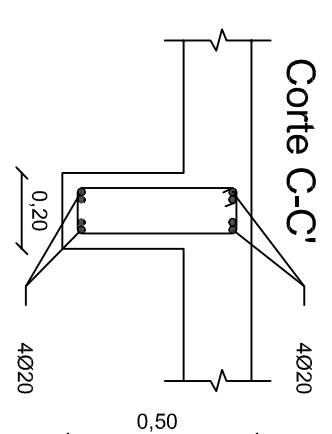
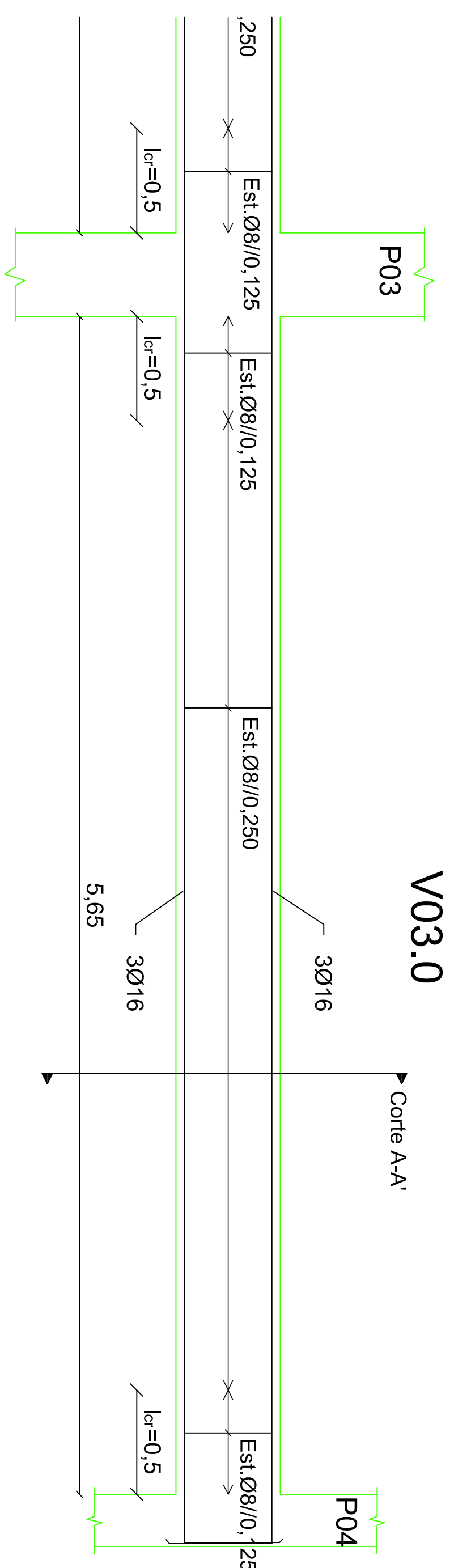
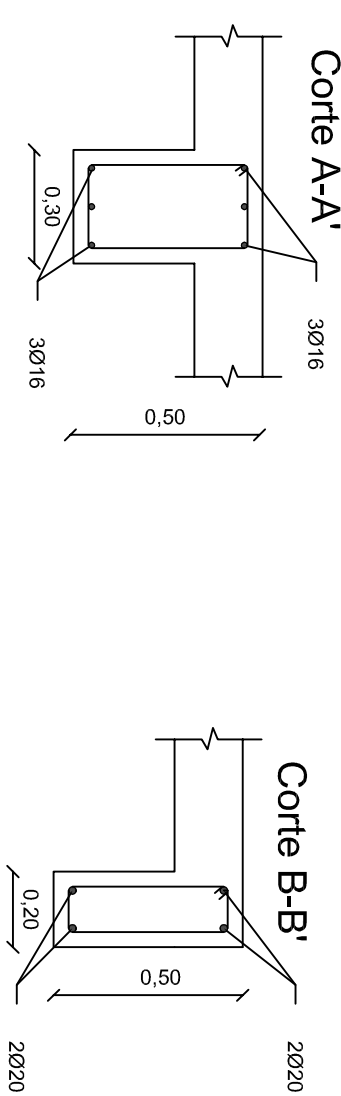
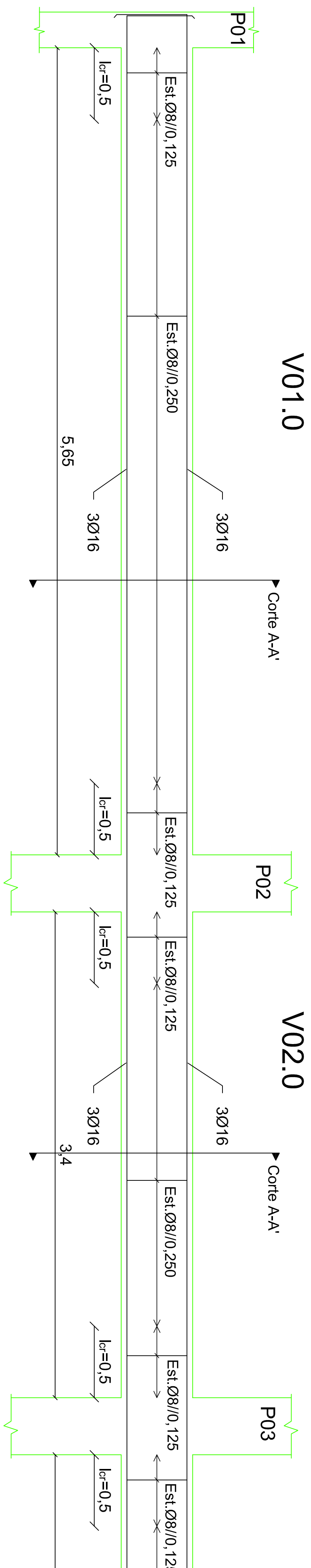
Complementos de armadura (l _{ab}) e de emenda (l _e)		
Varão	l _{ab} (m)	l _e (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00



Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P4, P9, P12	0,25	0,30	
P2, P3, P8	0,40	0,30	
P5, P6, P7, P10	0,25	0,40	
P11, P13, P14, P15, P16	0,25	0,30	

Quadro de vigas			
Designação	b (m)	h (m)	
V1,2,3,9,10,11	0,30	0,50	
V4,8,20,21,24,25	0,20	0,50	
V12-19,22,23,26-30	0,25	0,50	

Quadro de paredes			
Designação	b (m)	h (m)	
Par1, Par2, Par3, Par4	0,20	2,50	
Par5	0,20	4,05	



Quadro de pilares	
Designação	b (m)
P1, P4, P9, P12	0,25
P2, P3	0,40
P5, P6, P7, P8	0,25
P10, P11	0,55
P13, P14, P15, P16	0,25

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1,2,3,9,10,11	0,30	0,50
V4,8,20,21,24,25	0,20	0,50
V12-19,22,23,26-30	0,25	0,50

Quadro de paredes	
Designação	h (m)
Par1, Par2	1,20
Par3, Par4	2,90
Par5	4,05

<u>Materiais</u>				
Batão:				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Dimensão máxima do agregado
Todos	EN NP 206-1	C25/30	XC2	25 mm
Aço: A400 NR SD				S4

Comprimentos de amarração (l_{hp}) e de emenda (l_e)		
Varão	l_{hp} (m)	l_e (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Civil
Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas

Trabalho elaborado por:
Pedro Moutinho n.º35018

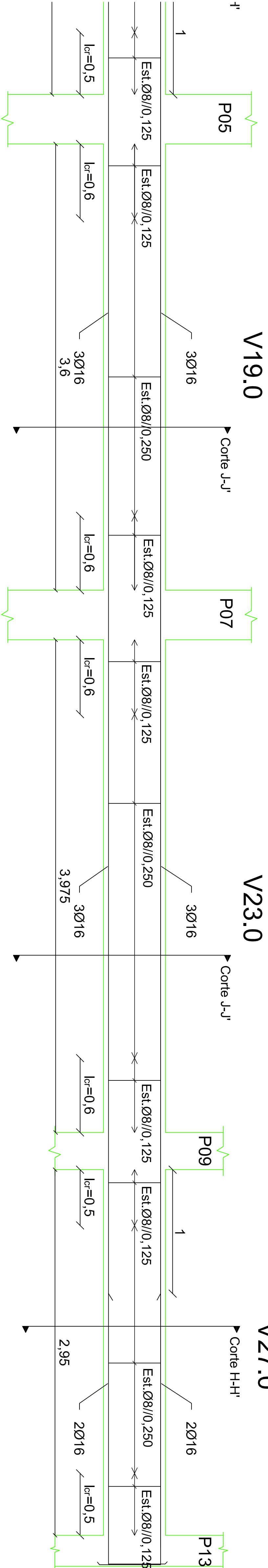
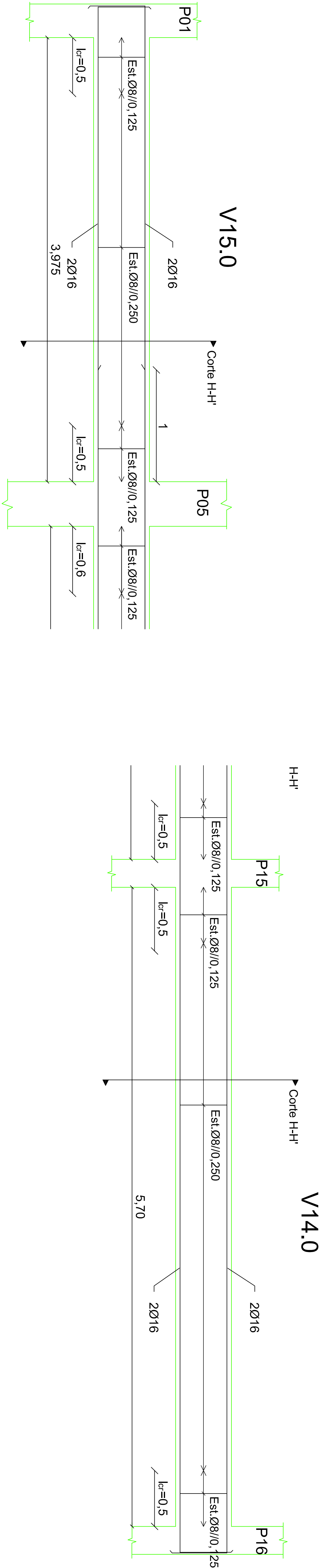
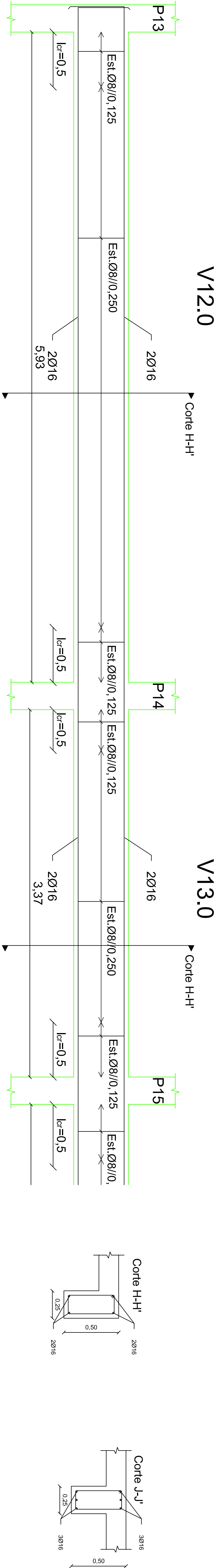
Escala : 1/100

Em A3 redução
de 50%

TRABALHO FINAL DE MESTRADO:
Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado

Betão Armado em vigas

Data :
Dezembro/15

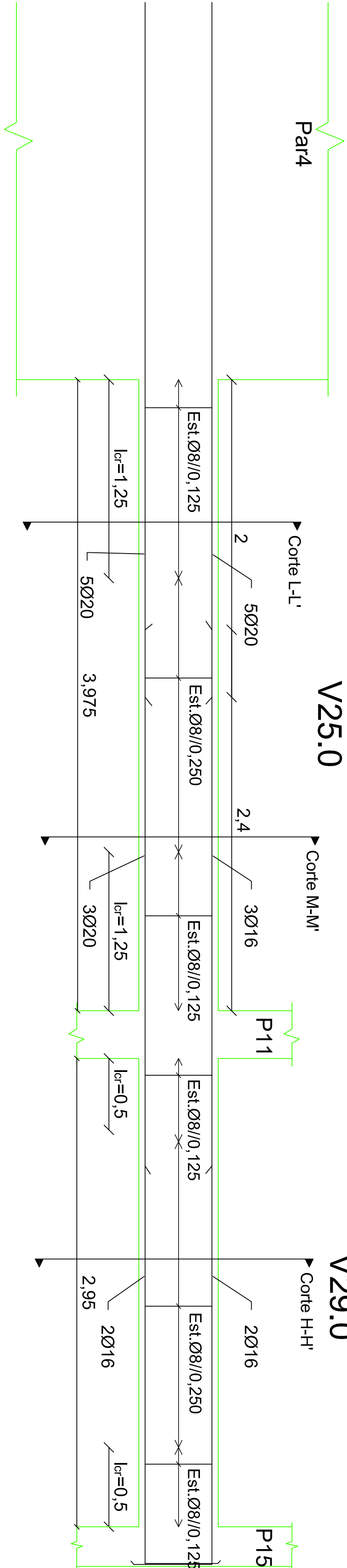
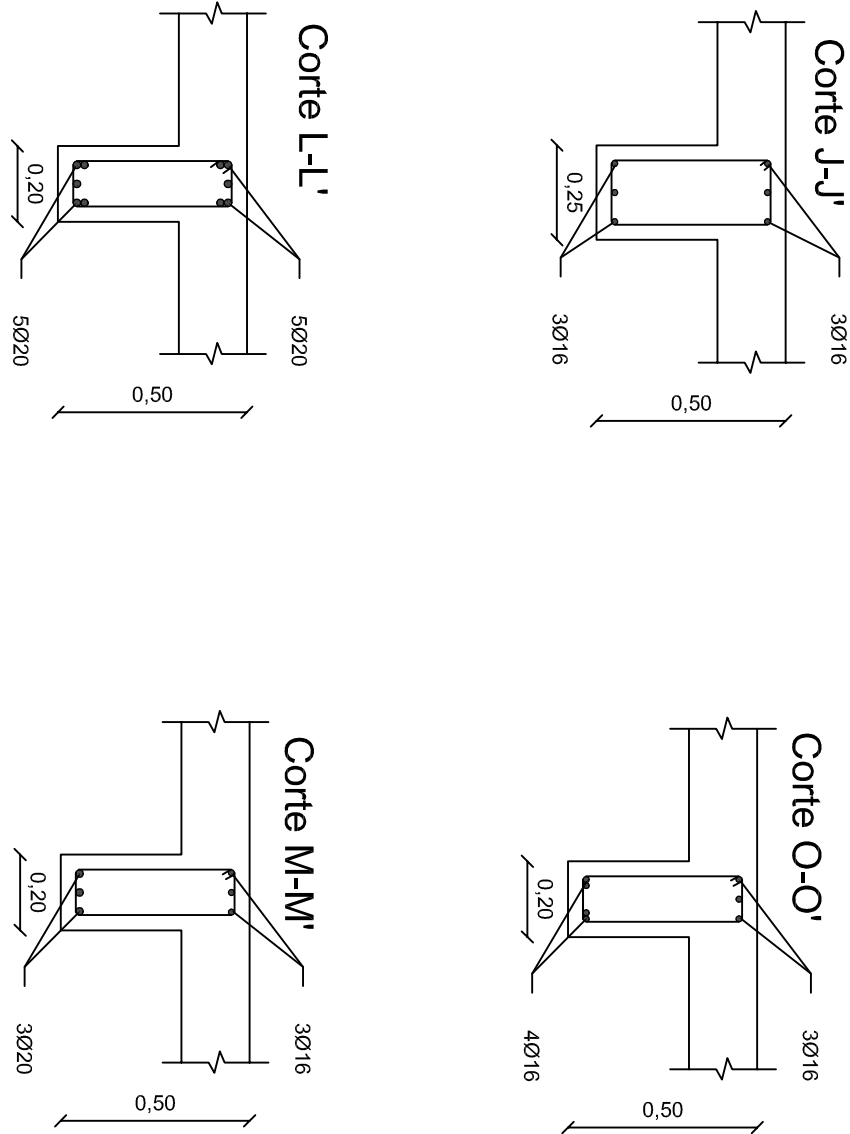
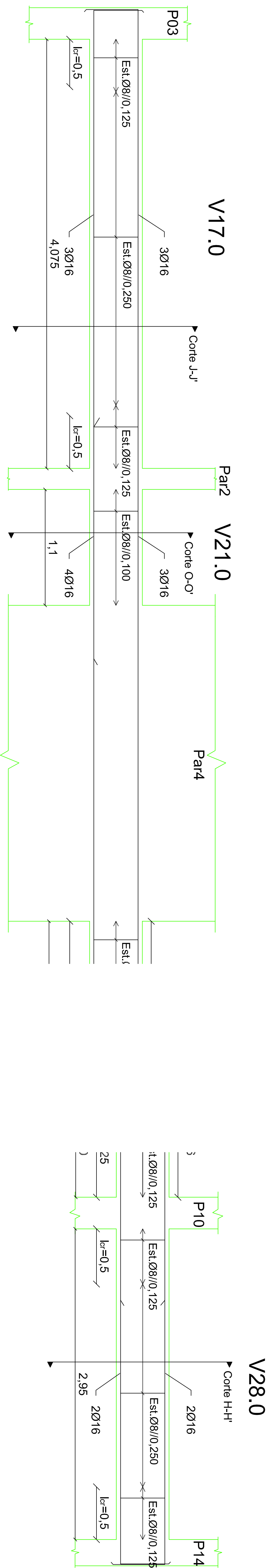
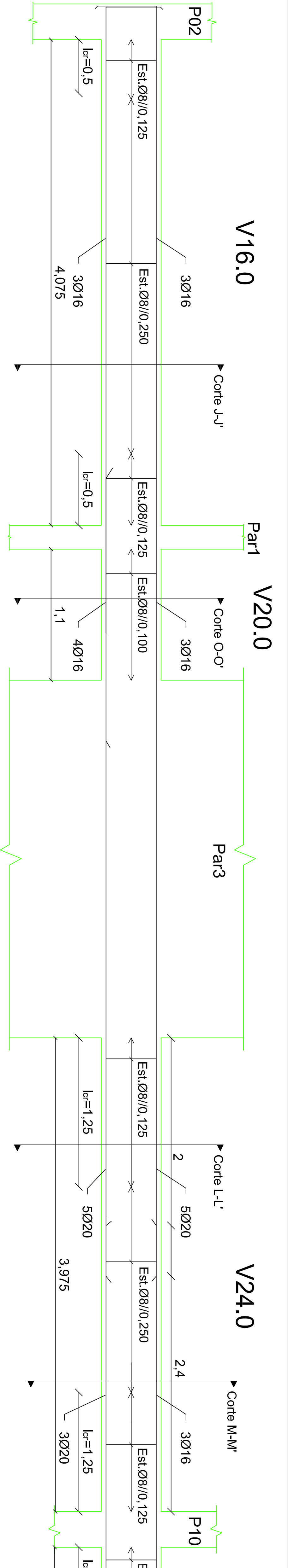


Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P2, P12	0,25	0,30	
P3, P4, P13	0,25	0,30	
P5, P6, P7, P8	0,25	0,40	
P10, P11	0,55	0,30	
P13, P14, P15, P16	0,25	0,25	

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1,2,3,9,10,11	0,30	0,30
V4-8,20,21,24,25	0,20	0,50
V12-19,22,23,26-30	0,25	0,50

Quadro de paredes			
Designação	b (m)	h (m)	
Par1, Par2	0,20	1,20	
Par3, Par4	0,20	2,50	
Par5	0,20	4,05	

Comprimentos de amarração (l _{db}) e de emenda (l _e)				
Varão	l _{db} (m)	l _e (m)		
Ø8	0,30	0,65		
Ø10	0,40	0,80		
Ø12	0,45	1,00		
Ø16	0,60	1,30		
Ø20	0,75	1,60		
Ø25	0,95	2,00		

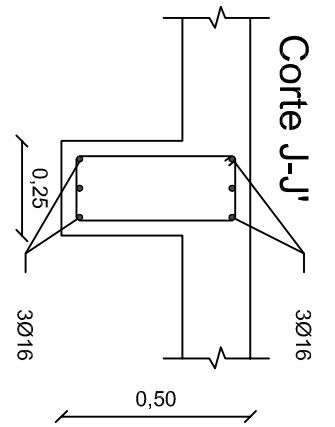
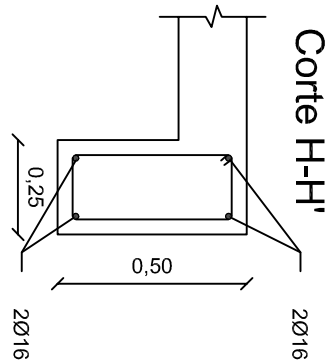
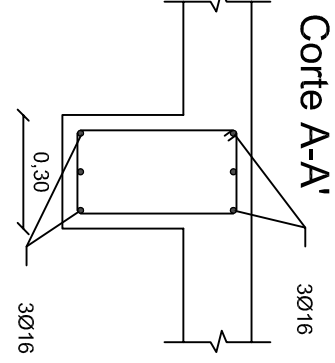
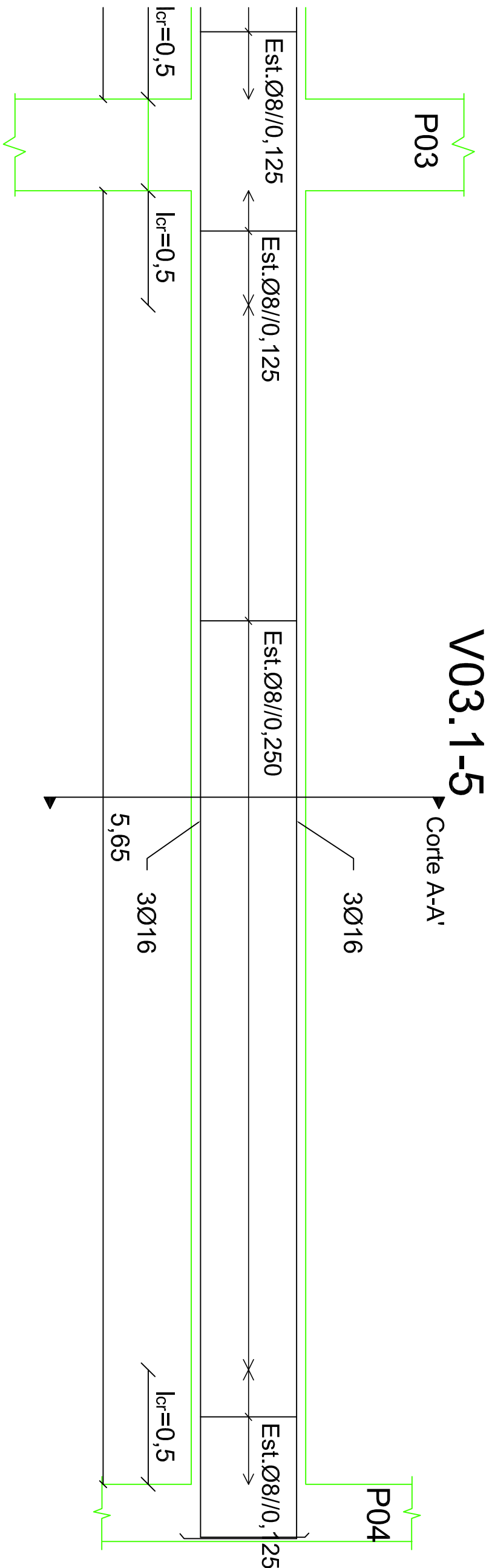
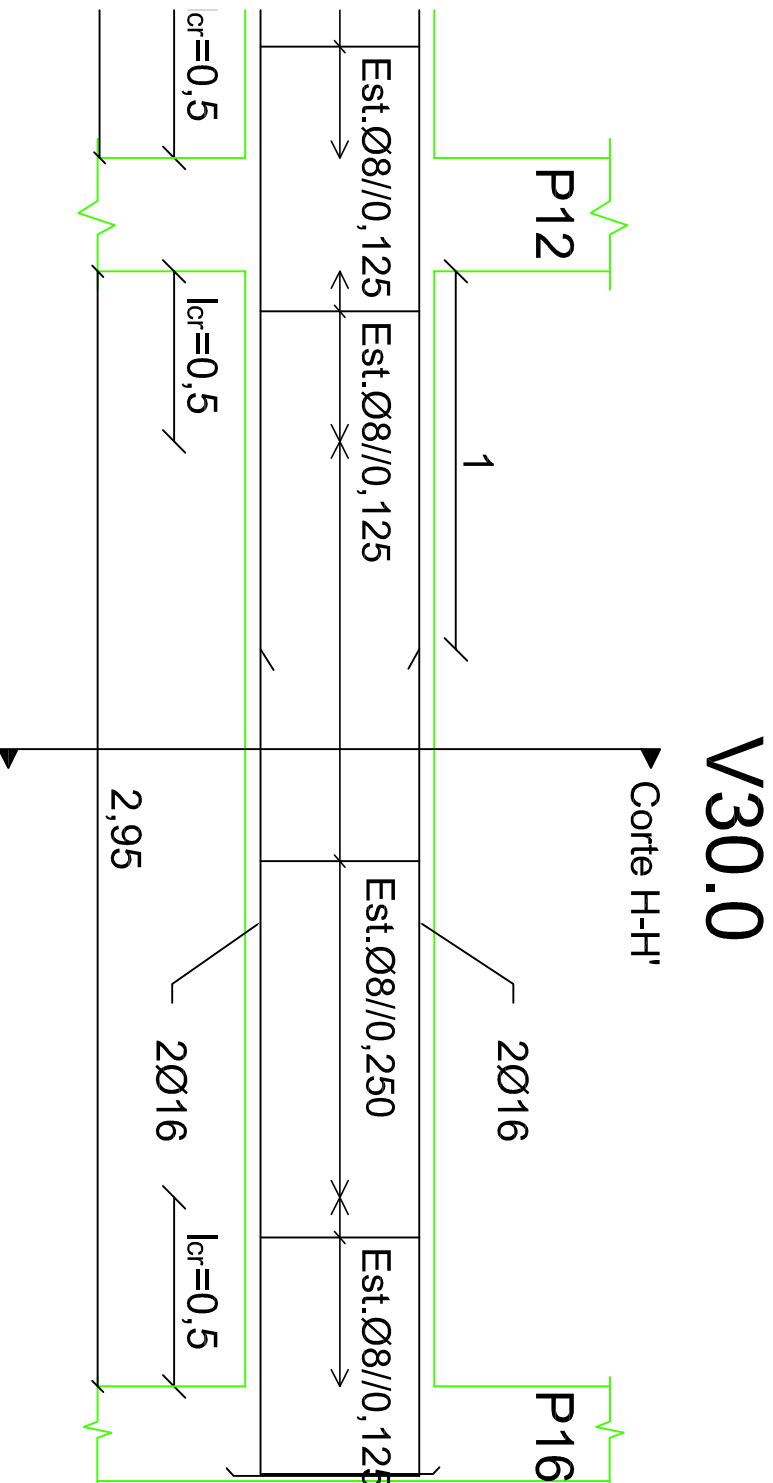
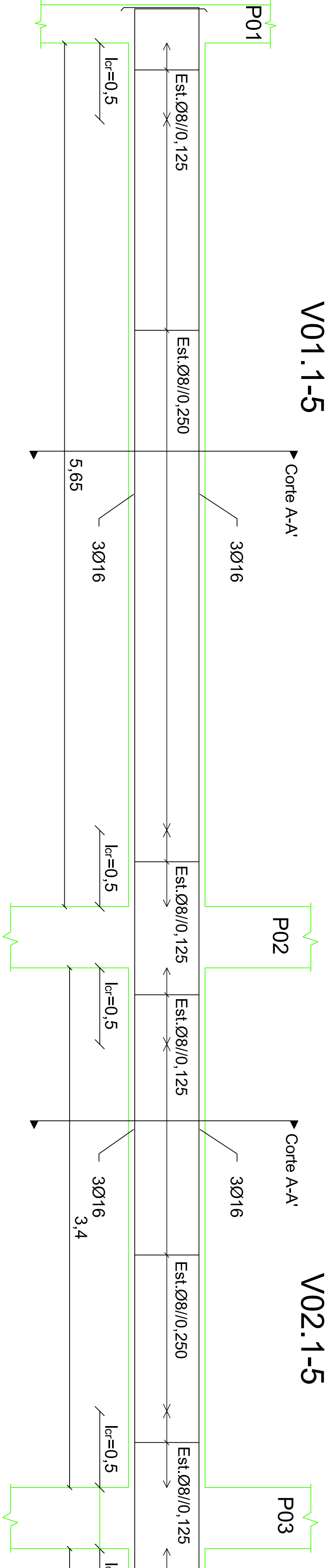
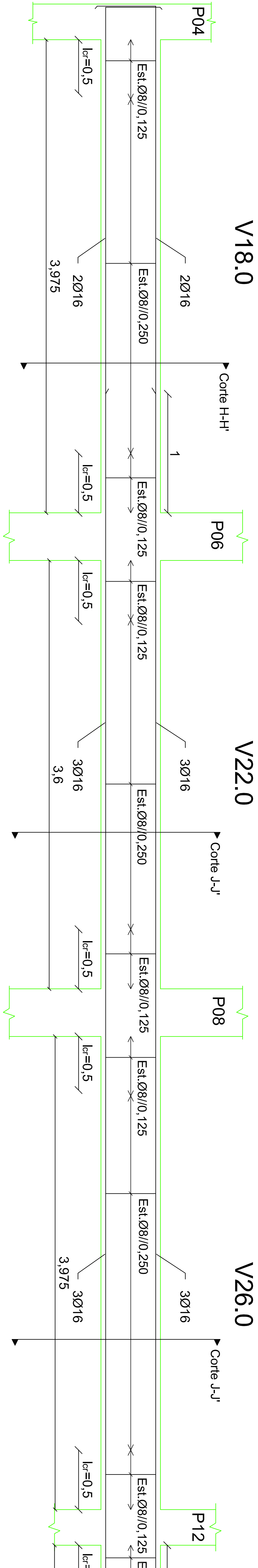


Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P2, P3, P12	0.40	0.40	
P2, P3	0.40	0.40	
P5, P6, P7, P8	0.25	0.40	
P10, P11	0.55	0.30	
P13, P14, P15, P16	0.25	0.25	

Quadro de vigas			
Designação	b (m)	h (m)	
V1, 2, 3, 10, 11	0.30	0.50	
V4, 6, 21, 24, 25	0.40	0.50	
V12-19, 22, 23, 26-30	0.25	0.50	

Quadro de paredes			
Designação	b (m)	h (m)	
Par1, Par2	1.20	2.90	
Par3, Par4	0.20	4.05	

Comprimentos de amarração (l _{db}) e de emenda (l _e)			
Varião	l _{db} (m)	l _e (m)	
Ø8	0.30	0.65	
Ø10	0.40	0.80	
Ø12	0.45	1.00	
Ø16	0.60	1.30	
Ø20	0.75	1.60	
Ø25	0.95	2.00	



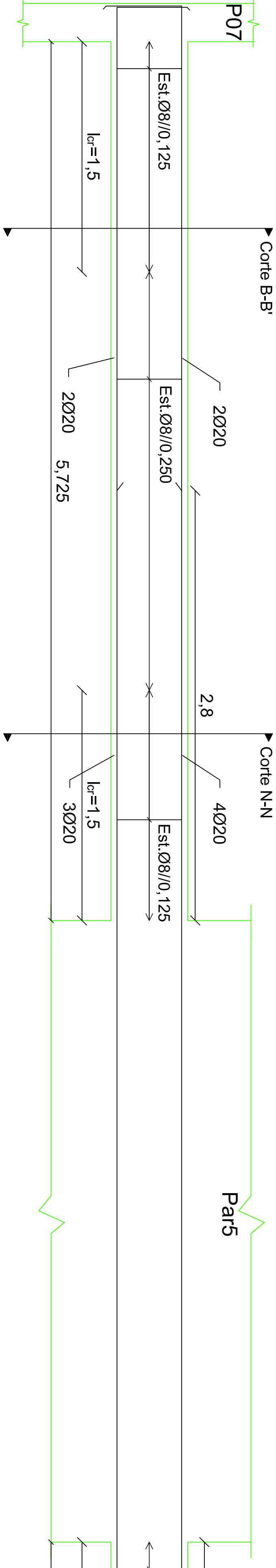
Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P4, P5, P7, P2	0,20	0,30	
P2, P3	0,40	0,30	
P5, P6, P7, P8	0,25	0,40	
P10, P11	0,55	0,30	
P13, P14, P15, P16	0,25	0,25	

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1,2,3,5,10,11	0,30	0,50
V4,6,20,21,24,25	0,20	0,50
V1,2,19,22,23,26-30	0,25	0,50

Quadro de paredes		
Designação	b (m)	h (m)
Par1, Par2	0,20	1,20
Par3, Par4	0,20	2,90
Par5	0,20	4,05

Comprimentos de amarração (l _{ab}) e de emenda (l _e)		
Varão	l _{ab} (m)	l _e (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00

V07.1-5

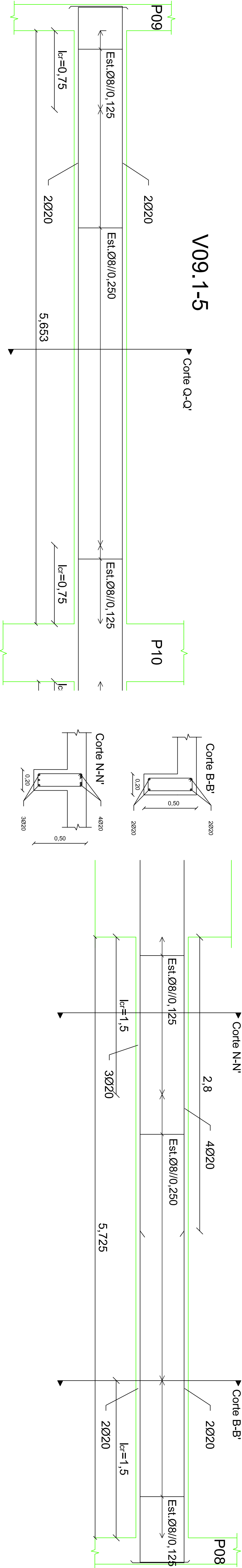


Quadro de pilares		
Designação	b (m)	h (m)
P1, P4, P8, P12	0,30	0,30
P2, P3	0,40	0,30
P5, P6, P7, P9	0,25	0,40
P10, P11	0,55	0,30
P13, P14, P15, P16	0,25	0,25

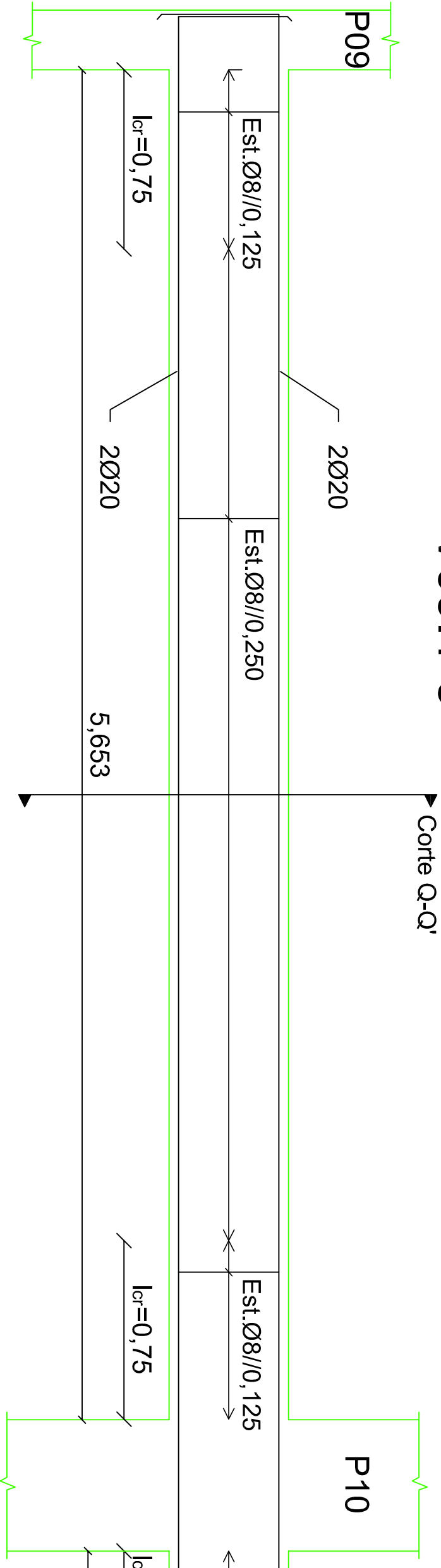
Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1,2,3,9,10,11	0,30	0,50
V4,5,20,21,24,25	0,20	0,50
V12-19,22,23,26,30	0,25	0,50

Quadro de paredes			
Designação	b (m)	h (m)	
Par1, Par2	0,20	1,20	
Par3, Par4	0,20	2,30	
Parede	0,20	4,05	

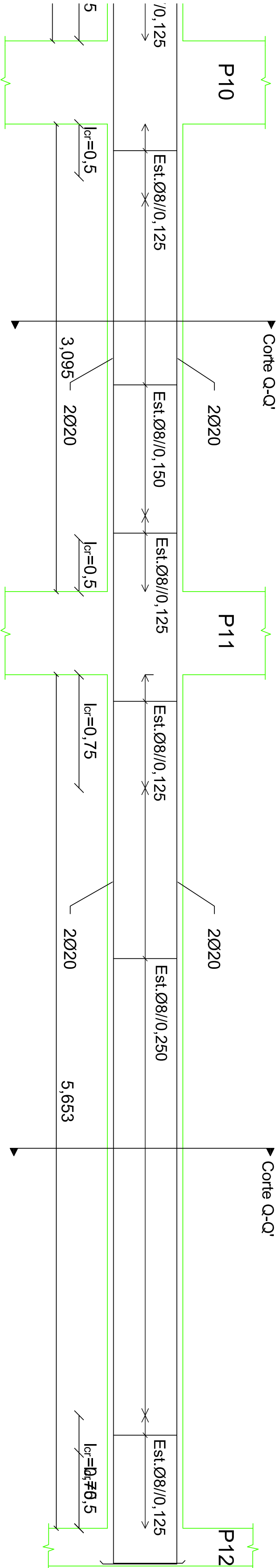
V08.1-5



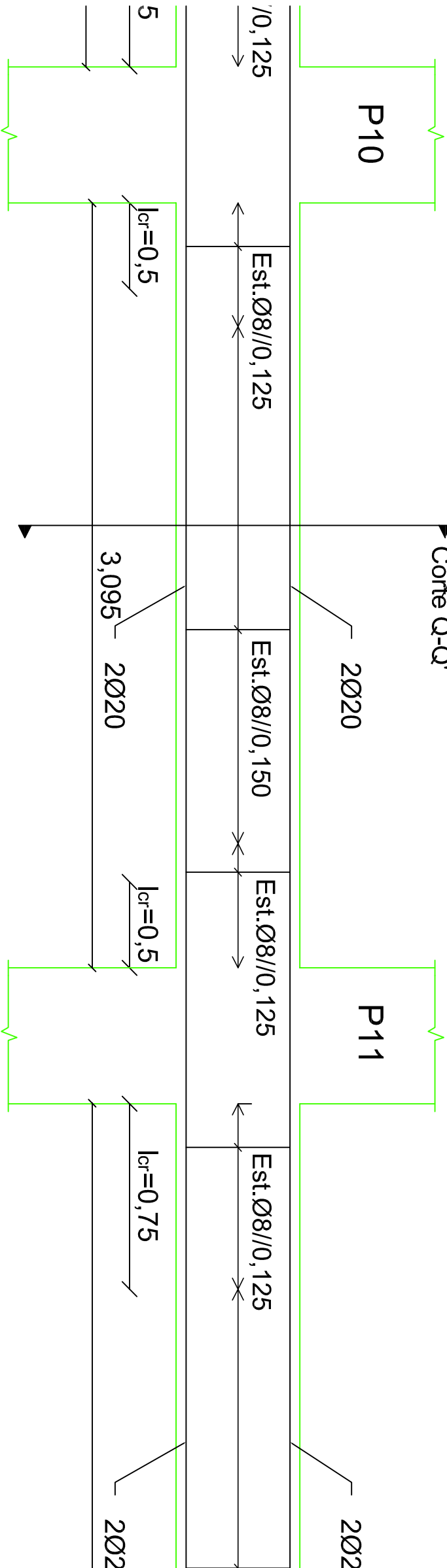
V09.1-5



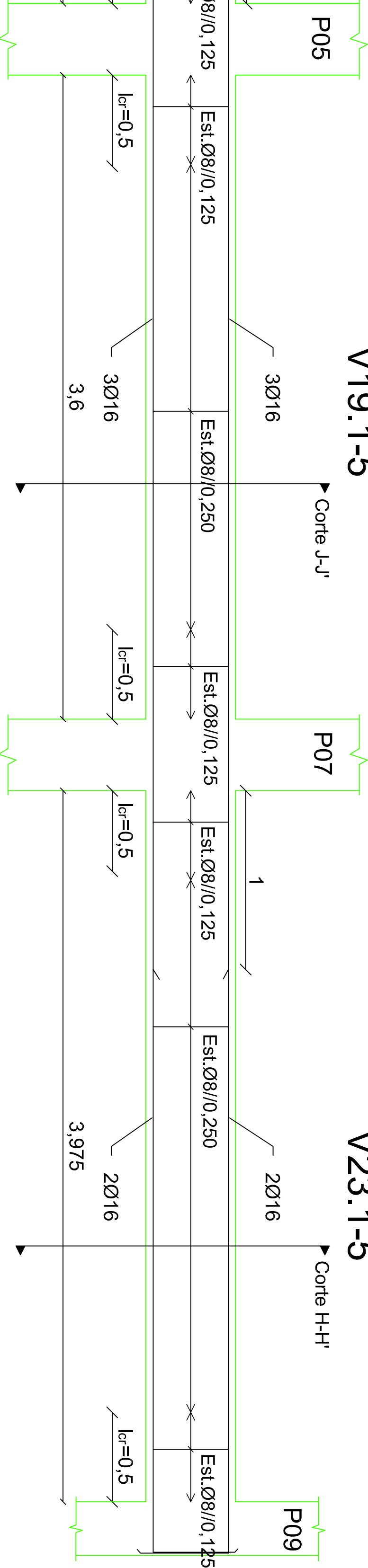
V11.1-5



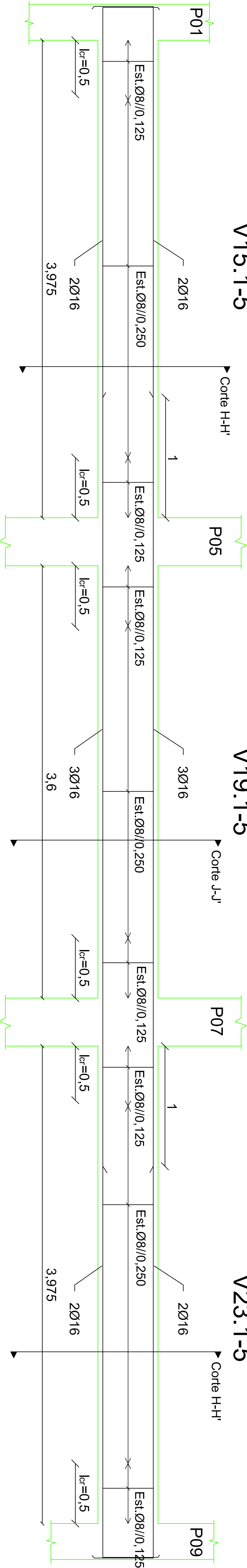
V10.1-5



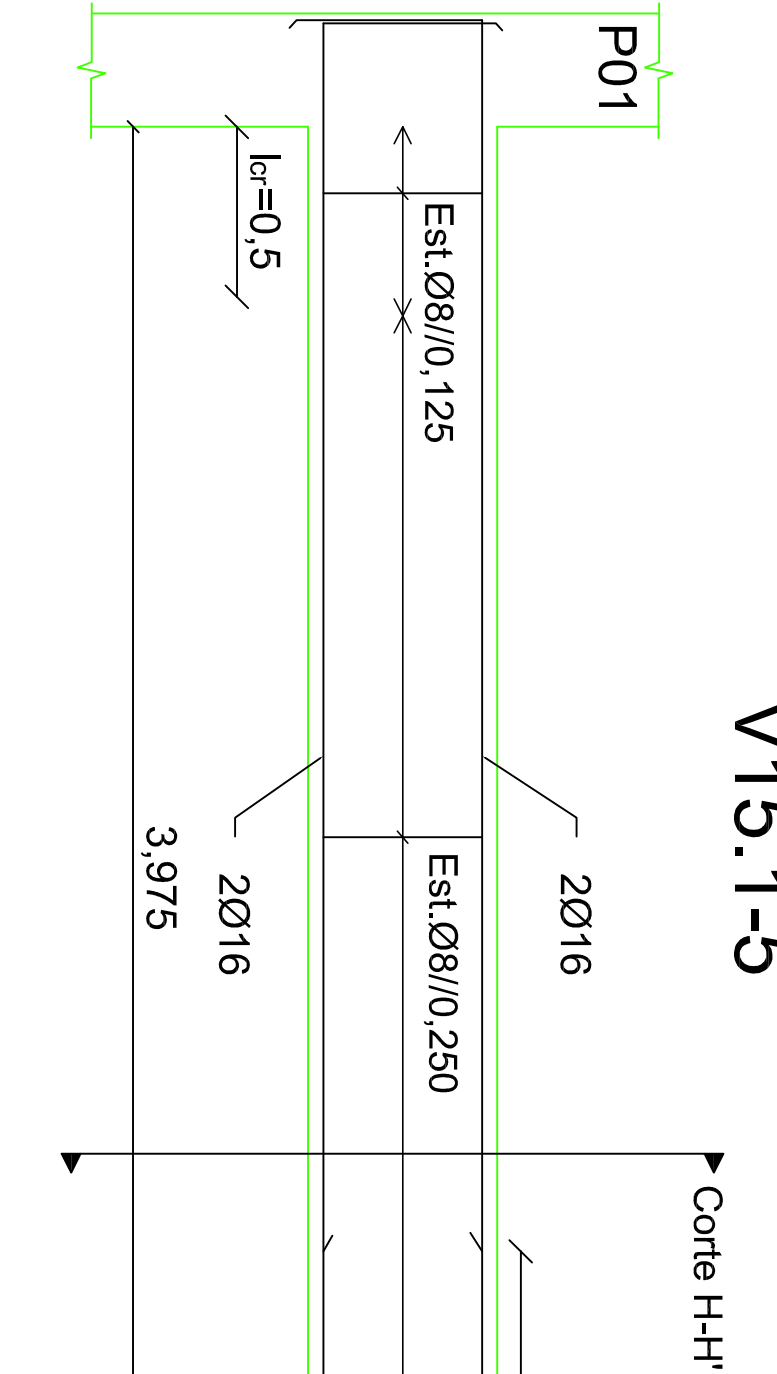
V19.1-5



V23.1-5

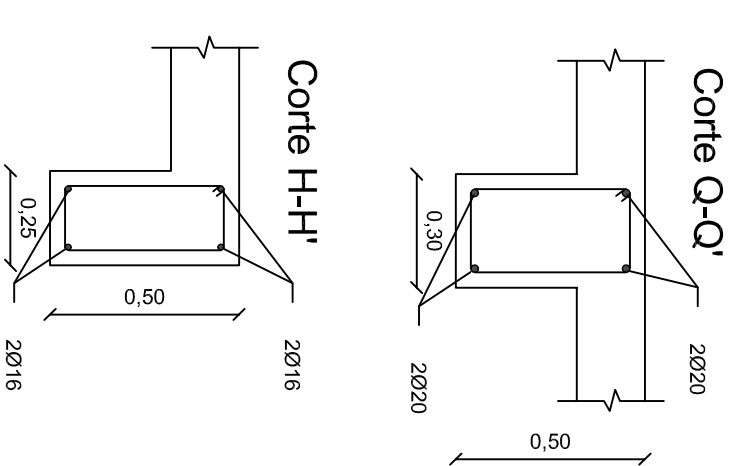


V15.1-5



Betão:				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Classe de consistência
Todos	EN NP 206-1	C25/30	XC2	S4
Aço: A400 NR S30				

Comprimentos de amarração (l _{db}) e de emenda (l _e)		
Variação	l _{db} (m)	l _e (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

Área Departamental de Engenharia Civil

Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas

Trabalho elaborado por:

Pedro Moutinho n.º35018

Escala : 1/100

Em A3 redução de 50%

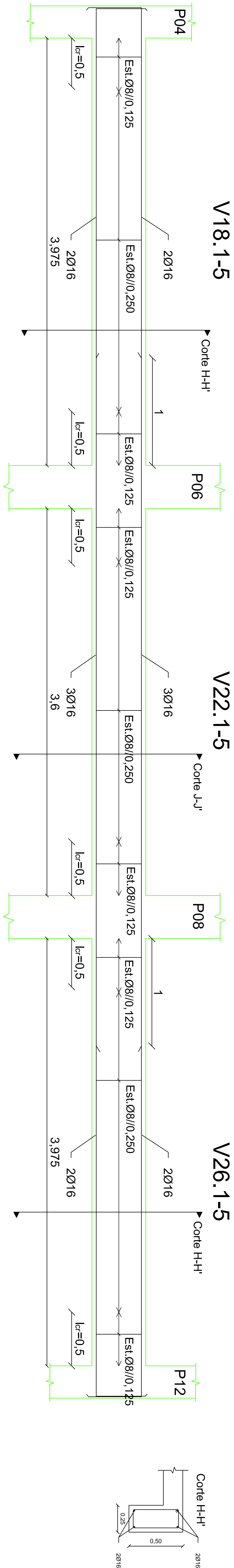
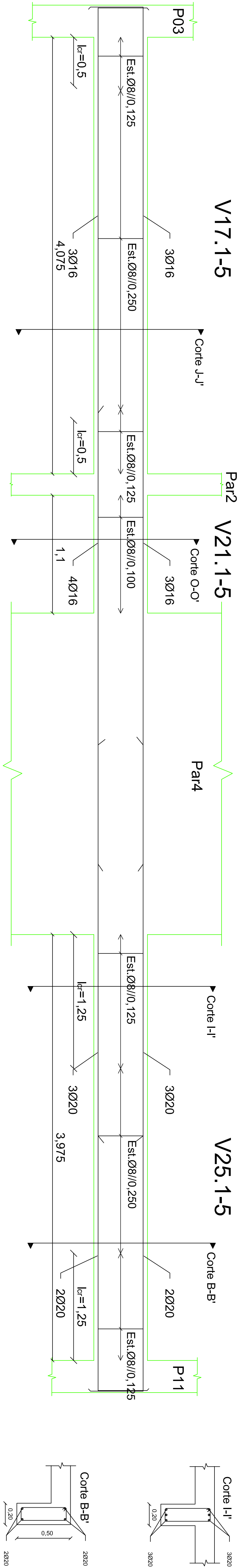
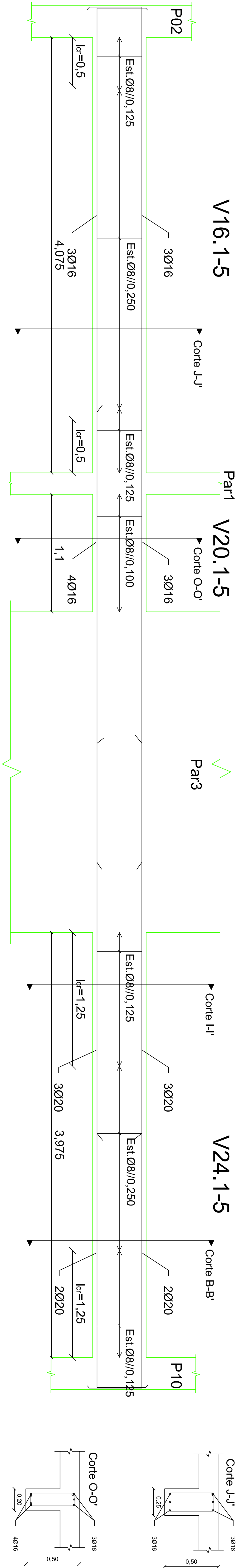
TRABALHO FINAL DE MESTRADO:

Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado

Betão Armado em vigas

Desenho Nº : 12

Data : Dezembro/15



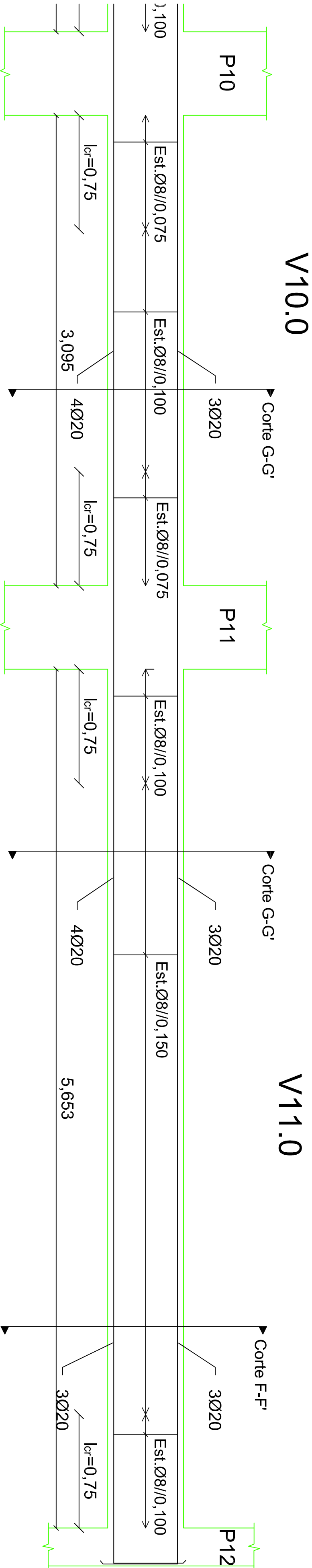
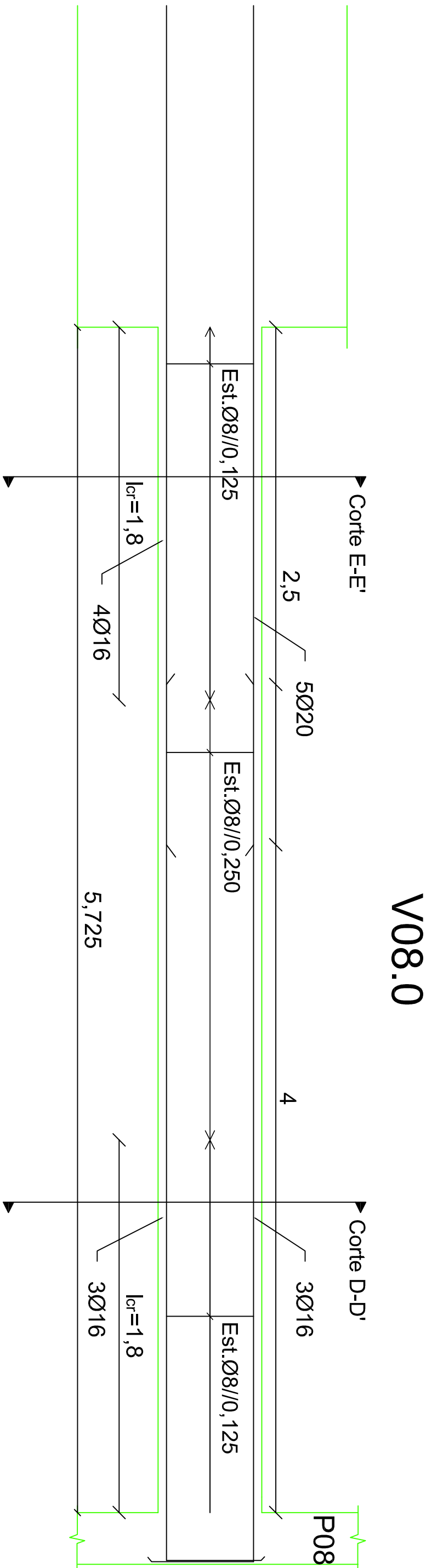
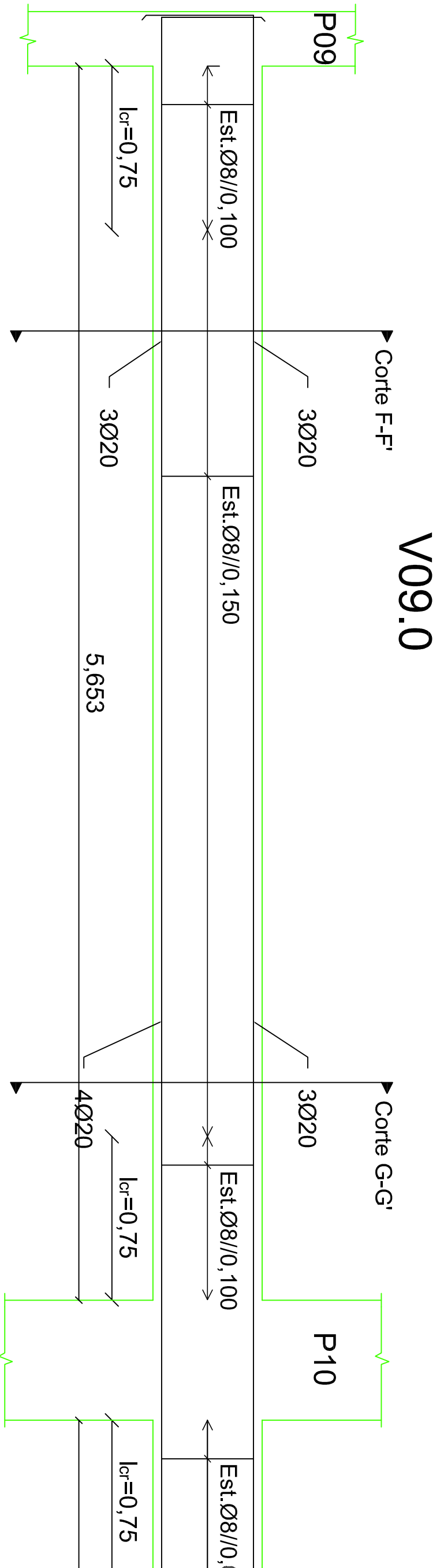
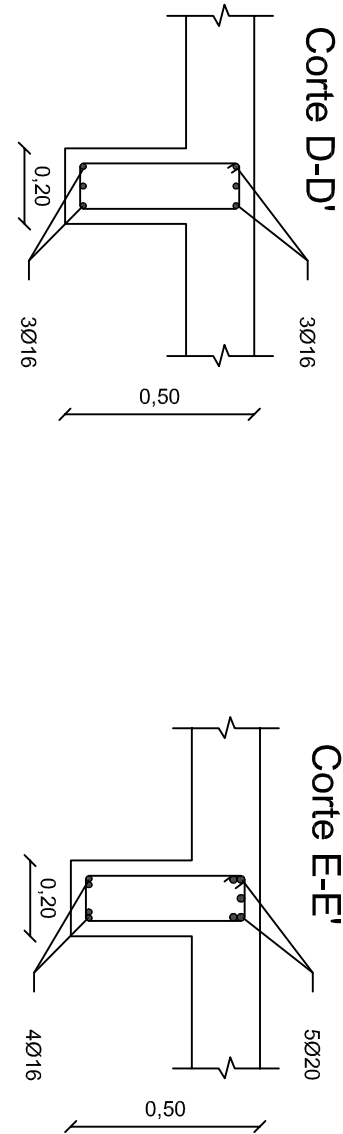
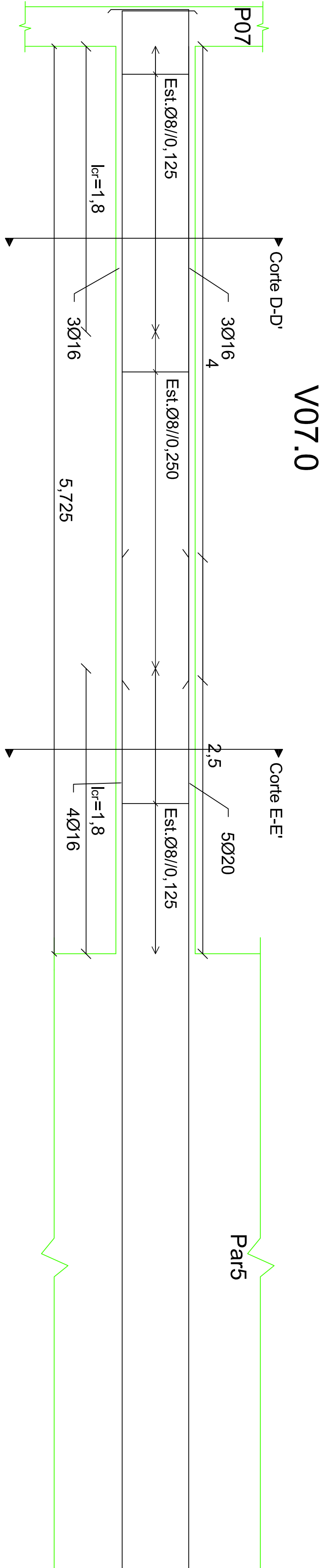
Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P4, P9, P12	0,25	0,30	
P2, P3	0,40	0,30	
P5, P6, P7, P8	0,25	0,40	
P10, P11	0,55	0,30	
P13, P14, P15, P16	0,25	0,25	

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1,2,3,8,10,11	0,30	0,50
V4,8,20,21,24,25	0,20	0,50
V12,19,22,23,26-30	0,25	0,50

Quadro de paredes			
Designação	b (m)	h (m)	
Par1, Par2	0,20	1,20	
Par3, Par4	0,20	2,50	
Par5	0,20	4,00	

Comprimentos de amarração (l _{db}) e de emenda (l _e)		
Varão	l _{db} (m)	l _e (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00

Betalão				
Material				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Dimensão agregado
Todos	EN NP 206-1	C25/30	XC2	25 mm
Aggr: A400 NR S0				
S4				



Quadro de pilares			
Designação	b (m)	h (m)	
P1, P4, P9, P12	0.25	0.30	
P2, P3	0.40	0.30	
P5, P6, P7, P8	0.25	0.40	
P10, P11	0.55	0.30	
P13, P14, P15, P16	0.25	0.25	

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1, 2, 3, 9, 10, 11	0.30	0.50
V4, 6, 20, 21, 24, 25	0.20	0.30
V12, 19, 22, 23, 26-30	0.25	0.50

Quadro de paredes		
Designação	b (m)	h (m)
Par1, Par2	0.20	1.20
Par3, Par4	0.20	2.80
Par5	0.20	4.05

Betalho				
Material				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Durabilidade
Todos	EN NP 206-1	C25/30	XC2	25 mm
Agc: A400 NR S0				S4

Comprimentos de amarração (l _{db}) e de emenda (l _e)		
Varão	l _{db} (m)	l _e (m)
Ø8	0.30	0.65
Ø10	0.40	0.80
Ø12	0.45	1.00
Ø16	0.60	1.30
Ø20	0.75	1.60
Ø25	0.95	2.00

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

Área Departamental de Engenharia Civil

Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas

Trabalho elaborado por:

Pedro Moutinho n.º35018

Escala : 1/100

Em A3 redução de 50%

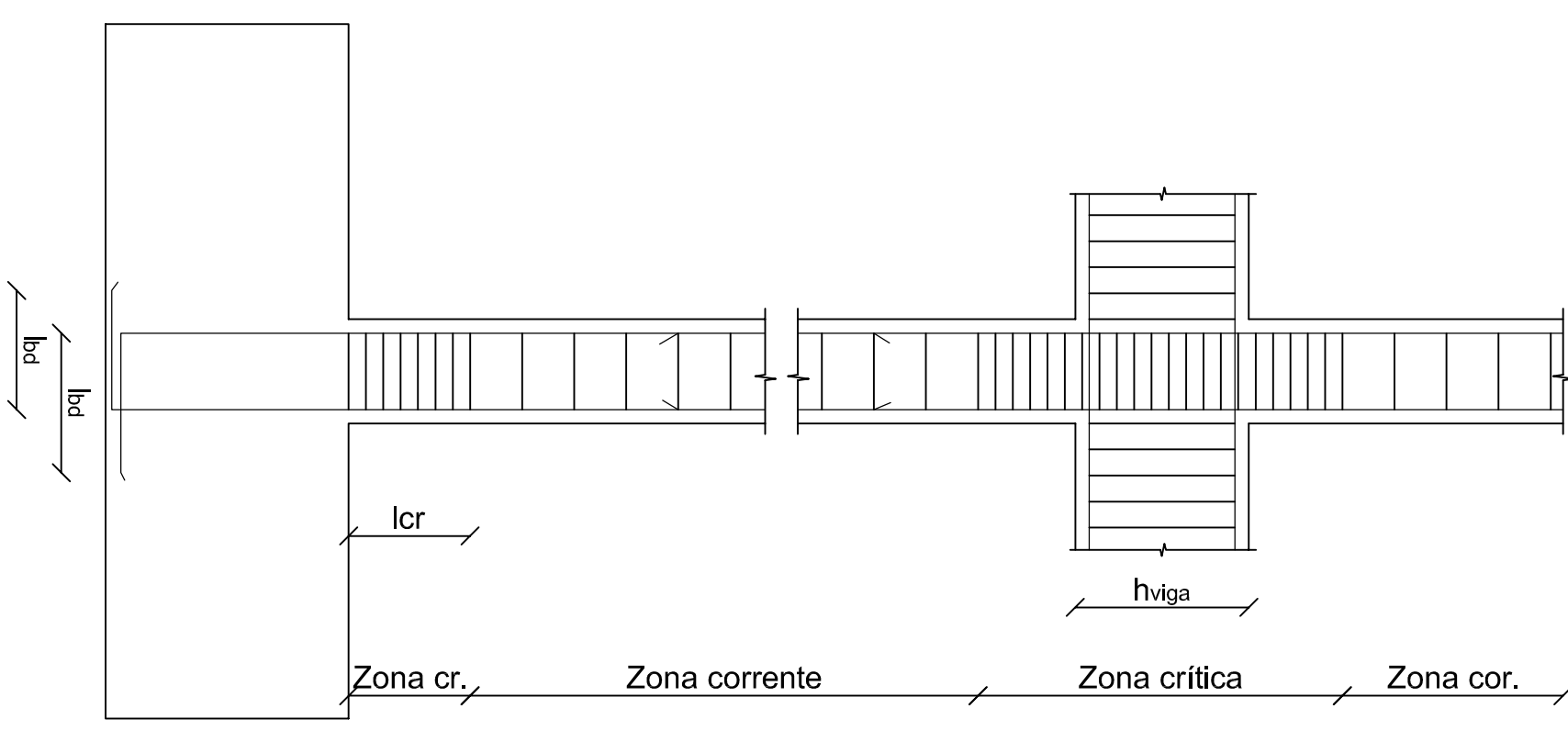
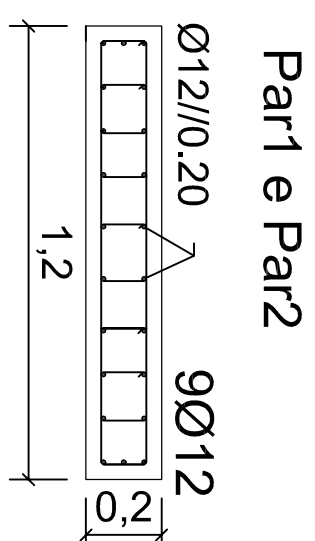
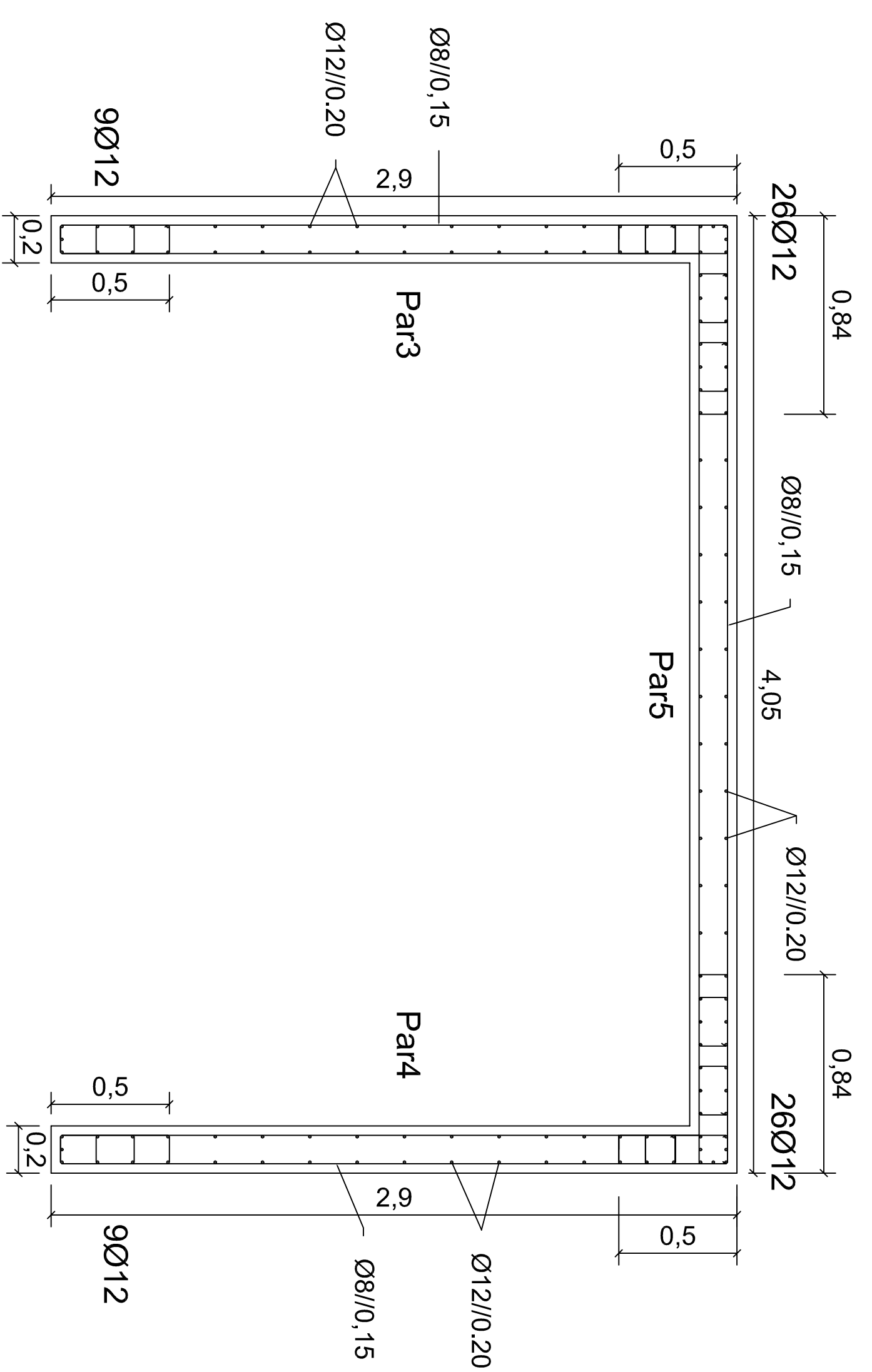
TRABALHO FINAL DE MESTRADO:

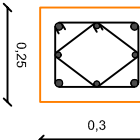
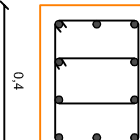
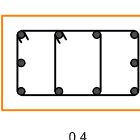
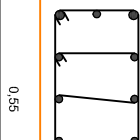
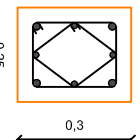
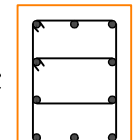
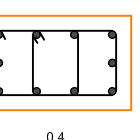
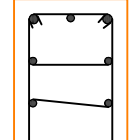
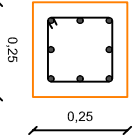
Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado

Betão Armado em vigas

Desenho Nº : 08

Data : Dezembro/15



Colunas	TRUÇÃO	PLAQUAS
2º		4Ø20+4Ø16
		10Ø20
		10Ø20
		4Ø25+8Ø20
1º		4Ø20+4Ø16
		10Ø20
		10Ø20
		4Ø25+8Ø20
		8Ø16

Altura crítica dos pilares	
P1, P4, P13, P16	2,65 m
P2, P3, P5, 9, P12, P14, P15	0,45 m
P10, P11	0,55 m

Betoão				
Materiais				
Elemento	Norma	Classe de resistência	Classe de exposição	Dimensão máxima do agregado
Todas	EN 126	C25/30	XCP	25 mm
Acr. A400 NR SD				

Comprimentos de amarração (la) e de emenda (le)		
Varão	la (m)	le (m)
Ø8	0,30	0,65
Ø10	0,40	0,80
Ø12	0,45	1,00
Ø16	0,60	1,30
Ø20	0,75	1,60
Ø25	0,95	2,00

Quadro de pilares		
Designação	b (m)	h (m)
P1, P4, P9, P12	0,25	0,30
P2, P3, P5, P7, P8	0,25	0,40
P10, P11	0,25	0,55
P13, P14, P15, P16	0,25	0,25

Quadro de vigas		
Designação	b (m)	h (m)
V1, 2, 3, 9, 10, 11	0,30	0,50
V4, 5, 20, 21, 24, 25	0,20	0,50
V12, 19, 22, 23, 26, 30	0,25	0,50

Quadro de paredes		
Designação	b (m)	h (m)
Par1, Par2	0,20	1,20
Par3, Par4	0,20	2,90
Par5	0,20	4,05