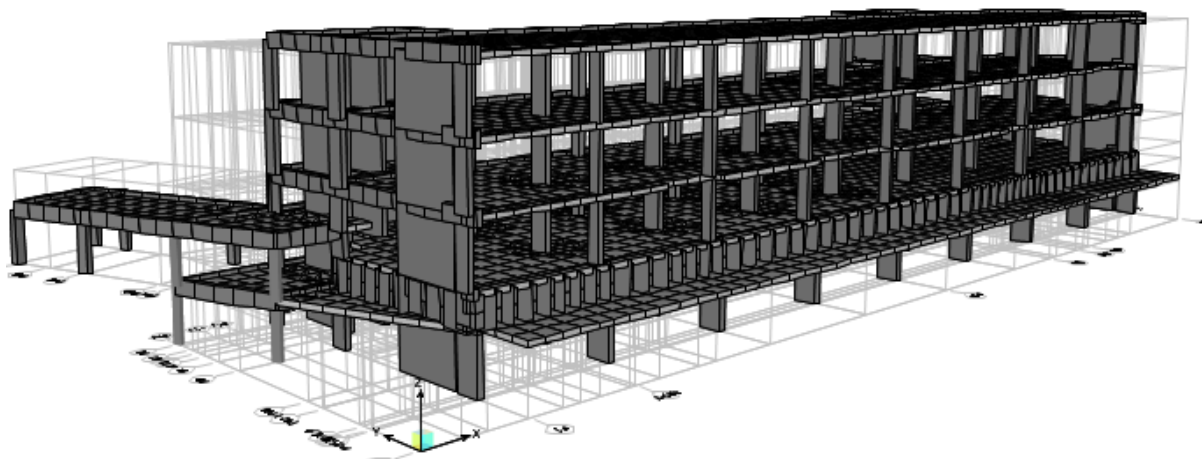




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Edifício Destinado a Centro de Dia para Idosos e Creche

FRANCISCO PEDRO MARQUÊS PINHAL
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre
Em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques
Doutor Luís Evangelista

Júri:

Presidente:
Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado
Vogais:
Doutor Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques
Doutora Ana Rita Faria C. Sousa Gião Gamito Reis

Setembro de 2015

Agradecimentos

No decorrer do meu percurso académico não posso deixar de agradecer à minha família o apoio e a confiança, proporcionando-me um ambiente de incentivo ao estudo e aprendizagem que se mostrou ser essencial para o sucesso académico. Quero agradecer em especial à minha esposa Paula e à minha filha Carolina, aos meus pais, Francisco Pinhal e Maria Eugénia.

Quero agradecer também a todos os professores pela transmissão de conhecimentos e de experiências, que se demonstraram enriquecedoras para o meu crescimento pessoal e profissional, a todos o meu obrigado.

Não posso deixar de agradecer a partilha de conhecimentos, a entajuda e a solidariedade que tive de todos os colegas durante este longo percurso que teve o seu início no ano letivo de 2009-2010 e o seu fim no presente ano letivo 2013-2014, a todos o meu agradecimento.

Por fim agradeço aos meus orientadores Prof. Filipe Almeida Vasques e Prof. Luís Evangelista pela orientação competente, disponibilidade, esclarecimentos e compreensão para a realização deste trabalho final.

Resumo

Este trabalho final consiste num projeto de fundações e estrutura em betão armado, de um edifício localizado em Lisboa, com uso para centro de dia, residências assistidas e creche. O edifício desenvolve-se em 4 pisos elevados, e tem uma dimensão em planta aproximada de 18,00 m por 77,00 m. Considerando a arquitetura do edifício classifica-se a estrutura como não regular, quer em planta, quer em altura.

O modelo estrutural foi analisado à ação sísmica, admitindo-se um modelo espacial e uma análise elástica linear modal. Os vãos entre apoios situam-se entre os 7,11 m e os 8,50 m, a solução estrutural adotada é a de laje fungiforme aligeirada com vigas de bordadura. A espessura da laje fixou-se em 0,25 m, e para o controle da deformação nos vão maiores, usou-se o pré-esforço em monocórdão auto-embainhado. Recorreu-se a um sistema de aligeiramento através de elipsoides ou esferas de polipropileno embebidas na laje composto por grelhas metálicas de posicionamento. O sistema pilar/laje fungiforme foi considerado um elemento sísmico secundário e a sua ligação foi considerada uma zona crítica. A estrutura foi classificada com uma classe de ductilidade média (DCM).

Considerando o comprimento da estrutura, a ação da retração e a ação térmica foram consideradas no dimensionamento. Iniciou-se este trabalho pelo pré-dimensionamento da estrutura, seguidamente a estrutura foi modelada no programa automático SAP2000, seguiu-se a verificação dos pressupostos admitidos e por fim procedeu-se ao dimensionamento através do desenvolvimento de tabelas de cálculo em excell.

A atual regulamentação Portuguesa será em breve substituída pelos eurocódigos com o objetivo de harmonizar o projeto estrutural, embora já exista um grande uso e conhecimento dos Eurocódigos, ainda persistem algumas dúvidas na forma de aplicação ou resolução de algumas normas, principalmente na aplicação das normas do EC8 pelo que este trabalho se constitui também como contributo nessas matérias.

Palavras-chave: Dimensionamento Betão Armado; Laje fungiforme aligeirada; Eurocódigos; Sismo; Elementos Primários e Secundários; Pré-esforço em Lajes.

Abstract

This final master's work consists in a reinforced concrete foundations and structure design of a building located in Lisbon, to be used as a Community Day Center, with assisted homes and daycare areas. The building develops on 4 elevated floors and has an approximate plan dimension of 18,00 m by 77,00 m. Considering the architecture of the building, its structure is classified as non-regular, both in plan and elevation.

The structural model was analyzed with the seismic action, admitting a spatial model and linear elastic modal analysis. The current spans are between 7,11 m and 8.50 m, so the structural solution adopted is a continuous reinforced concrete flat slab with edge beams with hollow cores. The thickness of the slab was defined as 0.25 m, and prestress was used for the control of the deformation in the larger spans. A system of polypropylene ellipsoids imbedded in the slab was used, including positioning steel grids. The column/flat slab system was considered a secondary seismic element and its connection was considered a critical area. The structure was classified within the class of average ductility (DCM). Considering the total length of the frame, retraction and thermal action were duly considered in the design. The first stage was the preliminary design of the structure, then the structure was modeled on the structural analysis program SAP2000, followed by the verification of the initial assumptions and then finally proceeding to the detail design and safety verifications.

The current Portuguese legislation will soon be replaced by Eurocodes with the objective of harmonizing the structural design. Even if there is already a large use and knowledge of Eurocodes, some doubts still persist considering the form of their application or resolution of some standards, especially in the application of the rules of EC8. Hence it is expected that this work may be a contribution to clarify these matters.

Keywords: Reinforced Concrete Design; Hollow core flat slabs; Eurocodes; Earthquake; Primary and Secondary Elements; Prestressing Slabs .

Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	ii
Abstract.....	iii
Índice.....	iv
Índice de Figuras.....	vii
Índice de Quadros.....	viii
Simbologia e Siglas.....	xii
1. Considerações Gerais.....	1
1.1. Introdução.....	1
1.2. Objetivos do Trabalho.....	3
2. Materiais.....	5
2.1. Fiabilidade e tempo de vida útil de projeto.....	5
2.2. Betão.....	5
2.3. Aço.....	7
2.3.1. Armaduras.....	8
2.3.2. Recobrimentos de armaduras.....	8
2.3.3. Distância mínima entre varões.....	9
2.3.4. Diâmetro mínimo de dobragem.....	10
2.3.5. Comprimento de amarração.....	10
2.3.6. Comprimento de sobreposição.....	13
2.4. Coeficientes parciais relativos aos materiais.....	14
3. Ações.....	15
3.1. Peso próprio das construções.....	15
3.2. Sobrecargas.....	15
3.3. Ação Térmica.....	18
3.4. Ação da Retração.....	20

3.5.	Ação sísmica.....	21
3.5.1.	Tipos de Terreno	21
3.5.2.	Zonas Sísmicas	22
3.5.3.	Espectros de Resposta	24
4.	Combinações de ações	27
4.1.	Estados limites Últimos	27
4.2.	Estados limites de Utilização.....	29
4.3.	Coeficientes parciais relativos às ações e às combinações de ações	30
4.4.	Coeficientes de redução ψ	30
5.	Princípios básicos de conceção estrutural para a ação sísmica.....	33
6.	Pré-Dimensionamento.....	35
6.1.	Programa de cálculo	35
6.2.	Lajes.....	35
6.3.	Vigas	37
6.4.	Pilares	38
6.5.	Fundações	39
7.	Modelação estrutural.....	41
7.1.	Regularidade estrutural.....	41
7.1.1.	Regularidade em planta	42
7.1.2.	Regularidade em altura.....	42
7.2.	Espectro de cálculo para a análise elástica	43
7.2.1.	Classificação da estrutura.....	43
7.2.2.	Coeficiente de comportamento q	44
7.2.3.	Definição do espectro de cálculo	48
7.3.	Efeitos acidentais de torção	50
7.4.	Definição das ações de cálculo	55
7.4.1.	Ações permanentes.....	55

7.4.1.1.	Peso Próprio	55
7.4.1.2.	Peso das paredes interiores	55
7.4.1.3.	Peso dos revestimentos	56
7.4.1.4.	Peso das paredes exteriores.....	56
7.4.1.5.	Redução do peso próprio	56
7.4.1.6.	Retração	56
7.4.1.7.	Pré-Esforço	57
7.4.2.	Ações Variáveis.....	60
7.4.2.1.	Sobrecargas	60
7.4.2.2.	Variação Uniforme da temperatura.....	60
7.4.3.	Ação Sísmica.....	62
7.5.	Combinação de ações	62
7.5.1.	Estados limites últimos.....	62
7.5.1.1.	Combinação fundamental de ações.....	62
7.5.1.2.	Combinação de ações sísmicas	63
7.5.2.	Estados limites de utilização	63
7.5.2.1.	Combinação de ações quase permanentes	63
7.6.	Paredes de betão nos elevadores.....	63
7.7.	Elementos sísmicos primários e secundários.....	64
7.8.	Verificações	66
7.8.1.	Análise modal por espectro de resposta	66
7.8.2.	Sistema Porticado.....	67
7.8.3.	Rigidez de torção mínima	67
7.8.4.	Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral da estrutura	68
7.8.5.	Consideração dos efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ)	74
7.8.5.1.	Verificação	75
8.	Estado de limitação de danos	77

8.1. Verificação.....	78
9. Dimensionamento	81
9.1. Lajes.....	81
9.2. Vigas.....	91
9.3. Pilares	102
9.3.1. Pilares – elementos primários	102
9.3.2. Pilares – Elementos Secundários.....	112
9.4. Paredes.....	115
9.5. Fundações	121
10. Conclusões	125
Bibliografia.....	127
Lista de peças desenhadas	128
Anexos (Ver CD)	130

Índice de Figuras

Figura 1: Zonamento térmico Nacional	19
Figura 2: Zonamento sísmico em Portugal Continental.....	23
Figura 3: Espectro de cálculo para a direção X Bloco A.	49
Figura 4: Espectro de cálculo para a direção Y Bloco A.	49
Figura 5: Espectro de cálculo para a direção X e direção Y Bloco B.	50
Figura 6: Localização da origem dos eixos coordenados no modelo do Bloco A.	53
Figura 7: Localização da origem dos eixos coordenados no modelo do Bloco B.	55
Figura 8: Cargas equivalentes para traçados poligonais onde P representa a força do pré-esforço instalada no cabo.	59
Figura 9: Espectro de cálculo definitivo para a direção x Bloco A.....	72
Figura 10: Espectro de cálculo definitivo para a direção y Bloco A.....	73
Figura 11: Zonas maciças da laje a azul no piso 0 Bloco A.....	83
Figura 12: Diagrama momento fletor m_{yy} , Bloco A.....	84

Figura 13: Determinação dos perímetros de controlo crítico u_1	87
Figura 14: Perímetros de controlo para pilares interiores.	89
Figura 15: Largura efetiva do banzo para vigas ligadas a pilares.	94
Figura 16: Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.	97
Figura 17: Esquema do método de cálculo da armadura de flexão numa parede.	116
Figura 18: Esquema de cálculo armaduras em sapatas.	124

Índice de Quadros

Quadro 1: Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto.....	5
Quadro 2: Características do Betão em lajes, vigas, paredes e pilares.....	6
Quadro 3: Características do Betão em lajes pré-esforçadas	6
Quadro 4: Características do Betão em elementos de fundação	7
Quadro 5: Características do Betão em regularização e fundações	7
Quadro 6: Quadro com as classes do aço para armaduras.	7
Quadro 7: Armaduras adotadas em projeto.....	8
Quadro 8: Recobrimentos nominais adotados.....	9
Quadro 9: Distância mínima entre varões.	9
Quadro 10: Diâmetro mínimo de dobragem do varão.....	10
Quadro 11: Valor da tensão de rotura na aderência f_{bd}	12
Quadro 12: Valores de cálculo dos diversos comprimentos de amarração.....	13
Quadro 13: Comprimentos de sobreposição.	14
Quadro 14: Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.	14
Quadro 15: classificação das categorias de utilização de pavimentos.	16
Quadro 16: Categorias de coberturas.	17
Quadro 17: Sobrecargas em pavimentos, escadas e varandas de edifícios.	17
Quadro 18: Sobrecargas para coberturas.....	17
Quadro 19: Temperaturas para as zonas térmicas Nacionais.....	19
Quadro 20: classes de importância para os edifícios.....	22
Quadro 21: Coeficientes de importância γ_I	23
Quadro 22: Aceleração de referência a_{gR} (m/s ²) nas várias zonas sísmicas	24
Quadro 23: valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1.....	25

Quadro 24: valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 2.....	26
Quadro 25: Valores de ϕ para calcular $\psi_{E,i}$	29
Quadro 26: Coeficientes parciais γ para as ações e combinações de ações.	30
Quadro 27: Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica e no cálculo sísmico.	42
Quadro 28: Valor de q_o para sistemas regulares em altura	45
Quadro 29: Valores calculados para o coeficiente de comportamento q para o bloco A e para o bloco B.	47
Quadro 30: Períodos de vibração fundamentais sismo tipo 1 Bloco A.....	52
Quadro 31: Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 nas duas direções principais no bloco A.	52
Quadro 32: Força de corte basal bloco A.....	52
Quadro 33: Forças sísmicas horizontais e máximos momentos torsores a aplicar no centro de massa do piso i do bloco A.....	52
Quadro 34: Coordenadas dos centros de massa no Bloco A.....	53
Quadro 35: Períodos de vibração fundamentais sismo tipo 1 Bloco B.....	53
Quadro 36: Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 nas duas direções principais no bloco B.	53
Quadro 37: Força de corte basal no bloco B.	54
Quadro 38: Forças sísmicas horizontais e máximos momentos torsores a aplicar no centro de massa do piso i do bloco B.....	54
Quadro 39: Coordenadas dos centro de massa no Bloco B.....	54
Quadro 40: características mecânicas do Aço Pré-esforço.	57
Quadro 41: Força de corte na base nos pórticos e nas paredes Bloco A.....	67
Quadro 42: Períodos dos modos de vibração do Bloco A e Bloco B.....	68
Quadro 43: Verificação da contribuição do sistema secundário na rigidez lateral da estrutura Bloco A.	69
Quadro 44: Verificação da contribuição do sistema secundário na rigidez lateral da estrutura Bloco B.....	69
Quadro 45: Verificação da contribuição para a rigidez lateral no Bloco A dos elementos sísmicos secundários $\leq 15\%$	71
Quadro 46: Força de corte Basal para a definição sistema estrutural Bloco A.....	71

Quadro 47: Verificação da contribuição para a rigidez lateral no Bloco B dos elementos sísmicos secundários $\leq 15\%$	74
Quadro 48: Força de corte Basal para a definição sistema estrutural do Bloco B.	74
Quadro 49: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo global Bloco A.	76
Quadro 50: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo primário Bloco A.	76
Quadro 51: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo global Bloco B.	76
Quadro 52: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo primário Bloco B.	76
Quadro 53: Valores do coeficiente de redução v	78
Quadro 54: Verificação limitação de danos modelo global bloco A.	78
Quadro 55: Verificação limitação de danos modelo primário bloco A.	79
Quadro 56: Verificação limitação de danos modelo global bloco B.	79
Quadro 57: Verificação limitação de danos modelo primário bloco B.	79
Quadro 58: Área mínima de armadura de tração para a laje	82
Quadro 59: Esforço transversal resistente da laje.	82
Quadro 60: Momentos resistentes da laje no bloco A.	86
Quadro 61: Áreas máximas e mínimas de armadura em vigas tendo em conta o EC2.	92
Quadro 62: Áreas mínimas de armaduras em vigas tendo em conta o EC8.	92
Quadro 63: Ductilidade em curvatura disponível.	95
Quadro 64: Esforços condicionantes de dimensionamento da viga V1.	100
Quadro 65: Armaduras longitudinais da viga V6.	101
Quadro 66: Armaduras de esforço transversal da viga V6.	101
Quadro 67: Valor do expoente a	104
Quadro 68: Verificação P10 Esforço Normal Reduzido.	108
Quadro 69: Armadura mínima P10.	108
Quadro 70: Momentos Resistentes P10.	109
Quadro 71: Verificação Flexão Desviada.	109
Quadro 72: Esforço Transversal por capacidade real P10.	110
Quadro 73: Armaduras de esforço transversal P10.	111
Quadro 74: Verificação das bielas comprimidas P10.	111
Quadro 75: armadura de confinamento zona crítica P10.	112

Quadro 76: Verificação Esforço Normal Reduzido P20.....	114
Quadro 77: Armadura mínima P20.	114
Quadro 78: Momentos resistentes pilar P20.	114
Quadro 79: Momentos resistentes P20 versus Momentos resistentes Laje.....	115
Quadro 80: Quadro esforço axial reduzido parede PA1-Y	119
Quadro 81: Armadura de flexão elemento extremidade Parede Pa1-Y.	119
Quadro 82: altura crítica parede PA1-Y.....	120
Quadro 83: Armadura de flexão entre elementos de extremidade.	120
Quadro 84: Verificação da armadura flexão adotada.	120
Quadro 85: Verificação das bielas comprimidas e dimensionamento A_s transversal.	121
Quadro 86: Armadura confinamento elementos extremidade.....	121
Quadro 87: Dimensões admitidas para a Sapata P20.....	123
Quadro 88: Comprovativo da verificação da rotura por corte no solo.	123
Quadro 89: Dimensionamento das armaduras da Sapata do pilar P20.	124

Simbologia e Siglas

Alfabeto Latino

d	Distância mínima entre varões
$\emptyset_{m,min}$	Diâmetro do mandril
l_{bd}	Comprimento de amarração de cálculo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
l_0	Comprimento de sobreposição
ΔT_U	Varição uniforme da temperatura
T	Temperatura média de um elemento
ΔT_{eq}	Varição da temperatura equivalente
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície
$S_d(T)$	Espectro de resposta de cálculo
e_{laje}	Espessura da laje
a_c	Flecha a longo prazo admissível
a_0	Flecha elástica
A_c	Seção de um pilar ou de uma sapata
r	Rigidez de torção
q	Coefficiente de comportamento
k_w	Modo de rotura predominante
q_o	Valor básico do coeficiente de comportamento
e_{ai}	Excentricidade acidental da massa do piso i

M_{ai}	Conjunto de momentos torsores aplicados em cada piso i
F_i	Força horizontal atuando no piso i para as direções relevantes
F_b	Força de corte sísmica na base
F_{eq}	Forças equivalentes à ação do pré-esforço
R_{min}	Raio mínimo a adotar nas concordâncias no traçado do pré-esforço
P_∞	Força no cabo de pré-esforço a tempo infinito
k_θ	Rigidez da mola
d_{e1}	Deslocamento elástico no modelo primário
d_{e2}	Deslocamento elástico no modelo global
d_r	Valor de calculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
$V_{Rd,c}$	Esforço transversal resistente de calculo
$A_{s,min}$	Armadura mínima de calculo
$A_{s,max}$	Armadura máxima de calculo
A_s	Armadura de calculo
M_{Ed}	Momento fletor de dimensionamento
M_{Rd}	Momento fletor resistente de dimensionamento
V_{Ed}	Tensão de punçoamento
$V_{Rd,max}$	Tensão máxima de punçoamento
$V_{Rd,cs}$	Armadura de punçoamento de calculo
$U_{out,ef}$	Perímetro de controlo para o qual não é necessário armadura de punçoamento
b_w	Largura mínima de uma viga sísmica primária
$S_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
l_{cr}	Comprimento da zona crítica

B_{wo}	Espessura da alma de uma parede
h_{cr}	Altura da zona crítica de uma parede
l_c	Extensão de elemento de extremidade

Alfabeto Grego

γ_C	Coeficiente parcial relativo ao material betão
γ_S	Coeficiente parcial relativo ao material Aço
$\Psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação para a ação variável i
γ_G	Coeficiente de combinação parcial para cargas permanentes
γ_G	Coeficiente de combinação parcial para cargas variáveis
Ψ_i	Coeficiente de combinação de redução para cargas variáveis
α_0	Esbelteza predominante
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
ω	Percentagem mecânica da armadura
μ	Momento fletor reduzido
ρ	Taxa de armadura na zona tracionada
μ_ϕ	Valor de calculo da ductilidade local em curvatura
ν_d	Esforço normal reduzido
ρ_w	Valor de calculo da armadura transversal de uma viga
$\rho_{w,min}$	Valor de calculo minimo da armadura transversal de uma viga
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
α	Coeficiente de eficácia do confinamento
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

Siglas

EN	<i>European Norm</i> (Norma Europeia)
EC0	Eurocódigo 0: NP EN 1990
EC1	Eurocódigo 1: NP EN 1991-1-1
EC2	Eurocódigo 2: NP EN 1992-1-1
EC8	Eurocódigo 2: NP EN 1998-1-1
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil

1. Considerações Gerais

1.1. Introdução

O trabalho final de mestrado é composto por um projeto de fundações e estrutura em betão armado de um edifício destinado a serviços, com uso para centro de dia para idosos, residências individuais assistidas e creche. O edifício desenvolve-se em quatro pisos elevados. O piso 0 tem uma dimensão aproximada de 17,42 m de largura por 77m de comprimento e alberga o centro de dia e a creche - este piso é semienterrado mas para simplificação do presente trabalho iremos adotá-lo como um piso totalmente acima do solo. O piso 1 alberga as residências individuais e gabinetes de apoio, tem uma dimensão no comprimento semelhante ao piso 0 mas a sua largura reduz em parte para os 9,66 m e surge mais um corpo excêntrico devido à geometria do lote e à orografia do terreno, determinando a irregularidade em planta deste piso. Os pisos 2 e 3 albergam residências individuais assistidas, as suas dimensões são ligeiramente reduzidas e existem alguns recuos ou seja em todos os pisos existem diferenças significativas em planta.

Devido ao comprimento da estrutura e tendo em conta o dimensionamento de diversas soluções estruturais, o edifício será dividido em dois blocos, bloco A e bloco B através de uma junta de dilatação.

No bloco A são aplicadas as soluções de laje fungiforme aligeirada sem pré-esforço, uma vez que os vãos são relativamente curtos, com a maior dimensão no valor de 7,11 m. Neste bloco, uma vez que o comprimento da estrutura é superior a 30 m, deve-se introduzir a ação da retração e da variação uniforme da temperatura para a determinação da envolvente de esforços. De acordo com o EC8, nas regras específicas para edifícios de betão, art.º 5.1.1 (2)P “ os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários de acordo com 4.2.2 não estão totalmente cobertos pela seção 5 ”, pelo que, tendo em conta a prudência e o bom senso, o projetista deve considerar o sistema pilar/laje fungiforme como elemento secundário, não contribuindo assim para a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

No bloco B os vãos entre apoios tem maior dimensão, medindo cerca de 8,50 m. Como se pretende manter constante a espessura das lajes em ambos os blocos com referência ao

vão menor recorre-se à solução de pré-esforço em monocórdão auto embainhado para controlar a deformação das lajes no Bloco B.

Pretende-se desenvolver o projeto de forma a englobar diversas soluções estruturais no mesmo edifício, ou seja encarar o trabalho final de mestrado como uma oportunidade de estudo do dimensionamento de diversas soluções em projeto.

Para alcançar este objetivo aplicam-se os conhecimentos teóricos adquiridos ao longo da formação académica, agregando as várias disciplinas por forma a “sentir” e ultrapassar as dificuldades e desafios decorrentes de uma modelação e dimensionamento de um edifício “real”, ganhando mais confiança e competência no desenvolvimento de futuros trabalhos.

A estrutura do edifício será constituída por lajes fungiformes apoiadas em pilares e paredes de betão, com vigas de bordadura na periferia da construção. Neste tipo de estrutura, considerando a dimensão dos vãos envolvidos, normalmente a espessura das lajes é significativa, aumentando o custo de construção devido ao betão consumido. Aliado à grande espessura das lajes, aumentam as ações verticais e horizontais, aumentando por sua vez as dimensões dos elementos resistentes da estrutura, tais como pilares, paredes resistentes e fundações, contribuindo dessa forma para um custo mais elevado.

Com a intenção de atenuar estes inconvenientes é usual aligeirar a laje. Tradicionalmente esse aligeiramento é conseguido através da introdução de blocos de aligeiramento. Normalmente este sistema é composto por nervuras bidirecionais que conferem uma redução significativa do peso próprio da laje, face à laje maciça necessária. Porém a redução da inércia destas lajes, tendo em conta o seu funcionamento em secção tipo T, é maior comparativamente à redução do peso próprio (na ordem dos 2/3), o que vai originar uma maior espessura necessária e processos construtivos mais complexos, lentos e caros.

Com a elaboração deste trabalho, pretende-se atingir diversos objetivos, dos quais se destacam os seguintes:

1. A aplicação dos conceitos teóricos adquiridos durante a formação académica na execução de um projeto.
2. O dimensionamento e pormenorização de um sistema de aligeiramento de lajes fungiformes inovador e sustentável, em que a sua execução seja mais fácil,

económica, sustentável e célere, não tendo os inconvenientes do sistema convencional de aligeiramento.

3. Manter constante a espessura das lajes fungiformes com referência aos vãos menores, usando pré-esforço nas bandas das lajes com vãos maiores, por forma a controlar a deformação.
4. Devido à dimensão e forma da construção, opta-se pela existência de uma junta de dilatação sísmica, de forma a tornar mais regular a estrutura e melhorar o seu comportamento sísmico, diminuindo o seu comprimento, obtendo-se dois corpos, Bloco A e Bloco B.

1.2. Objetivos do Trabalho

As lajes fungiformes aligeiradas convencionais recorrem a cofragem perdida ou recuperável tipo “coco”, formando um sistema de nervuras bidirecionais, que resultam numa redução significativa do seu peso próprio da laje face à necessária laje maciça. Porém a redução da inércia destas lajes conferida pela secção em T que deriva das suas nervuras bidirecionais, é na ordem dos 2/3, originando lajes de maior espessura face à necessária laje maciça. Neste sentido, este tipo de aligeiramento apresenta algumas desvantagens:

- Maior espessura face à necessária laje maciça, aumentando a altura global da estrutura, o que por vezes pode incompatibilizar o projeto estrutural com o projeto de arquitetura.
- Devido ao aumento da espessura total da laje, a poupança no consumo de betão é diminuta.
- Custo elevado.
- Processo construtivo complexo e com mão-de-obra especializada.

Com o intuito de alcançar o objetivo do dimensionamento de um sistema de aligeiramento de lajes fungiformes inovador em que a sua execução seja mais fácil, económica, sustentável e célere, não tendo as desvantagens do sistema tradicional de aligeiramento, recorre-se a um sistema de aligeiramento através de elipsoides ou esferas de polipropileno embebidas na laje e composta por grelhas metálicas de posicionamento do tipo “CobiAx” ou equivalente.

Este sistema assenta na introdução de um vazio na forma esférica ou elipsoidal na zona onde o betão não é essencial em termos do comportamento global da laje, permite uma otimização na espessura da laje e a melhoria do seu comportamento. A espessura da laje é definida da mesma forma que se faria para uma laje maciça fungiforme. Assumida a espessura da laje

seleciona-se o vazio que se pretende utilizar, considerando a redução de carga e o fator de correção da inércia de acordo com os parâmetros da respectiva tabela e de acordo com o vazio selecionado.

O sistema consiste num conjunto integrado de elipsoides ou esferas de polipropileno e grelhas metálicas de posicionamento que se interpõem entre as armaduras longitudinais inferiores e superiores, dispensando as tradicionais “cadeiras” de suporte da armadura. Como a espessura total da laje se mantém inalterada, como se tratasse de uma laje maciça, o consumo de betão diminui por via dos vazios, a mão-de-obra é menor (uma vez que o sistema é aplicado já montado e serve de suporte da armadura superior), logo o custo final baixa, pelo que as desvantagens referidas para o aligeiramento tradicional não ocorrem. Pretende-se assim dimensionar este sistema de aligeiramento por ser mais vantajoso, já que pode reduzir o peso próprio até cerca de 32% e a inércia apenas entre 8% a 11%, pelo que é assim largamente compensada pela redução de peso próprio. Deve-se referir que a resistência ao esforço transversal na zona aligeirada é reduzida em cerca de 50% face à laje maciça, o que implica zonas maciças junto aos apoios. A aplicação deste sistema permite a redução do consumo de betão garantindo em simultâneo o funcionamento da laje de acordo com os parâmetros próprios de uma laje maciça resultando numa solução mais leve e sustentável devido ao menor consumo de betão e à possibilidade de reciclar os elementos em polipropileno não utilizados ou degradados, sendo mais eficiente no ponto de vista da utilização do aço e betão.

Nas lajes fungiformes aligeiradas com vãos maiores pretende-se usar o pré-esforço em monocórdão auto embainhado nas bandas, de forma a manter constante a espessura das lajes com referência às lajes com vãos menores, fazendo a interligação entre as zonas maciças pré-esforçadas e o sistema de aligeiramento.

No corpo com maior dimensão longitudinal verificam-se os efeitos da variação uniforme da temperatura e da retração na estrutura, nomeadamente na variação dos esforços.

Com este trabalho pretendeu-se incrementar a experiência e confiança na modelação e dimensionamento de estruturas de edifícios, recorrendo aos conhecimentos teóricos adquiridos durante a formação académica, reforçando desse modo a competência profissional nesta área.

2. Materiais

Para a definição dos materiais deve-se determinar o tempo de vida útil de projeto, de acordo com o art.º 2.1.3 (1) da EN 1992-1-1 (doravante EC2). As regras relativas ao tempo de vida útil encontram-se na seção 2 da EN 1990 (doravante EC0).

2.1. Fiabilidade e tempo de vida útil de projeto

De acordo com o EC0, o tempo de vida útil de projeto é definido como o período durante o qual se pretende que a estrutura seja utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações. No quadro seguinte apresentam-se os valores constantes da Norma, os quais têm um carácter indicativo.

Quadro 1: Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

Categoria (em termos de vida útil de projeto)	Valores indicativos (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias (e não reutilizáveis)
2	10 a 25	Componentes substituíveis (por exemplo, aparelhos de apoio)
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e afins
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Pontes, edifícios social ou economicamente muito importantes

Para o projeto incluído neste trabalho adotou-se a categoria S4 com uma vida útil de projeto de 50 anos.

2.2. Betão

Para a definição da classe de resistência do betão, deve-se determinar as condições de exposição ambiental a que estará sujeito. Estas condições de exposição são as condições químicas e físicas a que a estrutura está exposta, para além das ações mecânicas. De acordo com a EN 206-1 e com o EC2 art.º 4.2 (2) as condições ambientais são classificadas de acordo com o quadro 4.1. Estas condições variam de acordo com a função do elemento estrutural.

Para as fundações diretas e em contato direto com o solo, com possibilidade de corrosão induzida por carbonatação, adota-se a classe de exposição ambiental XC2 que está associada a betão em contato prolongado com água. Para o betão de limpeza adota-se a classe de exposição ambiental X0 associada a betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos.

Para a estrutura que está acima do solo, considerada no interior do edifício com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada e betão exterior protegida da chuva, como é o caso das lajes, vigas, paredes e pilares adota-se a classe de exposição ambiental XC3.

De acordo com o EC2, o quadro Na-E.1N do anexo Nacional NA indica classes de resistência do betão correspondentes às classes ambientais definidas. Para a classe X0 indica a classe de resistência C12/15, para a classe XC2 indica a classe de resistência C25/30 e para a classe XC3 indica a classe de resistência C30/37. Assim, adotou-se no projeto a classe de resistência C12/15 para o betão de limpeza, C25/30 para as fundações e C30/37 para a restante estrutura. Apresenta-se um resumo nos seguintes quadros com as características do betão a usar na estrutura.

Quadro 2: Características do Betão em lajes, vigas, paredes e pilares

Betão para Lajes, vigas, paredes e pilares	
Classe de resistência / dosagem	C30/37
Classe de exposição ambiental	XC3 (P)
Teor de cloretos do betão	CL 0.40
Classe de consistência	S3
Máxima dimensão do agregado	25 mm

Quadro 3: Características do Betão em lajes pré-esforçadas

Betão para Lajes Pré-Esforçadas	
Classe de resistência / dosagem	C30/37
Classe de exposição ambiental	XC3 (P)
Teor de cloretos do betão	CL 0.20
Classe de consistência	S3
Máxima dimensão do agregado	25 mm

Quadro 4: Características do Betão em elementos de fundação

Betão para elementos Fundações	
Classe de resistência / dosagem	C25/30
Classe de exposição ambiental	XC2 (P)
Teor de cloretos do betão	CL 0.20
Classe de consistência	S3
Máxima dimensão do agregado	25 mm

Quadro 5: Características do Betão em regularização e fundações

Betão em Regularização de Fundações	
Classe de resistência / dosagem	C12/15
Classe de exposição ambiental	X0 (P)
Teor de cloretos do betão	CL 1.0
Classe de consistência	S3
Máxima dimensão do agregado	25 mm

2.3. Aço

De acordo com Anexo Nacional NA 4.3 (a) do EC2 , as armaduras de betão armado a utilizar em Portugal deverão ser da classe de resistência (f_{yk} ou $f_{0,2k}$) 400 e 500 e deverão ainda satisfazer as especificações LNEC aplicáveis. As armaduras a utilizar em projeto em Portugal deverão ter as propriedades compatíveis com o quadro C.1 do anexo C do EC2. A relação entre as designações dos tipos de armaduras e as propriedades indicadas no quadro C.1 do anexo C da Norma é disposta no quadro seguinte.

Quadro 6: Quadro com as classes do aço para armaduras.

Armaduras	Classe (ver o quadro C.1 anexo C)
A400 NR ou A500 NR de ductilidade especial	C
A400 NR ou A500 NR	B
A 500 ER	A

2.3.1. Armaduras

Adota-se para as armaduras ordinárias a classe C e o aço A500 NR SD de ductilidade especial, para o aço pré-esforçado adota-se o monocórdão auto embainhado Y1860 S7 15.2 da classe 2 de relaxação de acordo com o EC2 art.º 3.3.2 (4)P. No quadro seguinte indicam-se as armaduras a empregar.

Quadro 7: Armaduras adotadas em projeto.

Armaduras ordinárias	Classe
A500 NR SD	C
Armaduras Pré-Esforçadas	Classe de Relaxação
Y1860 S7 15.2	2

2.3.2. Recobrimentos de armaduras

Na proteção contra a corrosão do aço, proteção ao fogo e na durabilidade da estrutura o recobrimento das armaduras assume um papel importante. Este é definido como sendo a distância entre a superfície da armadura que fica mais próxima da superfície de betão. O recobrimento nominal deve ser especificado nos desenhos do projeto e é definido como o recobrimento mínimo mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução. Tomando em conta o anexo Nacional do EC2 e de acordo com NA 4.3 (d), os valores de recobrimento de armaduras a adotar em Portugal para estruturas com períodos de vida de 50 anos e 100 anos resumem-se no quadro NA II.

De acordo com o quadro mencionado e tomando em consideração a classe estrutural S4 e a classe de exposição ambiental XC2/XC3 o recobrimento nominal adotado para a armadura é de 35 mm. Para os elementos do tipo laje em que a posição das armaduras não é afetada pelo processo construtivo e as tolerâncias de execução podem ser desprezadas, o recobrimento nominal adotado é de 25 mm. Para as fundações que são betonadas sobre uma camada irregular, mas regularizada pelo betão de limpeza, o recobrimento nominal das armaduras adotado é de 50 mm. No quadro seguinte resumem-se os recobrimentos nominais adotados.

Quadro 8: Recobrimentos nominais adotados

Elementos Estruturais	Recobrimento Nominal Adotado (mm)
Pilares, Vigas e Paredes	35
Lajes	25
Fundações com betão de limpeza	50

2.3.3. Distância mínima entre varões

A distância mínima entre varões tem especial relevância na betonagem e compactação do betão, pois deve garantir condições adequadas para permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegurar adequadas condições de aderência. Segundo o EC2, art.º 8.2(2), a distância livre, tanto horizontal como vertical, entre varões paralelos ou camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior ao maior dos valores seguintes:

$$d = \max \{ K_1 \times \varnothing_v ; d_g + k_2 ; 20\text{mm} \} \quad (2.1)$$

Em que:

\varnothing_v diâmetro do varão;

$K_1 = 1$ mm;

d_g dimensão máxima do agregado;

$K_2 = 5$ mm

Aplicando a anterior expressão obteve-se a distância mínima entre varões no valor de 30 mm, de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 9: Distância mínima entre varões.

Dimensão máxima Varão (mm)	Dimensão máxima agregado (mm)	K_1 (mm)	K_2 (mm)	Distância mínima entre varões (mm)
20	25	1	5	30

2.3.4. Diâmetro mínimo de dobragem

De acordo com o EC2, art.º 8.3, o diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser tal que não provoque o aparecimento de fendas no varão e a rotura do betão no interior da curva do varão[8]. De forma a garantir estes requisitos, o diâmetro de dobragem do varão não deve ser inferior a $\varnothing_{m,min}$ (diâmetro do mandril). O diâmetro mínimo do mandril para cotovelos, ganchos e laços é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$\varnothing_{m,min} = \begin{cases} 4 \varnothing & \text{se } \varnothing \leq 16 \text{ mm} \\ 7 \varnothing & \text{se } \varnothing \geq 16 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.2)$$

Aplicando a expressão anterior obtém-se os diâmetros mínimos do mandril de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 10: Diâmetro mínimo de dobragem do varão.

\varnothing do Varão (mm)	Diâmetro mínimo Mandril $\varnothing_{m,min}$ (mm)
6	24
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175
32	224

2.3.5. Comprimento de amarração

O comprimento de amarração da armadura destina-se a assegurar uma boa transferência para o betão das forças de aderência e evitar a fendilhação longitudinal ou o destacamento do betão[8]. Deve-se consultar a figura 8.1 do EC2 para se visualizar os diferentes tipos de amarração além do prolongamento reto. O comprimento de amarração de cálculo l_{bd} obtém-se através das seguintes expressões que constam nos art.º 8.4.2, 8.4.3 e 8.4.4 do EC2.

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (2.3)$$

Em que:

α_1 Coeficiente que tem em conta a forma dos varões;

α_2 Coeficiente que tem em conta o recobrimento da armadura;

α_3 Coeficiente que tem em conta a cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal;

α_4 Coeficiente que tem em conta a cintagem das armaduras transversais soldadas;

α_5 Coeficiente que tem em conta a cintagem por compressão transversal.

Para os valores dos anteriores coeficientes ver quadro 8.2 do EC2.

O comprimento de amarração de referência $l_{b,rqd}$ obtém-se através da expressão:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (2.4)$$

Em que:

\emptyset diâmetro do varão;

σ_{sd} valor de cálculo da tensão na seção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} valor de cálculo da tensão de rotura de aderência.

O valor de cálculo da tensão de rotura de aderência para varões de alta aderência pode ser considerado igual à seguinte expressão:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (2.5)$$

Em que:

η_1 Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, com um valor igual a 1 para condições de “boa” aderência e valor igual a 0,7 para todos os outros casos e para varões em elementos estruturais construídos com cofragens deslizantes;

η_2 Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão, para $\emptyset \leq 32$ mm toma o valor de 1,0 e para $\emptyset \geq 32$ mm o seu valor é igual a $(132 - \emptyset) / 100$;

f_{ctd} valor de cálculo da resistência do betão à tração.

O valor de cálculo da tensão de rotura à tração pode ser considerado igual à seguinte expressão:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ck,0,05} / \gamma_c \quad (2.6)$$

Em que:

α_{ct} coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, recomendado a usar-se o valor de 1;

γ_c coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, que toma o valor de 1,5;

O comprimento de amarração mínimo $l_{b,min}$ é dado pela expressão seguinte:

$$l_{b,min} = \begin{cases} \text{para amarrações de varões tracionados } l_{b,min} > \max\{0,3 l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100mm\} \\ \text{para amarrações de varões comprimidos } l_{b,min} > \max\{0,6 l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100mm\} \end{cases} \quad (2.7)$$

Para o cálculo da tensão de rotura para a aderência considerou-se a situação mais condicionante, adotando-se o valor do coeficiente $\eta_1 = 0,7$ valor para todos os outros casos, ou seja “má” aderência e para varões com diâmetros menores ou iguais a 32 mm, o betão a usar é o C30/37. Com base nestes condicionantes obtiveram-se os valores para a tensão de rotura por aderência constantes no quadro seguinte:

Quadro 11: Valor da tensão de rotura na aderência f_{bd} .

Resistência do betão à tração f_{ctd} (Mpa)	Tensão de rotura aderência f_{bd} (Mpa)
1.33	2.1

Para o cálculo do valor do comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$ admitiu-se para o valor de cálculo da tensão na seção do varão σ_{sd} , o valor de 435 MPa para aço A500. Para o cálculo do comprimento de amarração mínimo, $l_{b,min}$ optou-se pela expressão para varões tracionados. Após os cálculos mencionados obteve-se finalmente o valor do comprimento de amarração de cálculo, l_{bd} , valores estes que se apresentam no seguinte quadro:

Quadro 12: Valores de cálculo dos diversos comprimentos de amarração.

Ø do Varão (mm)	Comprimento de amarração de referência $l_{b,rqd}$ (m)	Comprimento de amarração mínimo $l_{b,min}$ (m)	Comprimento de amarração cálculo l_{bd} (m)
6	0.31	0.10	0.31
8	0.41	0.12	0.41
10	0.52	0.16	0.52
12	0.62	0.19	0.62
16	0.83	0.25	0.83
20	1.04	0.31	1.04
25	1.29	0.39	1.29
32	1.66	0.50	1.66

2.3.6. Comprimento de sobreposição

O comprimento das emendas ou o comprimento de sobreposição nos varões destina-se a assegurar a transmissão de esforços de um varão para o outro. Devem ser realizadas de forma a evitarem o destacamento do betão na vizinhança das emendas e evitarem a ocorrência de fendas que prejudiquem o desempenho da estrutura[8].

Deve-se ter em conta que nas sobreposições é necessária uma armadura transversal para resistir às forças de tração transversais (art.º 8.7.4.1 EC2). Estas devem ser desfasadas e não devem ficar localizadas em zonas de momentos ou esforços elevados (por exemplo em zonas críticas) de acordo com o art.º 8.7.2 do EC2.

O comprimento de sobreposição é dado pela expressão seguinte:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (2.8)$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200\text{mm}\} \quad (2.9)$$

Em que:

α_6 $(\rho_1/25)^{0,5}$ mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0 em que ρ_1 é a percentagem de varões emendados a uma distância inferior $0,65 l_0$ da seção média da sobreposição considerada.

Considerou-se por precaução o valor de 1,5 para α_6 e o valor de 1 para os restantes coeficientes α , obtendo-se os comprimentos de sobreposição indicados no seguinte quadro:

Quadro 13: Comprimentos de sobreposição.

Ø do Varão (mm)	Comprimento de amarração de referência $l_{b,rqd}$ (m)	Comprimento de amarração mínimo $l_{b,min}$ (m)	Comprimento de amarração cálculo l_{bd} (m)	Comprimento sobreposição mínimo $l_{o,min}$ (m)	Comprimento sobreposição l_o (m)
6	0.31	0.10	0.31	0.20	0.47
8	0.41	0.12	0.41	0.20	0.62
10	0.52	0.16	0.52	0.23	0.78
12	0.62	0.19	0.62	0.28	0.93
16	0.83	0.25	0.83	0.37	1.24
20	1.04	0.31	1.04	0.47	1.55
25	1.29	0.39	1.29	0.58	1.94
32	1.66	0.50	1.66	0.75	2.48

2.4. Coeficientes parciais relativos aos materiais

Devem utilizar-se os coeficientes γ_C e γ_S definidos para os estados limites últimos. De acordo com a art.º 2.4.2.4(1) do EC2 estes tomam os valores do quadro seguinte:

Quadro 14: Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos.

Situações de projeto	γ_C para Betão	γ_S para Aço de armaduras para betão armado	γ_S para Aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes e transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

3. Ações

As ações normalmente classificadas como ações permanentes (G) correspondem ao peso próprio das estruturas (estruturais) e ao peso dos elementos não estruturais, nomeadamente revestimentos dos pavimentos, tetos falsos, paredes de alvenaria e equipamentos fixos. São caracterizadas por serem ações cuja variação de intensidade no tempo é desprezável. As ações variáveis (Q) são ações que estão associadas ao uso e utilização da estrutura e cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável, sendo especificadas na norma NP EN 1991 (EC1).

3.1. Peso próprio das construções

Na maior parte dos casos, o peso próprio deverá ser representado por um único valor característico calculado com base nas dimensões nominais e nos valores característicos dos pesos volúmicos correspondentes. Deverão normalmente utilizar-se os valores médios como valores característicos. O EC1 apresenta no anexo A valores relativos a pesos de diversos materiais de construção e a materiais armazenados - esta ação é classificada como permanente fixa. O peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais deverá ser considerado nas combinações de ações como uma única ação.

3.2. Sobrecargas

As sobrecargas nos edifícios são as cargas que resultam da sua ocupação. São consideradas em projeto como ações quase estáticas e são classificadas como ações variáveis livres, sendo aplicadas apenas nas zonas em que provocam efeitos desfavoráveis.

Para a determinação dos valores característicos das sobrecargas, os pavimentos e as coberturas dos edifícios são classificados em categorias em função da sua utilização. O Art.º 6.3.1.1 (1)P do EC1 define as categorias de acordo com as suas utilizações específicas indicadas no quadro 6.1 e quadro 6.9 da norma. Para os valores característicos das ações o art.º 6.3.1.2 (1)P define os valores característicos q_k (kN/m²) correspondentes a uma carga uniformemente distribuída e Q_k (kN) correspondentes a uma carga concentrada, indicadas no quadro 6.2 e quadro 6.10 da norma (ver quadros seguintes).

Quadro 15: classificação das categorias de utilização de pavimentos.

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; Quartos e enfermarias em hospitais; Quartos de hotéis cozinhas e lavabos
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com exceção às categorias A, B e D)	<p>C1- Zonas com mesas; em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções.</p> <p>C2 – Zonas com assentos fixos; Igrejas, Teatros ou cinemas, salas de conferência, salas de aula ou de reuniões, salas de espera.</p> <p>C3 – Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; Museus, acessos em edifícios públicos, administrativos, hotéis, hospitais e átrios de entrada de estações de comboios.</p> <p>C4 – Zonas em que são possíveis atividades físicas; Salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5 – Zonas de possível acolhimento de multidões; edifícios para eventos públicos, salas de concertos, salas para atividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso, plataformas ferroviárias.</p>
D	Atividades comerciais	<p>D1 – Zonas de lojas em geral</p> <p>D2 – Zonas de grandes armazens</p>

Quadro 16: Categorias de coberturas.

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis exceto 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

Quadro 17: Sobrecargas em pavimentos, escadas e varandas de edifícios.

Categoria de zonas carregadas	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Categoria A		
-Pavimentos	1,5 a 2,0	2,0 a 3,0
-Escadas	2,0 a 4,0	2,0 a 4,0
-Varandas	2,5 a 4,0	2,0 a 3,0
Categoria B	2,0 a 3,0	1,5 a 4,5
Categoria C		
-C1	2,0 a 3,0	3,0 a 4,0
-C2	3,0 a 4,0	2,5 a 7,0 (4,0)
-C3	3,0 a 5,0	4,0 a 7,0
-C4	4,5 a 5,0	3,5 a 7,0
-C5	5,0 a 7,5	3,5 a 4,5
Categoria D		
-D1	4,0 a 5,0	3,5 a 7,0 (4,0)
-D2	4,0 a 5,0	3,5 a 7,0

Quadro 18: Sobrecargas para coberturas

Categoria	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
H	0,40	1,0
I	Valores iguais aos definidos para a categoria de utilização de A a G	Valores iguais aos definidos a para categoria de utilização de A a G

3.3. Ação Térmica

As ações térmicas em estruturas resultam de variações dos campos de temperatura instalados nos elementos constituintes num determinado período de tempo. Estas variações tem diversas origens, desde variações climáticas diárias e sazonais, condições de exploração da própria estrutura ou situações particulares.

No caso dos edifícios, a componente de variação uniforme da temperatura é a responsável pelos movimentos longitudinais dos elementos, de contração ou dilatação. De acordo com a NP EN 1991-1-5 as ações térmicas devem ser classificadas como ações variáveis indiretas em virtude de corresponderem a deformações impostas. Os elementos de estruturas resistentes devem ser verificados de modo a assegurar que os movimentos de origem térmica não provoquem solicitações excessivas na estrutura ou pela adoção de disposições construtivas como juntas de dilatação ou incluindo no cálculo os respetivos efeitos[7]. No caso deste trabalho a estrutura do edifício tem mais de 30 m de comprimento em planta, por isso deve-se incluir no cálculo os efeitos da ação térmica, nomeadamente, a componente da variação uniforme da temperatura.

Para o cálculo da componente da variação uniforme da temperatura a NP EN 1991-1-5 define no art.º 5.2(3)P a) que uma componente da variação uniforme da temperatura ΔT_U obtém-se pela diferença entre a temperatura média T de um elemento e a sua temperatura inicial T_0 ;

$$\Delta T_U = T - T_0 \quad (3.1)$$

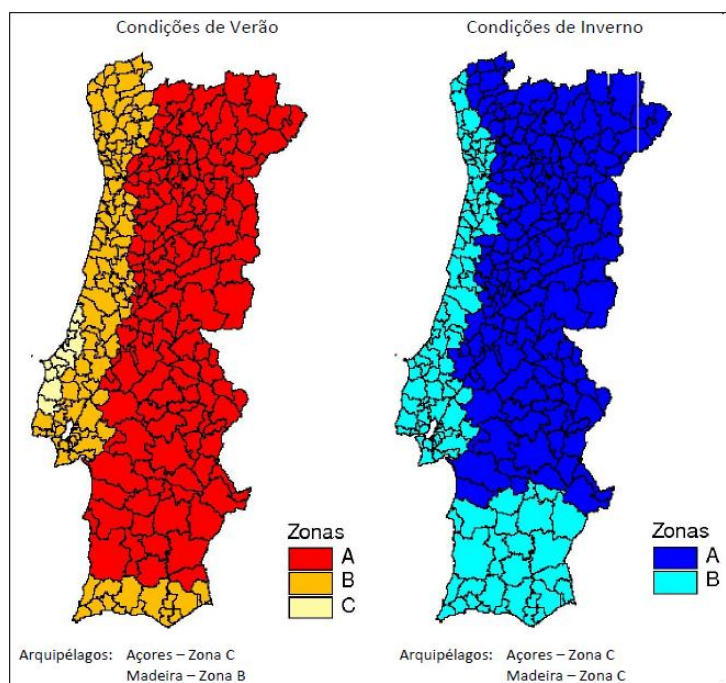
No anexo Nacional NA-A.1(3) define o valor da temperatura inicial T_0 de um elemento estrutural no momento em que são introduzidos constrangimentos, referindo que o valor da temperatura média de uma estrutura é muito semelhante ao valor da temperatura média do ar no local da obra, podendo-se adotar o valor da temperatura média do ar. Na falta de outros dados, pode-se considerar na maioria das vezes $T_0 = 15^\circ\text{C}$.

Para a determinação da temperatura média T de um elemento, o art.º 5.3 da norma define que será a média das temperaturas do ambiente interior T_{in} e exterior T_{out} .

$$T = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad (3.2)$$

De acordo com a NP EN 1991-1-5 do anexo Nacional NA, a) NA 5.3(2) e quadro NA 5.1 pode-se adotar para a temperatura média interior $T_{in}=25^{\circ}\text{C}$ em condições de verão e $T_{in}=18^{\circ}\text{C}$ em condições de inverno. A temperatura do ar à sombra T_{out} determina-se para as condições de verão e de inverno, estando o território Nacional dividido por zonas, que correspondem à cota zero aos valores respetivos de T_{max} e T_{min} (que são as variáveis envolvidas na determinação de T_{out}). Para cada local há que ter em conta os efeitos da altitude na temperatura do ar: para as condições de verão se subtrai $1,0^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de altitude ao valor tabelado de T_{max} e para as condições de inverno subtrai-se $0,5^{\circ}\text{C}$ por cada 100 m de altitude ao valor tabelado de T_{min} .

Figura 1: Zonamento térmico Nacional



Quadro 19: Temperaturas para as zonas térmicas Nacionais

Zonas térmicas para condições de Verão		Zonas térmicas para condições de Inverno	
Zona	T_{max}	Zona	T_{min}
A	45°C	A	-5°C
B	40°C	B	0°C
C	35°C	C	5°C

Para zonas de edifícios acima do solo, o quadro NA 5.2 da Norma indica as temperaturas T_{out} a considerar tendo em conta o fator significativo dependente da cor da superfície e são válidas

para superfícies horizontais ou viradas a oeste. Para outras orientações o valor de T_{out} tem de ser ajustado de acordo com as indicações que constam no respetivo quadro.

Em resumo, pode-se considerar que na maior parte das vezes só é necessário calcular duas variações uniformes de temperatura, uma para as condições de Verão e outra para as condições de Inverno. Para superfícies horizontais e de cor clara pode-se usar as seguintes expressões:

Condições de inverno:

$$\Delta T_U^- = \frac{18^\circ + (T_{min} - 0.005H)}{2} - T_0 \quad (3.3)$$

H- Altitude em metros medida em relação ao nível do mar

Condições de Verão:

$$\Delta T_U^+ = \frac{25^\circ + (T_{max} + T_i - 0.01H)}{2} - T_0 \quad (3.4)$$

H - Altitude em metros medida em relação ao nível do mar

$T_i = 0$ para superfície clara brilhante

$T_i = 2^\circ\text{C}$ para superfície clara

$T_i = 5^\circ\text{C}$ para superfície escura

3.4. Ação da Retração

Como a estrutura tem uma extensão considerável, o efeito diferido da retração tem de ser contabilizado no cálculo dos esforços de dimensionamento. A retração é considerada uma ação permanente e pode ser simulada no modelo de cálculo através de uma variação de temperatura equivalente, usando a seguinte expressão;

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\alpha} \quad (3.5)$$

ΔT_{eq} Variação da temperatura equivalente

$\varepsilon_{cs,\infty} = -25 \times 10^{-5}$ Extensão a tempo infinito devido à retração numa determinada seção

$\alpha_{betão} = -10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ Coeficiente de dilatação térmica do material

3.5. Ação sísmica

A ação sísmica será porventura a ação mais condicionante para o dimensionamento dos elementos que suportam as cargas horizontais. A Norma Portuguesa NP EN 1998-1 2010 Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos foi a norma usada para caracterizar esta ação. Tem por finalidade assegurar que em caso de ocorrência de um sismo, as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais[4]. O EC8 contém as disposições que têm de ser cumpridas no projeto de estruturas em zonas sísmicas, não dispensando a consulta dos restantes Eurocódigos aplicáveis para o projeto de estruturas.

Os requisitos fundamentais de desempenho preconizados são o requisito de não ocorrência de colapso, admitindo-se que existem danos consideráveis mas mantendo a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. O requisito de limitação de danos estabelece que a estrutura deve resistir a um sismo com uma probabilidade de 10% de ser excedido em 10 anos, sem ocorrência de danos suscetíveis de limitar a sua utilização.

Os critérios de conformidade para satisfazer os requisitos fundamentais são a verificação dos estados limites últimos e os estados de limitação de danos (Utilização). No estado limite último, a resistência e a capacidade de dissipação de energia é conseguida devido ao comportamento não linear dos materiais e da estrutura, fazendo-se com que a energia devida ao sismo seja dissipada por histerese em zonas específicas projetadas para o efeito que se designam por zonas dissipativas ou críticas.

Só se irá abordar neste trabalho as disposições gerais e específicas para edifícios de betão e da classe de ductilidade média DCM.

3.5.1. Tipos de Terreno

De acordo com o art.º 3.1.1(4) em função da classe de importância da estrutura e das condições particulares do projeto deverão realizar-se estudos de caracterização geotécnica para determinar a ação sísmica. No entanto no anexo Nacional NA-3.1.1(4) estes estudos podem ser dispensados no caso de construções que reúnam cumulativamente as seguintes condições:

- Não estarem situadas em locais cujas condições do terreno correspondam aos tipos de terreno especiais S_1 ou S_2 ;
- Pertencerem às classes de importância I ou II.
- Terem uma área de construção igual ou inferior a 1000 m^2 .
- Terem um número de pisos acima do terreno envolvente igual ou inferior a 4.

Nestes casos, a definição do tipo de terreno baseia-se na informação obtida com o dimensionamento para as outras ações e se tal não for contraditório com a informação disponível, poderá adotar-se a ação sísmica para terrenos do tipo B.

De acordo com o quadro 3.1 constante no EC8 os terrenos estão divididos em sete tipos, cada um classificado com os respetivos parâmetros, salientando-se que para os terrenos especiais do tipo S_1 ou S_2 são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica.

3.5.2. Zonas Sísmicas

O território Nacional está dividido em várias zonas sísmica. Cada zona tem um valor correspondente de aceleração de referência, a_{gR} , sendo que o valor de cálculo da aceleração à superfície a_g , de um terreno se obtém multiplicando a aceleração de referência, a_{gR} , pelo coeficiente de importância, γ_I , de acordo com a classe de importância do edifício, usando-se a seguinte expressão:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (3.6)$$

As classes de importância para os edifícios estão definidas no art.º 4.2.5, sendo quatro classes em função das consequências de colapso em termos de vidas humanas, da importância da estrutura para a segurança pública e para a proteção civil, sendo representadas no quadro 4.3 que aqui se reproduz.

Quadro 20: classes de importância para os edifícios.

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

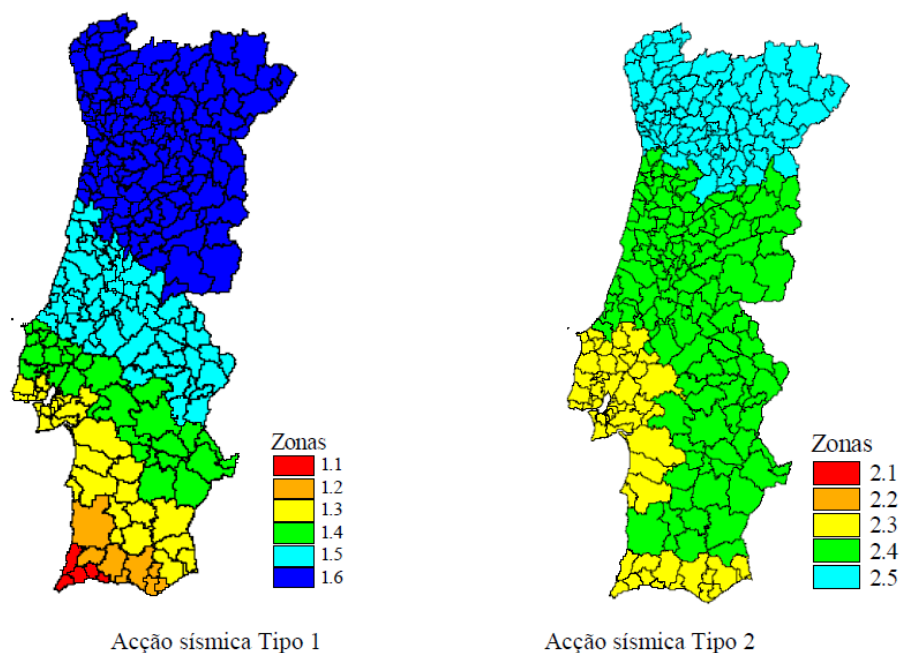
Os coeficientes de importância γ_I a adotar para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 são os indicados no quadro NA.II. do EC8. A ação sísmica tipo 1 corresponde ao sismo afastado com epicentro na região atlântica e a ação sísmica tipo 2 corresponde ao sismo próximo com epicentro no território Nacional ou no Arquipélago dos Açores.

Quadro 21: Coeficientes de importância γ_I .

Classe de Importância	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

O território Nacional está dividido por concelho em várias zonas sísmicas, de acordo com a informação constante no anexo NA.I e está também ilustrado graficamente nas figuras NA.I, NA.II e NA.III do EC8.

Figura 2: Zonamento sísmico em Portugal Continental.



Para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica estão definidos os valores da aceleração de referência, a_{gR} , de acordo com o Quadro NA.I do anexo Nacional do EC8.

Quadro 22: Aceleração de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

3.5.3. Espectros de Resposta

O movimento sísmico num determinado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. A capacidade das estruturas de resistir às ações sísmicas no domínio não linear permite geralmente efetuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. Com o intuito de evitar uma análise estrutural não elástica explícita, a capacidade de dissipação de energia da estrutura é conseguida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos. Esta capacidade é tida em conta efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, designado por espectro de cálculo, sendo esta redução efetuada através da introdução do coeficiente de comportamento q . Este coeficiente está dependente das várias características tanto dos sistemas estruturais como dos materiais, como iremos verificar mais à frente.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões;

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} + \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.9)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.10)$$

Em que;

$S_d(T)$ Espectro de resposta de cálculo;

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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

T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S Coeficiente de solo;

q Coeficiente de comportamento;

β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, o valor recomendado é 0,2.

Para a definição dos espectros de resposta elásticos, de acordo com o anexo Nacional NA e o art.º NA – 3.2.2.2(2)P o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max} \quad (3.11)$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max}-1}{3} (a_g - 1) \quad (3.12)$$

$$\text{Para } a_g > 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (3.13)$$

Devem adotar-se os valores dos parâmetros definidores do espectro elástico para a ação sísmica tipo 1 constantes no anexo Nacional Quadro NA-3.2.

Quadro 23: valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 1.

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Devem adotar-se os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 2 constantes no anexo Nacional Quadro NA-3.3.

Quadro 24: valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo 2.

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

4. Combinações de ações

Um estado limite é definido como um estado para além do qual a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projeto relevantes[7]. Subdividem-se em estados limites últimos e estados limites de utilização, estando associados a situações de projeto (SP). As situações de projeto são classificadas em categorias: as SP persistentes correspondem a condições normais de utilização da estrutura, as SP transitórias correspondem a condições temporárias aplicáveis à estrutura, como por exemplo, durante a construção ou a reparação, as SP acidentais correspondem a situações excepcionais aplicáveis à estrutura como por exemplo, incêndio, explosões e impactos, a SP sísmica corresponde a uma situação que envolve a ação sísmica.

4.1. Estados limites Últimos

Os estados limites últimos estão associados a graves prejuízos e referem-se à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura. Devem ser verificados, quando pertinente, os seguintes estados limites últimos;

- a) EQU – Perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido (por exemplo o derrubamento de um muro de suporte devido a impulsos de terras)
- b) STR – Rotura ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais, relevando-se condicionante a resistência dos materiais da estrutura.
- c) GEO – Rotura ou deformação excessiva do terreno, sendo relevantes as características do terreno de fundação.
- d) FAT – Rotura provocada por fadiga.

Será adotada neste trabalho a verificação dos ELU pelo método dos coeficientes parciais. Desta forma, cada combinação de ações deverá incluir para além das ações permanentes, pelo menos uma ação variável de base ou uma ação de acidente. A combinação de ações para SP persistentes ou transitórias ou combinação fundamental é a seguinte:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.1)$$

A combinação de ações para SP acidentais é a seguinte;

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.2)$$

A combinação de ações para SP sísmicas é a seguinte:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.3)$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$ Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;

$G_{k,j}$ Valor característico da ação permanente j;

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial relativo à ação variável base;

$Q_{k,1}$ Valor característico da ação variável base;

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial relativo a uma ação variável i;

$Q_{k,i}$ Valor característico de uma ação variável i;

A_{Ed} Valor de cálculo de uma ação sísmica;

$\Psi_{0,i}$ Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$\Psi_{2,i}$ Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

Tendo em conta o art.º3.2.3.4(2)P do EC8, na combinação da ação sísmica com outras ações, os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massa associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\left\{ \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.4)$$

Os coeficientes de combinação $\psi_{E,i}$ têm em conta a possibilidade das cargas $Q_{k,i}$ não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo. Estes coeficientes também poderão cobrir o efeito de uma participação reduzida das massas no movimento da estrutura devida a ligação não rígida entre elas. O coeficiente de combinação $\psi_{E,i}$ está definido no art.º4.2.4 do EC8 e tem a seguinte expressão:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (4.5)$$

Os valores recomendados de φ são os apresentados no quadro 18 e o coeficiente de combinação $\psi_{2,i}$ toma os valores constantes no quadro 20 do EC8.

Quadro 25: Valores de φ para calcular $\psi_{E,i}$

Categorias do pavimento	Piso	φ
A-C	Cobertura	1,0
	Pisos com ocupações correlacionadas	0,8
	Pisos com ocupações independentes	0,5
D-F e Arquivos		1,0

4.2. Estados limites de Utilização

Os estados limites de utilização estão associados ao conforto das pessoas na normal utilização da estrutura e ao aspeto da construção, associado a deformações e vibrações. As combinações de ações a ter em conta deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. A combinação de ações característica é a seguinte:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.6)$$

A combinação de ações frequente é a seguinte:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.7)$$

A combinação de ações quase permanentes é a seguinte:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (4.8)$$

4.3. Coeficientes parciais relativos às ações e às combinações de ações

Os coeficientes parciais γ a adotar para as ações e para as combinações de ações são os que constam no Anexo Nacional NA Quadros NA-A1.2(A) , NA-A1.2(B) e NA-A1.2(C). Para o coeficiente parcial a adotar na ação e combinação da retração e na ação e combinação do pré-esforço deve-se consultar a NP EN 1992-1-1-2010 art.º 2.4.2.1(1) e art.º 2.4.2.2(1). No quadro seguinte sintetizam-se os coeficientes parciais γ a utilizar.

Quadro 26: Coeficientes parciais γ para as ações e combinações de ações.

Ações e combinações de ações	Desfavoráveis cargas permanentes γ_G	Favoráveis cargas permanentes γ_G	Desfavoráveis cargas Variáveis γ_Q	Favoráveis cargas Variáveis γ_Q
EQU	1,10	0,90	1,50	0,0
STR sem envolvimento de ações geotécnicas	1,35	1,00	1,50	0,0
GEO e verificações STR que envolvam efeitos de ações geotécnicas	1,35	1,0	1,50	0,0
	Em separado 1,00	Em separado 1,00	Em separado 1,30	Em separado 0,0
Pré-esforço	1,3	1,00	-	-
Retração	1,0	-	-	-

4.4. Coeficientes de redução ψ

Os coeficientes de redução ψ para ações em edifícios, de acordo com a NP EN 1990-1-1 são os que constam no quadro A1.1 da norma que aqui se reproduz:

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	-	-	-
Categoria A	0,7	0,5	0,3
Categoria B	0,7	0,5	0,3
Categoria C	0,7	0,7	0,6
Categoria D	0,7	0,7	0,6
Categoria E	1,0	0,9	0,8
Categoria F	0,7	0,7	0,6
Categoria G	0,7	0,5	0,3

Categoria H	0	0	0
Neve	-	-	-
Locais com altitude > 1000m	0,7	0,5	0,2
Locais com altitude ≤ 1000m	0,5	0,2	0
Vento	0,6	0,2	0
Temperatura (exceto incêndio)	0,6	0,5	0

5. Princípios básicos de concepção estrutural para a ação sísmica

A ação sísmica tem efeitos no edifício através das acelerações do terreno que são transmitidas à estrutura, gerando forças de inércia nas três direções[11]. Nas regiões com atividade sísmica, a ação sísmica provoca efeitos extremamente graves nas estruturas. Por este fato e tendo em conta que as estruturas de betão armado são pesadas, a ação sísmica é em geral a ação condicionante para o dimensionamento dos elementos resistentes às ações horizontais como é o caso dos pilares e paredes.

Para as estruturas projetadas em zonas sísmicas, na fase de concepção é muito importante ter em conta os princípios básicos de resistência aos sismos, porque só assim se consegue obter estruturas com um bom comportamento face à ação sísmica. O EC8 define as características mais relevantes para o comportamento estrutural à ação sísmica. Nesta seção serão abordadas as que são consideradas mais importantes.

O Art.º 4.2.1.1 refere a simplicidade estrutural como um fator essencial para a existência de trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas. Sendo este um objetivo importante a cumprir, uma vez que desde o início do processo até ao fim, ou seja, desde a concepção estrutural até à construção, a incerteza é muito menor e a previsão do seu comportamento sísmico é muito mais fiável.

O Art.º 4.2.1.2 refere a uniformidade, simetria e redundância da estrutura como características importantes para o comportamento sísmico. A uniformidade da estrutura refere-se à regularidade em planta e em altura, permitindo evitar roturas locais prematuras. Por outro lado a simetria em planta reduz os efeitos de torção enquanto a redundância permite a redistribuição de esforços e a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

O Art.º 4.2.1.3 refere a resistência e rigidez nas duas direções. Dado que a ação sísmica pode atuar nas duas direções a estrutura deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção. A estrutura deve dispor de elementos estruturais implantados numa malha estrutural ortogonal de forma a garantir a resistência e rigidez semelhantes nas duas direções principais, deve também limitar deslocamentos excessivos que provoquem instabilidade devida a efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) ou danos excessivos.

O Art.º 4.2.1.4 refere a resistência e rigidez à torção. Esta deve ser adequada para limitar os movimentos devidos à torção que podem solicitar de forma não uniforme os diferentes

elementos estruturais. Para isso, é vantajoso que as disposições dos principais elementos de contraventamento sejam distribuídas perto da periferia do edifício.

O Art.º 4.2.1.5 refere o papel importante dos pavimentos no comportamento sísmico global da estrutura, nomeadamente o seu funcionamento como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal. Os pavimentos e a cobertura deverão ter adequada rigidez e resistência no plano e ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais.

O Art.º 4.2.1.6 refere a necessidade de conceber uma fundação adequada para a ação sísmica, devendo esta assegurar uma excitação sísmica uniforme em todo o edifício. Para isso devem-se adotar vigas ou lajes de fundação que liguem os elementos de fundação nas duas direções principais evitando que se movam independentemente.

O Art.º 4.2.2 refere os elementos estruturais sísmicos primários e secundários, considerando que os elementos sísmicos secundários não fazem parte do sistema resistente às ações sísmicas do edifício, devendo-se desprezar a resistência e rigidez desses elementos às ações horizontais. No entanto, esses elementos e as suas ligações devem ser dimensionadas e pormenorizadas de forma a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica mais desfavorável, devendo ter-se em consideração os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ). Todos os elementos estruturais não escolhidos como elementos sísmicos secundários são considerados como elementos sísmicos principais, fazendo parte do sistema resistente às forças laterais e deverão ser projetados e pormenorizados para resistir aos sismos.

6. Pré-Dimensionamento

A conceção da estrutura teve o seu início através da análise da arquitetura e a escolha da localização dos elementos verticais, tendo em conta a transmissão de cargas laje-viga-pilar-fundação. De seguida exemplifica-se os passos dados para o pré-dimensionamento.

6.1. Programa de cálculo

Para a modelação e análise estrutural deste projeto recorreu-se a um programa de cálculo automático que usa o método dos elementos finitos, o SAP2000 versão 16.

6.2. Lajes

Conforme foi referido na introdução, pretende-se adotar para a estrutura do edifício lajes fungiformes aligeiradas, sendo que se procede ao pré-dimensionamento da laje como se trata-se de uma laje fungiforme maciça. Adotada a espessura para a laje, escolhe-se o respetivo aligeiramento aplicando-se os fatores corretivos, isto é, a redução de carga, a redução ao corte e a correção da inércia.

Pretendeu-se dimensionar a menor espessura possível da laje tendo em conta a deformação admissível, de forma a diminuir o consumo de betão e assim diminuir o peso da estrutura e por consequência menores seções de pilares e menores fundações, logo um menor custo associado à construção do edifício.

Para o bloco A escolheu-se um painel de laje a verificar que refletisse a posição mais desfavorável e da qual ficassem definidas as condições de fronteira (ver desenho no anexo 1). Após este passo, pré dimensionou-se a espessura da laje de acordo com a seguinte expressão:

$$e_{laje} = \frac{L_{maior}}{30 \text{ a } 35} \quad (6.1)$$

O maior vão da laje é aproximadamente de 7,11m logo a espessura é dada por:

$$L_{maior} \cong 7,11 \text{ m} \rightarrow 0,20 \text{ m} \leq e_{laje} \leq 0,24 \text{ m} \quad (6.2)$$

Adota-se 0,20 m para a espessura da laje, seguidamente fez-se a modelação da laje e das suas condições de fronteira no programa de cálculo automático. Para tal recorreu-se a elementos de área shell para modelar as lajes e a apoios simples para simular os pilares. A combinação de ações usada foi a combinação quase permanente para os estados limites de utilização,

adotando-se os critérios mencionados anteriormente para as ações e combinações de ações de acordo com os seguintes pressupostos:

- Peso específico do betão armado no valor de 25 kN/m^3
- Peso próprio da laje com $0,20 \text{ m}$ de espessura no valor de $5,0 \text{ kN/m}^2$

Restantes cargas permanentes:

- Peso dos revestimentos dos pavimentos no valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$
- Peso das paredes interiores simuladas como uma carga uniformemente distribuída no valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$

Para a ação da sobrecarga considerou-se que o edifício terá um uso para atividades domésticas e residenciais, pelo que, de acordo com o quadro 15, o edifício pertence à categoria A, a sobrecarga a usar em pavimentos é no valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$ de acordo com o quadro 17.

Introduziu-se no modelo de cálculo do programa automático, as ações e combinações de ações de acordo com os pressupostos enunciados e a flecha elástica mais condicionante obtida foi de $6,7 \text{ mm}$. Para se verificar a deformação deve-se determinar a flecha a longo prazo admissível e relacioná-la com a flecha elástica. De acordo com o art.º7.4.1(5) do EC2 para as flechas que ocorram depois da construção (flecha a longo prazo) o limite $v_{\text{ão}}/500$ é normalmente adequado para as ações quase permanentes para flechas que possam danificar partes adjacentes à estrutura, de acordo com a seguinte expressão:

$$a_c = \frac{L}{500} \quad (6.3)$$

Pelo que:

$$a_c = \frac{7,11}{500} = 14,2 \text{ mm} \quad (6.4)$$

A flecha a longo prazo é relacionada com a flecha elástica tendo em conta a fluência, através do coeficiente de fluência, de acordo com a seguinte expressão;

$$a_c = a_0 \cdot (1 + \varphi) \quad (6.5)$$

Em que;

a_c – flecha a longo prazo

a_0 – flecha elástica

φ – coeficiente de fluência, valor normalmente adotado de 2,5

O que implica que;

$$a_0 = \frac{14,2}{(1+2,5)} = 4,1 \text{ mm} \quad (6.7)$$

Como a flecha elástica obtida no modelo de cálculo, para 0,20 m de espessura de laje foi de 6,7 mm não verifica a deformação a longo prazo. Por esta razão não é possível adotar a espessura mencionada refazendo-se a anterior verificação para uma espessura de laje no valor de 0,25 m obteve-se uma flecha elástica de 3,9 mm, flecha esta que já verifica a deformação a longo prazo. Pelo que se adota 0,25 m para a espessura das lajes para o bloco A.

Fixando-se a espessura das lajes em 0,25 m para os dois blocos A e B, deve-se verificar a deformação a longo prazo. Para o bloco B que tem vãos maiores, possivelmente terá de se recorrer ao pré-esforço das lajes para o controlo da deformação. Selecionou-se um painel de laje a verificar que refletisse a posição mais desfavorável e da qual ficassem definidas as condições de fronteira (ver desenho no anexo 2). Sendo o vão de 8,5 m, fez-se então a modelação da laje e das suas condições de fronteira no programa de cálculo automático da mesma forma descrita anteriormente e obteve-se uma flecha elástica de 7,5 mm. Para se determinar a flecha a longo prazo admissível para este vão usou-se a expressão (6.3) e obteve-se o valor de 16,9 mm. Para se determinar a flecha elástica admissível usou-se a expressão (6.5) obtendo-se o valor de 4,8 mm, o que comprova que para o bloco B a espessura de laje com 0,25 m não verifica a deformação. Conclui-se assim que se deve pré-esforçar as lajes do bloco B de forma a verificar a deformação.

6.3. Vigas

Para este sistema estrutural pilar/laje fungiforme ainda não existe um conhecimento aprofundado e esclarecido do seu comportamento estrutural sob a ação sísmica, pelo que o art.º5.1.1(2)P do EC8 especifica que os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários não estão totalmente cobertos pelas regras específicas para edifícios de betão do EC8. Pela segurança, pode-se dimensionar o edifício para a classe de ductilidade baixa, mas tendo em conta a zona sísmica onde a estrutura está implantada esta solução daria origem a um dimensionamento pouco económico, pelo que se optou por incluir

vigas de contorno no edifício e na ligação às paredes e núcleo de escadas de forma a aumentar a sua resistência às ações horizontais. Todos os sistemas de pilares sem viga de ligação à laje fungiforme são considerados elementos resistentes secundários sem resistência à ação sísmica. Por outro lado todos os outros sistemas que não são secundários, são considerados elementos sísmicos primários com resistência à ação sísmica.

Para o pré-dimensionamento da altura das vigas contabilizou-se os vãos a vencer. Verificando-se que os vãos eram muito aproximados, fixou-se o vão em 7,0 m e uniformizou-se esta altura para todas as vigas de contorno, com algumas exceções. A expressão usada para o pré-dimensionamento das vigas é a seguinte;

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (6.8)$$

Pelo que se obteve a seguinte altura para as vigas de contorno:

$$H_{\text{viga}} = \frac{7,0}{10 \text{ a } 12} \rightarrow 0,58 \leq H_{\text{viga}} \leq 0,70 \quad (6.9)$$

Opta-se assim pela altura das vigas de contorno igual a 0,70 m, tendo a respetiva largura sido fixada em 0,26 m de forma a ficar alinhada com a largura mínima dos pilares que também se fixou a 0,26 m.

No projeto de arquitetura existem palas com um desnível considerável entre pavimentos, pelo que se optou por considerar essa zona de desnível como uma viga com as dimensões de 1,51 m por 0,30 m para a viga V5 e 1,71 m por 0,26 m para a viga V4.

6.4. Pilares

Para estimar o esforço axial dos pilares e paredes no pré-dimensionamento só foram consideradas as ações verticais. Usou-se uma análise elástica identificando-se a área de influência de cada pilar, determinou-se o peso das lajes e vigas e aplicou-se a combinação de ações fundamental para os estados limites últimos. Ao esforço axial obtido incrementou-se um aumento de 10% devido a não se conhecerem nesta fase as dimensões e pesos dos pilares. Foi tida em conta o princípio enunciado pelo Art.º5.4.3.21(3)P do EC8 que define que o valor do esforço normal reduzido, v_d não deve ser superior a 0,65, pelo que se calculou a seção dos pilares pela expressão seguinte, optando-se por limitar o esforço normal reduzido ao valor de 0,50:

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{0,50 \times f_{cd}} \quad (6.10)$$

Optou-se por fixar a largura mínima do pilar em 0,26 m. As dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos pilares apresentam-se no anexo 3.

6.5. Fundações

O terreno de fundação é constituído por areias muito compactas pelo que se considerou a fundação direta através de sapatas isoladas. Segundo o quadro 3.1 que consta no EC8 o terreno desta natureza é considerado do tipo B, pelo que se adotou uma tensão admissível de 350 kN/m² a verificar na abertura das fundações. Usou-se a combinação de ação característica e a expressão seguinte para o pré-dimensionamento da seção das sapatas de fundação:

$$A_c = \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \quad (6.11)$$

Para se garantir a condição de rigidez da sapata de fundação, a altura da fundação deverá ser maior ou igual a metade da maior distância livre entre o pilar e o bordo da sapata.

7. Modelação estrutural

Após a definição do pré-dimensionamento começa-se por modelar a estrutura no programa de cálculo automático, iniciando-se pela definição dos materiais da estrutura. Neste caso definiram-se três tipos de betão: o C30/37 com as características normais, o C30/37_R com as características reduzidas para se aplicar nas zonas das lajes aligeiradas e, como foi necessário definir elementos de barra como troços infinitamente rígidos para ligar elementos estruturais, mas que não fazem parte da inércia da estrutura, definiu-se um betão C30/37-sp com peso volúmico com valor igual a zero.

Após a definição dos materiais, define-se os elementos estruturais. Os pilares, vigas e paredes foram definidos como elementos de barra com as seções pré-dimensionadas, enquanto as lajes foram definidas como elementos laminares em que a deformação por esforço transversal é desprezável.

O EC8 no art.º4.3.1(6) especifica que em edifícios de betão, a rigidez dos elementos resistentes deverá em geral ser simulada tendo em conta o efeito da fendilhação, rigidez essa correspondente ao início da cedência da armadura. O art.º 4.3.1(7) considera que para os elementos fendilhados, as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados. Após a fendilhação, os elementos de betão ficam com uma rigidez de torção muito baixa, devendo esta rigidez ser modelada com um valor aproximado a zero. Estas alterações de rigidez foram efetuadas e aplicadas às propriedades dos elementos modelados.

7.1. Regularidade estrutural

Para efeitos de projeto sísmo-resistente as estruturas são classificadas como regulares e não regulares. Esta classificação tem influência na análise e no cálculo sísmico de acordo com o quadro 4.1 do EC8 que se reproduz seguidamente:

Quadro 27: Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica e no cálculo sísmico.

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	Análise linear
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força Lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

7.1.1. Regularidade em planta

De acordo com o quadro anterior, a consequência da irregularidade em planta é a obrigatoriedade de um modelo espacial. Como atualmente se utilizam praticamente só modelos espaciais, não é problemático logo à partida classificar a estrutura como não regular em planta. Em todo o caso, para que um edifício seja regular em planta de acordo com o art.º 4.2.3.2(1)P do EC8, deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos dos critérios de regularidade em planta. Ora, à primeira vista, tanto o bloco A como o Bloco B não verificam o critério da simetria definido na alínea (2) do anterior artigo referido, por isso são classificados como irregulares em planta, devendo assim ser modelados espacialmente.

7.1.2. Regularidade em altura

O art.º 4.2.3.3 (1)P da norma define que um edifício classificado como regular em altura deve satisfazer todas as condições indicadas nos parágrafos de regularidade em altura. Na alínea c) do n.º5 do referido artigo define-se que no caso de recuos não simétricos, a soma de cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida e que cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior[10]. O bloco A não cumpre com esta alínea na direção Y, logo podemos concluir que o bloco A é regular em altura na direção X e irregular em altura na direção Y, o que tem como consequência um valor reduzido em 20% do coeficiente de comportamento para a direção Y. O bloco B não cumpre com a alínea referida nas duas direções ortogonais, logo é irregular em altura, tendo um coeficiente de comportamento reduzido para as duas direções ortogonais.

7.2. Espectro de cálculo para a análise elástica

A capacidade das estruturas de resistirem às ações sísmicas no domínio não linear permite em geral efetuar o seu cálculo para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear. A capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida pelo comportamento dúctil dos seus elementos, é tida em conta efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido introduzindo o coeficiente de comportamento q .

7.2.1. Classificação da estrutura

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q , a estrutura deve ser classificada num dos seguintes tipos de estrutura consoante o seu comportamento sob as ações sísmicas:

- Sistema porticado, no qual a resistência tanto às ações verticais como às laterais é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema misto, no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.
- Sistema misto equivalente a sistema porticado, no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.
- Sistema misto equivalente a paredes, no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural.
- Sistema torsionalmente flexível, sistema misto ou sistema de paredes que não tem uma rigidez à torção mínima.
- Sistema de pêndulo invertido, no qual 50% ou mais de massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício.

Os primeiros quatro sistemas (porticado, misto e de paredes de ambos os tipos) devem possuir uma rigidez de torção que satisfaça a seguinte condição nas duas direções horizontais.

$$r > l_s \quad (7.1)$$

Em que:

r é o raio de torção dos diferentes pisos

l_s é o raio de giração das respetivas massas dos diferentes pisos

A condição de rigidez de torção considera-se satisfeita se o primeiro modo de vibração de torção apresentar um período inferior aos períodos dos modos de translação nas duas direções principais do edifício [1].

Como à partida ainda não se conhece o comportamento da estrutura sob a ação sísmica, o processo de classificação da estrutura é iterativo. Assim, nesta fase presume-se um comportamento estrutural sob a ação sísmica de modo a se poder determinar o coeficiente de comportamento q e introduzir este coeficiente para a definição do espectro de cálculo e mais adiante na interpretação dos resultados dos esforços obtidos no modelo confirma-se o tipo de estrutura que se admitiu.

Admite-se para o Bloco A e para o Bloco B um sistema porticado para efeitos de classificação estrutural e uma classe de ductilidade DCM.

7.2.2. Coeficiente de comportamento q

O valor do coeficiente de comportamento q deve ser introduzido no espectro de resposta elástico de forma a ser reduzido e ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura, dando origem ao espectro de cálculo para a resposta elástica. Este coeficiente deve ser determinado para cada direção de cálculo da seguinte forma;

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad (7.2)$$

Em que;

q_o Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura (ver valores de q_o no quadro seguinte para edifícios regulares em altura)

k_w Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, deve ser considerado como segue:

$$k_w \begin{cases} 1,00 \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ \frac{1+\alpha_o}{3} \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5 \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (7.3)$$

Em que α_o é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural, se as esbeltezas h_{wi}/l_{wi} de todas as paredes i de um sistema estrutural não diferirem significativamente, a esbelteza predominante α_o poderá ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (7.4)$$

Em que:

h_{wi} altura da parede i ;

l_{wi} comprimento da seção da parede i

Quadro 28: Valor de q_o para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	3,0 α_u/α_l	4,5 α_u/α_l
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 α_u/α_l
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para os edifícios não regulares em altura o valor de q_o deve ser reduzido de 20%.

Quando o fator de majoração α_u/α_l não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito poderão utilizar-se os seguintes valores aproximados de α_u/α_l para os edifícios regulares em planta:

- a) Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
 1. Edifícios de um só piso $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$;
 2. Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$
 3. Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos $\alpha_u/\alpha_l = 1,3$
- b) Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
 4. Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal $\alpha_u/\alpha_l = 1,0$
 5. Outros sistemas de paredes não acopladas $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$

6. Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$

Para os edifícios não regulares em planta, o valor aproximado de α_u/α_l que poderá ser utilizado quando não forem efetuados cálculos para a sua avaliação é:

7. Igual à média de (a) 1,0 e de (b) dos valores fornecidos para os edifícios regulares em planta

Após estas explicitações já se pode determinar o coeficiente de comportamento q para cada bloco.

Para o bloco A adotou-se um sistema porticado e uma ductilidade média DCM. O edifício não é regular em planta para a direção X, logo determina-se o fator de majoração α_u/α_l através da expressão definida no n°7 para edifícios não regulares em planta, aplicando-se o valor do coeficiente definido pelo n°3 para sistemas porticados, tal como se exemplifica de seguida:

$$\alpha_u/\alpha_l = \frac{1+1,3}{2} = 1,15 \quad (7.5)$$

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q_o usa-se a expressão definida no quadro 28 para sistemas porticados da classe de ductilidade DCM, exemplificando-se o cálculo de seguida:

$$q_{o,Ax} = 3,0 \times 1,15 = 3,45 \quad (7.6)$$

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q usa-se a expressão (7.2), indo buscar o valor de k_w à expressão (7.3), exemplificando-se o cálculo de seguida:

$$q_{Ax} = 3,45 \times 1,0 = 3,45 \quad (7.7)$$

Como para a direção X o edifício do bloco A é regular em altura, o coeficiente de comportamento q_{Ax} não é reduzido.

Para a direção Y, todas as condicionantes de cálculo do coeficiente de comportamento q mantém-se, exceto na não regularidade em altura, por isso o coeficiente de comportamento q_o deve ser reduzido em 20%:

$$q_{o,Ay} = 3,0 \times 1,15 \times 0,80 = 2,76 \quad (7.8)$$

$$q_{Ay} = 2,76 \times 1,0 = 2,76 \quad (7.9)$$

Para o bloco B adotou-se um sistema porticado e uma ductilidade média DCM. Na direção X o edifício não é regular em planta, logo determina-se o fator de majoração α_u/α_l através da fórmula definida no nº7 para edifícios não regulares em planta, aplicando-se o valor do coeficiente definido pelo nº3 para sistemas porticados, tal como se exemplifica de seguida:

$$\alpha_u/\alpha_l = \frac{1+1,3}{2} = 1,15 \quad (7.10)$$

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q_o usa-se a expressão definida no quadro 28 para sistemas porticados da classe de ductilidade DCM, exemplificando-se o cálculo de seguida:

$$q_{o,Bx} = 3,0 \times 1,15 = 3,45 \quad (7.11)$$

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q usa-se a expressão (7.2) indo buscar o valor de k_w à expressão (7.3), exemplificando-se o cálculo de seguida:

$$q_{,Bx} = 3,45 \times 1,0 = 3,45 \quad (7.12)$$

Como para a direção X o edifício do bloco B não é regular em altura, o coeficiente de comportamento $q_{,Bx}$ é reduzido em 20%.

$$q_{,Bx} = 3,45 \times 0,80 = 2,76 \quad (7.13)$$

Para a direção Y, todas as condicionantes de cálculo do coeficiente de comportamento q se mantêm, logo o coeficiente de comportamento q é igual nas duas direções.

No quadro seguinte apresenta-se um resumo dos coeficientes de comportamento q para os dois blocos:

Quadro 29: Valores calculados para o coeficiente de comportamento q para o bloco A e para o bloco B.

Direção ortogonal	Bloco A	Bloco B
X	3,45	2,76
Y	2,76	2,76

7.2.3. Definição do espectro de cálculo

Para se definir os parâmetros caracterizadores do espectro de cálculo deve-se iniciar pela definição da classe de importância do edifício. De acordo com o quadro 20 e tendo em conta que o edifício tem uma ocupação para centro de dia, residências assistidas e uma creche, optou-se pela classe de importância III, que se integra em edifícios cuja resistência é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, etc. Associado a esta classe, encontra-se o coeficiente de importância, γ_I , de acordo com o quadro 21. Considerando o edifício implantado no continente, este toma o valor de 1,45 para a ação sísmica Tipo 1 e o valor de 1,25 para a ação sísmica Tipo 2.

O zonamento sísmico encontra-se definido na figura 2 e considerando o edifício implantado no concelho de Lisboa, corresponde à zona 1.3 para a ação sísmica tipo 1 e à zona 2.3 para a ação sísmica tipo 2. Definidas as zonas sísmicas, pode-se determinar a aceleração máxima de referência, a_{gR} , através do quadro 22. Para a ação sísmica Tipo 1 e zona sísmica 1.3 obtém-se o valor de $1,5 \text{ m/s}^2$ e para a ação sísmica Tipo 2 e zona sísmica 2.3 obtém-se o valor de $1,7 \text{ m/s}^2$. De seguida exemplifica-se o cálculo da aceleração à superfície, a_g , para um terreno do tipo A, através da expressão (3.6):

$$\text{Ação sísmica tipo 1: } a_g = 1,45 \times 1,5 = 2,175 \text{ m/s}^2 \quad (7.14)$$

$$\text{Ação sísmica tipo 2: } a_g = 1,25 \times 1,7 = 2,125 \text{ m/s}^2 \quad (7.15)$$

Para determinar o parâmetro S recorre-se à expressão (3.12) e aos quadros 23 e 24 que definem os valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 1 e para a ação sísmica do Tipo 2, exemplificando-se de seguida o cálculo do parâmetro S :

$$\text{Ação sísmica tipo I: } S = 1,35 - \frac{1,35-1}{3} \times (2,175 - 1) = 1,213 \quad (7.16)$$

$$\text{Ação sísmica tipo II: } S = 1,35 - \frac{1,35-1}{3} \times (2,125 - 1) = 1,219 \quad (7.17)$$

Após a definição de todos os parâmetros definidores da ação sísmica tipo 1 e da ação sísmica tipo 2 e fixando-se o amortecimento viscoso em 5%, uma vez que é uma estrutura em betão armado, pode-se calcular o espectro para a análise elástica através das expressões (3.7) a (3.10). Para isso recorreu-se ao programa de cálculo automático Excel. Apresenta-se de

seguida os gráficos dos espectros de cálculo obtidos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, para as duas direções e para os dois blocos:

Figura 3: Espectro de cálculo para a direção X Bloco A.

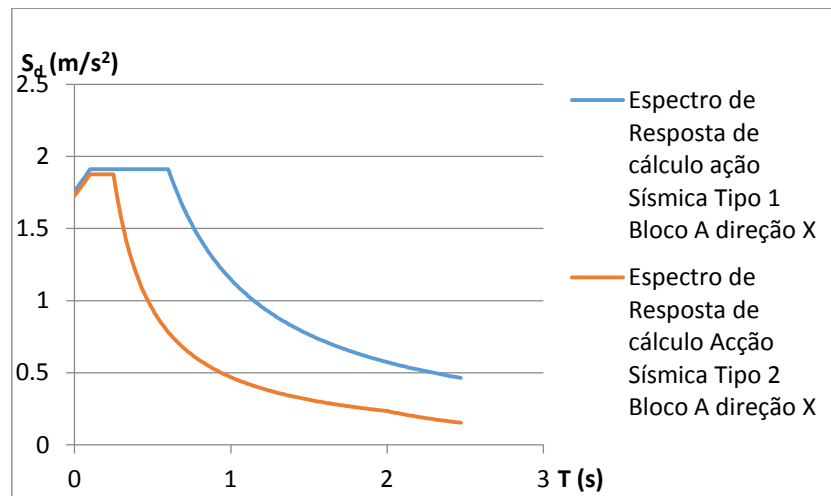


Figura 4: Espectro de cálculo para a direção Y Bloco A.

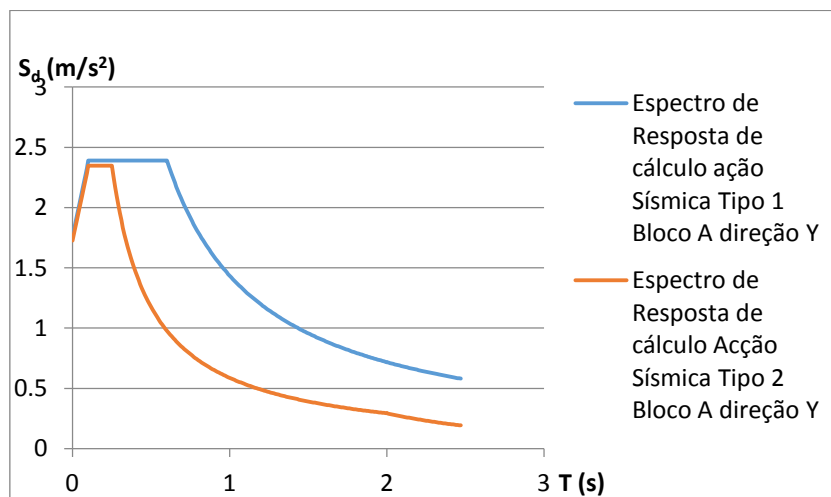
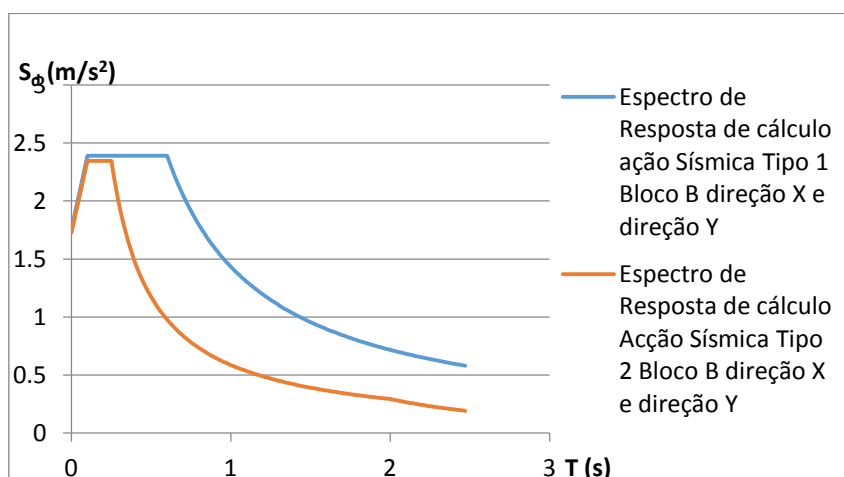


Figura 5: Espectro de cálculo para a direção X e direção Y Bloco B.



Observando as figuras anteriores, confirma-se que a ação sísmica condicionante para os dois blocos e para as duas direções é a ação sísmica Tipo 1. Após a definição dos espectros de cálculo, introduziram-se no programa de cálculo automático as respetivas características dos espectros associados à massa da estrutura calculada, de acordo com as expressões anteriormente mencionadas, e criaram-se os espectros de resposta SismoTipoIX e SismoTipoIY para os dois Blocos.

7.3. Efeitos acidentais de torção

Devido à incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso i deve ser deslocado, em cada direção e em relação à sua posição nominal, de uma excentricidade acidental dada pela expressão seguinte:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (7.18)$$

Em que:

e_{ai} Excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i Dimensão do piso n na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Os efeitos de torção, sempre que se utiliza um modelo espacial, poderão ser determinados, através da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsores M_{ai} de eixo vertical aplicados no centro de massa de cada piso i , de acordo com a expressão seguinte:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (7.19)$$

Em que:

F_i força horizontal atuando no piso i para as direções relevantes;

A força sísmica horizontal poderá ser calculada pela seguinte expressão, admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da estrutura:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (7.20)$$

Em que:

F_b força de corte sísmica na base;

z_i, z_j altura das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);

m_i e m_j massa dos pisos calculadas de acordo com (4.8)

A força de corte sísmica na base deve ser determinada para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (7.21)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

m massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida calculada de acordo com (4.8);

λ fator de correção cujo valor é igual a: 0,85 se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou a 1,0 nos outros casos.

Com base nas expressões acima mencionadas foram calculados os momentos torsores em cada piso e em cada bloco, foi criado um caso de carga TA para os máximos momentos torsores e este caso de carga foi aplicado com eixo vertical no centro de massa de cada piso i . Apresentam-se os quadros com os cálculos efetuados para cada bloco e para a ação sísmica Tipo 1 que é a mais condicionante.

Quadro 30: Períodos de vibração fundamentais sismo tipo 1 Bloco A.

Períodos de vibração fundamentais						
Sismo Tipo1						
Direcção	Período T (s)	Tipo Terreno	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	Verificação
x	0.50244	B	0.1	0.6	2.0	SIM
y	0.36643	B	0.1	0.6	2.0	SIM

Quadro 31: Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 nas duas direcções principais no bloco A.

Espectro de Cálculo								
Sismo Tipo1								
Direcção	Zona Sísmica	a_{gE} (m/s^2)	Coef. Importância Y_1	a_E (m/s^2)	Tipo Terreno	S_{max}	S	$S_d(T)$ (m/s^2)
x	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.213	1.912
y	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.213	2.390

Quadro 32: Força de corte basal bloco A.

Sismo Tipo1			
Massa Total m (ton)	λ	Força Basal Direcção x F_x (kN)	Força Basal Direcção y F_y (kN)
3810.746	0.85	6192.13	7740.16

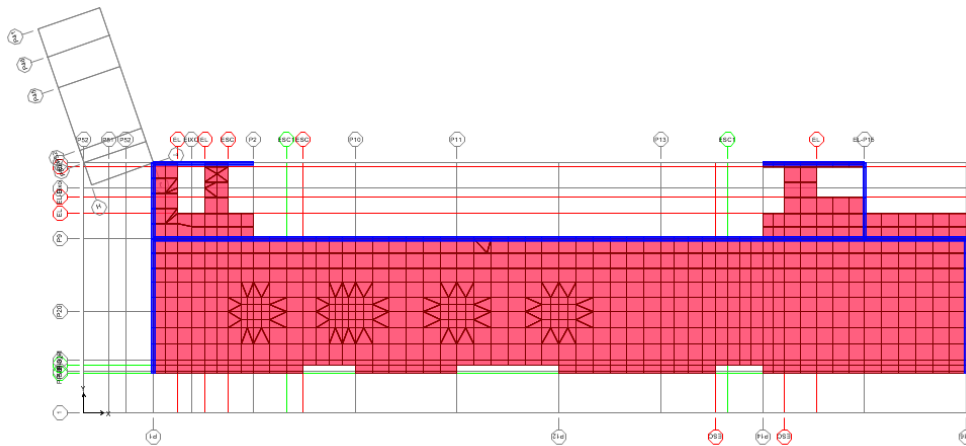
Quadro 33: Forças sísmicas horizontais e máximos momentos torsores a aplicar no centro de massa do piso i do bloco A.

Forças Sísmicas Horizontais										
Sismo Tipo1										
Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i \cdot z_i$	Força Sísmica Horizontal Direcção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direcção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	1262.01	4	5048.06	1041.52	1301.89	907.16	3836.68	3836.68	58.94	17.42
1	945.54	6.95	6571.50	1355.83	1694.79	918.58	5025.06	5025.06	59.3	13.55
2	795.15	9.9	7872.01	1624.15	2030.19	909.53	5809.40	5809.40	57.23	11.20
3	808.04	13.02	10520.67	2170.63	2713.28	1215.55	7764.06	7764.06	57.23	11.20
			$\Sigma=$ 30012.24	6192.13	7740.16	3950.81	22435.20	22435.20		

Quadro 34: Coordenadas dos centros de massa no Bloco A.

Bloco A centros de massa		
Pisos	Coordenada segundo x (m)	Coordenada segundo y (m)
0	26,86	8,39
1	23,29	11,16
2	28,14	9,09
3	28,39	9,05

Figura 6: Localização da origem dos eixos coordenados no modelo do Bloco A.



Quadro 35: Períodos de vibração fundamentais sismo tipo 1 Bloco B.

Períodos de vibração fundamentais						
Sismo Tipo1						
Direcção	Período T (s)	Tipo Terreno	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	Verificação
x	0.42184	B	0.1	0.6	2.0	SIM
y	0.32417	B	0.1	0.6	2.0	SIM

Quadro 36: Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 nas duas direcções principais no bloco B.

Espectro de Cálculo								
Acção Sísmica Tipo 1								
Direcção	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Coef. Importância γ_1	a_g (m/s^2)	Tipo Terreno	S_{max}	S	$S_d(T)$ (m/s^2)
x	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.21291667	2.390
y	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.21291667	2.390

Quadro 37: Força de corte basal no bloco B.

Sismo Tipo1			
Massa Total m (ton)	λ	Força Basal Direção x F_b (kN)	Força Basal Direção y F_b (kN)
3098.387	0.85	6293.26	6293.26

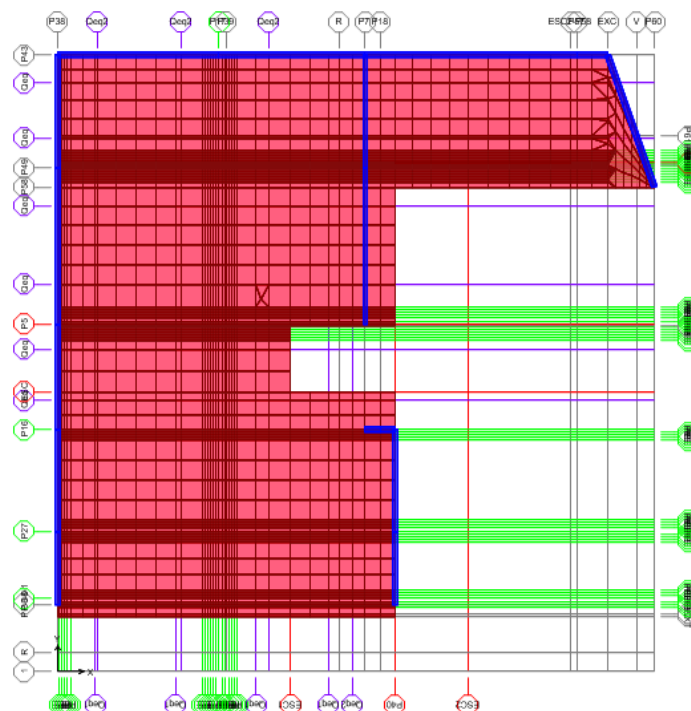
Quadro 38: Forças sísmicas horizontais e máximos momentos torsores a aplicar no centro de massa do piso i do bloco B.

Forças Sísmicas Horizontais Sismo Tipo1										
Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i \cdot z_i$	Força Sísmica Horizontal Direção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	765.92	4	3063.69	745.15	745.15	1153.50	1073.02	1153.50	28.8	30.96
1	871.72	6.95	6058.48	1473.55	1473.55	2077.70	2121.91	2121.91	28.8	28.2
2	726.40	9.9	7191.41	1749.10	1749.10	1285.59	1479.74	1479.74	16.92	14.70
3	734.34	13.02	9561.08	2325.46	2325.46	1709.21	1967.34	1967.34	16.92	14.70
			$\Sigma=$ 25874.65	6293.26	6293.26	6226.00	6642.01	6722.49		

Quadro 39: Coordenadas dos centro de massa no Bloco B.

Bloco B centros de massa		
Pisos	Coordenada segundo x (m)	Coordenada segundo y (m)
0	10,35	16,89
1	10,19	18,67
2	8,00	9,97
3	8,49	10,38

Figura 7: Localização da origem dos eixos coordenados no modelo do Bloco B.



7.4. Definição das ações de cálculo

7.4.1. Ações permanentes

7.4.1.1. Peso Próprio

O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo programa, tendo em conta as definições dos materiais e seções inicialmente introduzidas no modelo. Para esta acção definiu-se no programa um caso de carga com o nome de PP.

7.4.1.2. Peso das paredes interiores

Definiu-se no programa automático um caso de carga com o nome Ppar para as paredes interiores e aplicou-se este caso de carga através de uma carga distribuída nos elementos de área nos pisos ocupados com o valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$ [2]. Na cobertura optou-se por colocar também este caso de carga, uma vez que esta serve como espaço de equipamentos técnicos dos quais se desconhece o peso, logo por segurança optou-se por considerar também a mesma carga distribuída no valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

7.4.1.3. Peso dos revestimentos

Definiu-se no programa automático um caso de carga com o nome Prev para os revestimentos interiores e aplicou-se este caso de carga através de uma carga distribuída nos elementos de área nos pisos ocupados e igualmente na cobertura com o valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$ [2].

7.4.1.4. Peso das paredes exteriores

Definiu-se no programa automático um caso de carga com o nome ParedeExt para as paredes exteriores e aplicou-se este caso de carga através de uma carga em linha nos elementos de barra modelados para as vigas de bordadura com o valor de $6,0 \text{ kN/m}$ [2]. Na cobertura optou-se por colocar também este caso de carga linear devido a existirem platibandas nas vigas de bordadura.

7.4.1.5. Redução do peso próprio

Conforme já foi mencionado no capítulo 7 deste trabalho, o sistema de aligeiramento das lajes escolhido contempla o vazio tipo “Cobix” com uma forma elipsoidal e com referência CBCM-S-140, implicando uma redução da carga permanente no valor de $-1,88 \text{ kN/m}^2$. De acordo com o catálogo no anexo 5, a área aligeirada representa 70% a 80% da área total, no entanto recomenda-se um valor não superior a 70% para efeitos da redução de carga permanente, criando-se um caso de carga RCARGA com o valor calculado da seguinte forma:

$$\text{RCARGA} = 0,70 \times -1,88 = -1,32 \text{ kN/m}^2 \quad (7.22)$$

Este caso de carga criado foi aplicado nos elementos de área no sentido contrário às cargas gravíticas com o valor obtido na expressão (7.29).

7.4.1.6. Retração

A retração é uma ação permanente que só se vai introduzir ao nível do cálculo no bloco A devido ao seu comprimento, aproximadamente 60 m. É simulada através do cálculo da temperatura equivalente usando a expressão (3.5). Para o efeito foi criado um caso de carga

denominada retração e foi aplicado nos elementos de área como uma variação uniforme de temperatura. Exemplifica-se de seguida o cálculo da temperatura equivalente à retração:

$$\Delta T_{eq} = \frac{-25 \times 10^{-5}}{-10^{-5}} = -25^{\circ}\text{C} \quad (7.21)$$

Na combinação de ações (esforços) para os estados limites últimos e tendo em conta que esta é uma ação lenta, os coeficientes parciais relativos à ação e à combinação da ação deverão ser metade do valor respetivo de forma a simular a lentidão da ação.

7.4.1.7. Pré-Esforço

A ação do pré-esforço é uma ação permanente que se introduz no bloco B para controlar a deformação das lajes, devido aos vãos envolvidos e ao princípio de manter a espessura das lajes no edifício com referência à espessura das lajes existentes no Bloco A. Para esta espessura de laje (0,25 m) o traçado poligonal é o mais indicado para se obter a maior excentricidade nos cabos de pré-esforço e assim termos uma maior eficácia na sua aplicação e na ação das cargas equivalentes à ação do pré-esforço.

O aço de pré-esforço a utilizar é o Y1860 S7 15,2. Este encontra-se em conformidade com a norma Europeia EN 10138 e apresenta as características mecânicas indicadas no seguinte quadro:

Quadro 40: caraterísticas mecânicas do Aço Pré-esforço.

Aço pré-esforço em monocórdão autoembainhado Y1860 S7 15,2	
F_{pk} (Gpa)	1860
F_{pk} (kN)	260
A_p (mm ²)	140
D (mm)	15,2
D_{ext} (mm)	18,00
E (Gpa)	195

O pré-esforço consiste na introdução de um sistema de forças auto-equilibrado numa estrutura recorrendo a cabos previamente esticados com o objetivo de criar um estado de tensão interna de sinal contrário ao estado de tensão provocado pelas cargas exteriores [3].

Este sistema permite vencer maiores vãos com lajes mais esbeltas, com a consequente redução de peso próprio, um melhor comportamento em serviço e ainda permite a descofragem mais cedo. Neste caso o modo de transmissão da força ao betão é por pós-tensão: a aplicação do pré-esforço é feita após a betonagem da peça e a transmissão do pré-esforço é feita através de órgãos especiais colocados na extremidade dos cabos designados de ancoragens. Estas podem ser ativas permitindo o tensionamento dos cabos e passivas ficando embebidas no betão. Os cabos de pré-esforço em sistema monocórdão auto-embainhado são do tipo não aderente, por isso as perdas por atrito são muito pequenas. As perdas de pré-esforço dividem-se em dois grupos, as perdas diferidas e as perdas instantâneas. As perdas diferidas são de três tipos: perdas por retração do betão, perdas por fluência do betão e perdas por relaxação dos aços. As perdas instantâneas são de três tipos: perdas por atrito, perdas por deformação instantânea do betão e perdas por reentrada das cunhas.

As perdas totais representam entre 20% a 25% da força de pré-esforço aplicada. Como neste caso não vamos ter perda devida ao atrito, as perdas de pré-esforço consideradas foram de 20%, considerando 5% para as perdas instantâneas e 15% para as perdas diferidas.

A tensão de esticamento para este tipo de aço foi limitada a 1400 MPa, valor inferior ao estipulado no EC2. Esta tensão adotada tem o intuito de deixar uma margem para a eventualidade de ser necessária alguma sobretensão nos cabos em obra a fim de compensar perdas superiores às previstas.

Para a definição do traçado dos cabos de pré-esforço devem-se cumprir com algumas disposições:

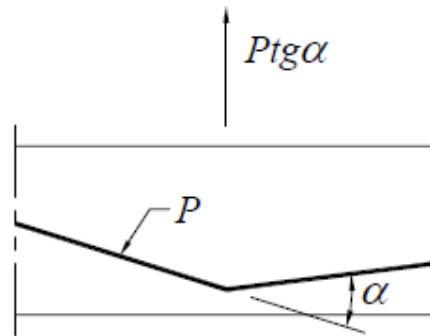
- a) Nas zonas de maiores momentos deve-se obter a máxima excentricidade
- b) Garantir o afastamento mínimo entre cabos e ancoragens
- c) O traçado dos cabos deverá intersecar o centro de gravidade da seção próximo da seção de momentos nulos para as cargas permanentes
- d) Construir traçados simples
- e) As extremidades dos cabos devem encontrar-se dentro do núcleo central da seção

Nos traçados com forma poligonal as cargas equivalentes aplicadas nos vértices do polígono são dadas pela expressão seguinte:

$$F_{eq} = P \cdot \operatorname{tg}\alpha \quad (7.22)$$

Na figura seguinte mostra-se um esquema elucidativo para a compreensão da determinação das cargas equivalentes:

Figura 8: Cargas equivalentes para traçados poligonais onde P representa a força do pré-esforço instalada no cabo.



Na interseção dos traçados poligonais deve-se cumprir com o raio mínimo para as concordâncias curvas nos vértices do polígono. O raio mínimo a adotar deverá ser calculado pela expressão seguinte:

$$R_{\min} = 2.8 \sqrt{F_{pk}} \quad (7.23)$$

Em que:

R_{\min} raio em metros

F_{pk} valor característico da força de pré-esforço em (MN)

Devido à obrigatoriedade de raio mínimo nas interseções do traçado, este foi obtido por tentativas recorrendo ao programa de desenho AutoCad até se chegar ao perfil do traçado desejado. Procedeu-se então ao cálculo das cargas equivalentes, que foram aplicadas no modelo (de forma a se verificar a deformação das lajes). O traçado final dos cabos de pré-esforço é apresentado nas peças desenhadas.

A força de esticamento dos cabos pode ser obtida recorrendo à seguinte expressão:

$$P_{\infty} = \sigma_{\infty} \cdot A_p \quad (7.24)$$

Em que:

P_{∞} força no cabo de pré-esforço a tempo infinito

σ_{∞} tensão instalada no cabo a tempo infinito após as perdas diferidas e imediatas

A_p área do cabo de pré-esforço

Como a tensão de esticamento já tinha sido limitada a 1400 MPa e as perdas de pré-esforço foram limitadas a 20%, obtém-se uma tensão a tempo infinito aproximadamente de 1100 MPa. Com esta multiplicada pela área do cabo de pré-esforço que consta no quadro 40, obtém-se uma força de pré-esforço a tempo infinito de 154 kN, conforme se demonstra:

$$P_{\infty} = 1100 \times 10^3 \times 140 \times 10^{-6} = 154 \text{ kN} \quad (7.25)$$

Para o cálculo do raio mínimo aplica-se a expressão (7.23):

$$R_{\min} = 2.8 \sqrt{260 \times 10^{-3}} = 1,43 \text{ m} \quad (7.26)$$

Tendo em conta o raio mínimo determinado (7.26) determinou-se o traçado definitivo dos cabos de pré-esforço. Após a definição final dos traçados, calcularam-se as cargas equivalentes ao pré-esforço através da expressão (7.22) e criou-se um caso de carga PE, com os valores respetivos das cargas equivalentes. Estes valores foram aplicados nos nós criados e localizados nas interseções do traçado dos cabos em cada piso do Bloco B.

7.4.2. Ações Variáveis

7.4.2.1. Sobrecargas

Para se definir o valor da sobrecarga deve-se consultar o quadro 15 de forma a definir a categoria do pavimento em função da utilização do edifício em questão. O edifício é ocupado para centro de dia para idosos, residências individuais assistidas e creche, pelo que se optou pela categoria A, em que a sobrecarga toma o valor de 2,0 kN/m². Para a cobertura do edifício, tendo em conta que esta é acessível por escada, de acordo com o quadro 16, definiu-se a categoria H, com uma sobrecarga idêntica de 2,0 kN/m². Definiu-se no programa automático um caso de carga com o nome Sc e aplicou-se aos elementos de área nos pavimentos e cobertura o valor de 2,0 kN/m².

7.4.2.2. Variação Uniforme da temperatura

A variação uniforme da temperatura foi determinada de acordo com as expressões mencionadas anteriormente. A temperatura média inicial ou a temperatura no instante em que são introduzidos constrangimentos à expansão ficou definida com o valor de $T_0 = 15^\circ\text{C}$. O edifício está localizado no concelho de Lisboa. Consultando a figura 1 referente ao zonamento térmico, constata-se que o edifício pertence à zona B para as condições de Inverno e para as condições de Verão, para superfícies acima do solo, correspondendo $T_{\min} = 0^\circ\text{C}$ e $T_{\max} = 40^\circ\text{C}$. A estes valores e porque o edifício se localiza a 100m de altitude deve-se subtrair 1°C a T_{\max} e $0,5^\circ\text{C}$ a T_{\min} . Devido a ser considerada uma superfície clara, terá de se adicionar 2°C a T_{\max} e desta forma obtém-se para $T_{\min} = -0,5^\circ\text{C}$ e $T_{\max} = 41^\circ\text{C}$, valores que correspondem às temperaturas exteriores, T_{out} , respetivamente para as condições de Inverno e para as condições de Verão. Caso a superfície em causa não fosse horizontal ou não estivesse virada a oeste ainda teria de ser afetado um coeficiente minorativo a estes resultados. A temperatura do ambiente interior T_{in} é considerada para as condições de Inverno $T_{\text{in}} = 18^\circ\text{C}$ e para as condições de verão $T_{\text{in}} = 25^\circ\text{C}$. Exemplifica-se de seguida a determinação da temperatura média do elemento T para as condições de Inverno e para as condições de Verão usando a expressão (3.2):

Condições de Inverno:

$$T^- = \frac{-0,5+18}{2} = 8,75^\circ\text{C} \quad (7.27)$$

Condições de Verão:

$$T^+ = \frac{25+41}{2} = 33^\circ\text{C} \quad (7.28)$$

Para o cálculo da variação uniforme da temperatura ΔT_u para as condições de inverno e para as condições de Verão recorre-se à expressão (3.1) exemplificando-se de seguida o respetivo cálculo:

Condições de Inverno:

$$\Delta T_u^- = 8,75 - 15 = -6,25^\circ\text{C} \quad (7.29)$$

Condições de Verão:

$$\Delta T_u^+ = 33 - 15 = 18^\circ\text{C} \quad (7.30)$$

Este cenário corresponde a uma amplitude térmica de $18 + 6,25 = 24,25^{\circ}\text{C}$, considerando-se que a temperatura inicial T_0 é aproximadamente igual á temperatura média da estrutura ao longo do ano. Assim, a variação de temperatura a considerar será:

$$\Delta T_u = \frac{\pm 24,25}{2} = \pm 12^{\circ}\text{C} \quad (7.31)$$

Na combinação de ações para os esforços nos estados limites últimos, dado esta ação ser lenta, os coeficientes parciais relativos à ação e à combinação da ação deverão ser metade do valor respetivo de forma a simular a lentidão da ação. Deve-se referir que esta ação terá sinal positivo e negativo, respetivamente devido à ação diferida de dilatação e à ação diferida de contração.

7.4.3. Ação Sísmica

A ação sísmica foi introduzida no modelo decorrente dos espectros de reposta SISMOTIPOIX e SISMOTIPOIY. A ação sísmica criada tem o nome de SISMOTIPO1 com uma carga tipo aceleração U1 associada ao espectro de reposta SISMOTIPOIX e uma carga tipo aceleração U2 associada ao espectro de reposta SISMOTIPOIY. Para a combinação modal foi adotada a combinação quadrática completa CQC e para a combinação direcional foi adotada a combinação SRSS. Para os efeitos da inércia, a massa foi calculada de acordo com a combinação definida na expressão (4.4).

7.5. Combinação de ações

7.5.1. Estados limites últimos

7.5.1.1. Combinação fundamental de ações

Para a combinação fundamental de ações usou-se a expressão (4.1). Definiram-se duas combinações de ações em que a ação variável base é a sobrecarga combinada com a ação variável da variação uniforme da temperatura positiva e negativa, adotando-se os nomes respetivos de ELU_AVB_SC_+TEMP e ELU_AVB_SC_-TEMP. Definiram-se mais duas combinações de ações usando-se a expressão (4.1) em que a ação variável base é a ação variável da variação uniforme da temperatura positiva e negativa combinada com a ação

variável da sobrecarga, adotando-se os nomes respectivos de ELU_AVB_TEMP+ e ELU_AVB_TEMP-.

7.5.1.2. Combinação de ações sísmicas

A ação sísmica foi combinada com as restantes ações de acordo com a expressão (4.3), criando-se no modelo de cálculo uma combinação de ações com o nome ELUSISMO+TA em que a ação decorrente dos efeitos da torção TA foi introduzida com sinal positivo. Por outro lado foi criada uma combinação de ações em tudo idêntica à anterior combinação de ações mas em que a ação decorrente dos efeitos da torção TA foi introduzida com sinal contrário, ou seja com sinal negativo, combinação de ação intitulada ELUSISMO-TA

7.5.2. Estados limites de utilização

7.5.2.1. Combinação de ações quase permanentes

Para os estados limites de utilização, usados essencialmente para o controlo dos deslocamentos e deformações, foi criada uma combinação de ações quase permanentes no modelo de cálculo de acordo com expressão (4.8) à qual foi dado o nome de CQP.

7.6. Paredes de betão nos elevadores

O bloco A tem dois elevadores. O elevador A é destinado ao transporte de bens para o centro de dia para idosos, para as residências assistidas e para o transporte dos funcionários, tendo a particularidade de ter uma abertura dupla ao nível do piso 0 para o interior e para o exterior do edifício. Esta abertura exterior é destinada para a entrada de carga. Esta zona do elevador foi modelada com elementos de barra identificados por PB 190x26. Para a parede traseira do elevador a partir do piso 1, dado não haver a possibilidade da existência desta parede ao nível do piso 0 devido à abertura para o exterior para a carga de bens, as paredes laterais estão identificadas por PB 352x20. Todos os nós das paredes foram ligados ao nível dos pisos aos nós das lajes através da opção “*constraints body*” para simular uma ligação rígida. Ao nível do piso 0 foi criado um nó no centro geométrico das três paredes de forma a obter os esforços de cálculo para a fundação comum às três paredes. Esse nó também foi por sua vez ligado aos nós das três paredes ao nível do piso 0 através de “*constraints body*”. Para este tipo de

solução, dado o solo ter características elásticas, o encastramento perfeito da fundação é difícil de obter. Para simular a elasticidade do solo foi libertada a restrição à rotação segundo o eixo x e colocada uma mola ao nível do nó central de forma a simular o efeito elástico do solo. A rigidez da mola foi calculada pela seguinte expressão:

$$k_{\theta} = \frac{\pi a^2 b \left(1 + \frac{a}{4b}\right) E_{solo}}{18 (1 - \nu^2)} \quad (7.32)$$

Em que;

k_{θ} Rigidez da mola;

a Dimensão da fundação no plano de flexão;

b Dimensão da fundação perpendicular ao plano de flexão;

ν Coeficiente de Poisson do solo, no valor de 0,3;

E Módulo de elasticidade do solo, assumido no valor de 200 MPa.

A fundação foi modelada com as seguintes dimensões: 3,50 m segundo o eixo x e 5,00 segundo o eixo y, obtendo-se para a rigidez da mola o valor de $4,56 \times 10^6$ kNm.

O elevador B é destinado ao transporte de utentes do centro de dia para idosos e das residências assistidas. É um núcleo clássico constituído por três paredes desde o piso 0 até ao piso 3. Para simular a elasticidade do solo foi libertada a restrição à rotação segundo o eixo x e segundo o eixo y, tendo sido colocada uma mola ao nível do centro geométrico da fundação no nó central de forma a simular o efeito elástico do solo. A fundação foi modelada com as seguintes dimensões: 4,40 m segundo o eixo x e 3,40 segundo o eixo y, obtendo-se para a rigidez da mola o valor de $2,32 \times 10^6$ kNm para a rotação segundo X e $3,33 \times 10^6$ kNm para a rotação segundo Y. Os restantes elementos verticais assumiram-se como encastrados no solo de fundação.

7.7. Elementos sísmicos primários e secundários

Tendo em conta o art.º5.1.1(2)P do EC8, “os edifícios de betão com lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários não estão totalmente cobertos pela seção 5”. A escolha de elementos sísmicos secundários na estrutura fica arbitrariamente à escolha do projetista. No entanto a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos

secundários não deverá ser superior a 15% da relativa aos elementos sísmicos primários. Sabendo-se que estes sistemas secundários não fazem parte do sistema do edifício resistente às ações sísmicas, a resistência e rigidez desses elementos à ação sísmica deve ser desprezada, não sendo necessário que obedeam aos requisitos estipulados na seção 5 a 9 do EC8. Porém esses elementos e as suas ligações devem ser dimensionadas e pormenorizadas de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica mais desfavorável, devendo-se ter em consideração os efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$) no cálculo desses elementos.

Tendo em conta os requisitos mencionados anteriormente, todos os sistemas interiores pilar/laje fungiforme em que não exista uma viga de ligação são considerados elementos sísmicos secundários. Todos os outros elementos sísmicos que não são secundários são considerados elementos sísmicos primários e serão dimensionados de acordo com a classe de ductilidade da estrutura, adotando-se desde já a classe de ductilidade DCM para a estrutura.

Porém para a classe DCM de ductilidade existem restrições geométricas e de materiais para os elementos sísmicos primários. No caso de não se verificarem, esses elementos devem ser considerados elementos sísmicos secundários. Quanto aos materiais, o art.º 5.4.1.1 especifica que nos elementos sísmicos primários não se deve utilizar betão de classe inferior a C16/20 e que nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários deve utilizar-se nas armaduras aço da classe B ou C de acordo com a EN 1992-1-1:2004, quadro C1. Quanto a restrições geométricas, o art.º5.4.1.2.1 especifica que a excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma um nó deve ser limitada a fim de permitir uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga sísmica primária para o pilar. Para satisfazer este requisito deverá limitar-se a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos a menos de $b_c/4$, em que b_c é a maior dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

Analisando a geometria da estrutura verifica-se que no alinhamento 1 ao nível do piso 0 para o Bloco A e Bloco B, a distância entre os eixos dos centros de gravidade da viga e do pilar não cumpre a restrição geométrica $b_c/4$, pelo que são considerados como elementos sísmicos secundários.

Os elementos sísmicos secundários não contribuem para a rigidez lateral da estrutura, devendo ser desprezada a sua resistência e rigidez à ação sísmica. A modelação destes elementos secundários foi conseguida através da introdução de rótulas nos nós de extremidade

de cada barra de forma a libertar a rotação e assim a sua rigidez lateral e resistência sísmica ser desprezada no modelo de cálculo automático para a ação sísmica.

Para o dimensionamento estrutural foram usados dois modelos de cálculo, um modelo em que se despreza a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral e os elementos sísmicos primários são modelados considerando a sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal, modelo denominado de agora em diante por Modelo Primário. O outro modelo já tem a contribuição de todos os elementos para a rigidez lateral à ação sísmica e denomina-se de agora em diante por Modelo Global.

7.8. Verificações

Após a modelação da estrutura, definição dos materiais e seções, da combinação de ações e da simulação dos elementos sísmicos primários e secundários, devem-se verificar os pressupostos adotados para a modelação estrutural introduzida no cálculo automático.

7.8.1. Análise modal por espectro de resposta

O art.º 4.3.3.3.1(3)P do EC8 refere que neste tipo de análise devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Estes requisitos poderão considerar-se satisfeitos quando se utilizar um modelo espacial caso possa, para cada direção considerada, ser demonstrada uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa pelo menos 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

No bloco A foram considerados 12 modos de vibração em que para a direção x a soma das massas modais efetivas tem o valor de 99,8% e para a direção y a soma das massa modais tem o valor de 93,7%. Comprova-se assim que nas duas direções consideradas a soma das massas modais efetivas é superior a 90% da massa total da estrutura pelo que se considera verificada a análise modal para o bloco A.

No bloco B foram considerados 12 modos de vibração em que para a direção x a soma das massas modais efetivas tem o valor de 96,5% e para a direção y a soma das massa modais efetivas tem o valor de 97%. Comprova-se assim que nas duas direções consideradas a soma das massas modais efetivas é superior a 90% da massa total da estrutura pelo que se considera verificada a análise modal para o bloco B.

7.8.2. Sistema Porticado

A estrutura foi modelada como um sistema porticado e o coeficiente de comportamento foi introduzido tendo em conta este pressuposto. Deve-se verificar se o seu comportamento está dentro dos requisitos estabelecidos para esse sistema. O sistema porticado é um sistema estrutural no qual a resistência às ações laterais é assegurada principalmente por pórticos e cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural. Para se verificar este pressuposto utilizou-se a ação sísmica tipo1 (SISMOTIPOI) e registaram-se as forças de corte na base do edifício nos pilares e nas paredes de betão para as duas direções principais. Após esta análise concluiu-se que é um sistema estrutural porticado para o Bloco A, dado que a resistência às ações laterais nos pilares é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural, conforme se demonstra no quadro seguinte:

Quadro 41: Força de corte na base nos pórticos e nas paredes Bloco A.

Força de corte na base Sismo tipol							
Força nos pórticos (kN)		Força nas paredes (kN)		Total nos pórticos (%)		Total nas paredes (%)	
Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y
1421.98	1381.8	89	338.34	94%	80%	6%	20%

Para o bloco B não é necessário verificar uma vez que não tem paredes estruturais, logo a resistência à força de corte só é conseguida pelos pilares.

7.8.3. Rigidez de torção mínima

A condição de rigidez de torção mínima considera-se satisfeita se o primeiro modo de vibração de torção apresentar um período inferior aos períodos dos modos de translação nas duas direções principais do edifício [1].

Ao analisar-se a análise modal por espectro de resposta dos dois blocos, verifica-se que o período do primeiro modo de vibração de torção, quer do bloco A, quer do bloco B, é inferior aos períodos dos modos de translação nas duas direções principais, pelo que se considera verificada a rigidez de torção mínima para os dois blocos.

Quadro 42: Períodos dos modos de vibração do Bloco A e Bloco B.

Análise Modal por espectro de Resposta		
Modos de vibração	Bloco A	Bloco B
	Periodo (s)	Periodo (s)
Modo 1 Translação segundo X	0,437	0,487
Modo 2 Translação segundo Y	0,279	0,384
Modo 3 Torção	0,197	0,315

7.8.4. Contribuição do sistema secundário para a rigidez lateral da estrutura

De acordo com a referência anterior, a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% da dos elementos sísmicos primários. De forma a verificar este requisito obtém-se os deslocamentos elásticos (d_{e1}) para a combinação da ação sísmica de cálculo no modelo primário da estrutura, em que os elementos sísmicos secundários não contribuem para a rigidez lateral da estrutura, obtendo-se a resistência às ações horizontais da estrutura primária. Na análise da estrutura global para a combinação sísmica de cálculo, em que todos os elementos contribuem para a rigidez lateral da estrutura, obtém-se os deslocamentos elásticos (d_{e2}) que nos dão a resistência da estrutura global às ações laterais incluindo a participação dos elementos sísmicos secundários. Através da relação entre os deslocamentos elásticos d_{e1} e os deslocamentos elásticos d_{e2} de acordo com a expressão (7.33) verifica-se a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários.

$$\frac{d_{e1}}{d_{e2}} \leq 1,15 \quad (7.33)$$

Os deslocamentos são obtidos nos nós respeitantes aos centros de massa de cada piso na combinação sísmica de cálculo tendo em conta os efeitos de torção. Apresentam-se nos quadros seguintes os resultados para o Bloco A e para o Bloco B.

Quadro 43: Verificação da contribuição do sistema secundário na rigidez lateral da estrutura Bloco A.

Direcção x					Direcção y				
Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.	Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.
0	0.00881	0.005789	1.52237	NÃO	0	0.00245	0.0019	1.2883	NÃO
1	0.01215	0.00857	1.41774	NÃO	1	0.00564	0.0037	1.5235	NÃO
2	0.01328	0.009495	1.39863	NÃO	2	0.00867	0.00679	1.2766	NÃO
3	0.01460	0.01076	1.35688	NÃO	3	0.00997	0.00799	1.2472	NÃO

Quadro 44: Verificação da contribuição do sistema secundário na rigidez lateral da estrutura Bloco B.

Direcção x					Direcção y				
Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.	Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.
0	0.00528	0.00411	1.28467	NAO	0	0.00294	0.00261	1.1264	SIM
1	0.01160	0.00762	1.52231	NÃO	1	0.00898	0.00744	1.207	NÃO
2	0.02910	0.0198	1.4697	NÃO	2	0.01580	0.0114	1.386	NÃO
3	0.03740	0.0246	1.52033	NÃO	3	0.02240	0.0165	1.3576	NÃO

Conforme se pode verificar nos quadros anteriores, o sistema secundário contribui mais de 15% para a rigidez lateral da estrutura em ambos os blocos, não se verificando o requisito de limitação de rigidez.

As seções dos elementos verticais foram introduzidas no modelo de acordo com o pré-dimensionamento para as ações verticais. Uma das formas de alterar a rigidez lateral do sistema secundário seria através da diminuição da seção dos elementos verticais secundários, o que é contraproducente uma vez que foram dimensionados para as cargas verticais. No entanto, as suas dimensões também podiam ser reduzidas em altura, mas esse facto iria introduzir no modelo variações de rigidez, o que também não é aconselhável. Como já foi referido, no alinhamento 1 do piso 0 os elementos foram considerados como secundários devido às restrições geométricas: o pilar tem a dimensão de 0,26 m x 1,20 m para apoio da viga V5 com as dimensões de 0,30 m x 1,51m alinhada à face do pilar, na zona de transição do pavimento da laje e na ligação à pala existente necessária para vencer a diferença de cotas significativa. Estas dimensões do pilar não são necessárias para as cargas verticais mas

somente para o apoio da referida viga que liga as duas lajes com diferença de cotas, pelo que não é possível também a diminuição destes elementos que certamente contribuem com grande parte da rigidez lateral do sistema secundário ao nível do piso 0. A outra opção é a de aumentar a rigidez dos elementos do sistema primário, opção esta que é realizável através do aumento da seção dos elementos verticais do pórtico de contorno. Este é um processo iterativo em que por tentativas sucessivas, se obtém a estrutura que verifica o requisito da limitação de rigidez dos elementos secundários, através do aumento da seção dos elementos verticais do sistema primário do pórtico de contorno. No caso de estruturas que tenham elementos estruturais classificados como secundários, esta verificação é obrigatória antes de se definir a configuração final da estrutura para efeitos de dimensionamento.

Após diversas iterações, definiu-se a seção dos elementos verticais primários de forma a respeitar o requisito da limitação da rigidez do sistema estrutural secundário $\leq 15\%$ em relação à rigidez do sistema estrutural primário. Para se respeitar este requisito, a seção dos elementos primários de contorno aumentou consideravelmente e foi necessário introduzir na estrutura do bloco A paredes com desenvolvimento segundo os dois eixos, eixo x e eixo y, aumentando consideravelmente a rigidez do sistema primário. As duas paredes introduzidas no contorno da estrutura segundo o eixo y têm dimensão igual de 3,70 m de comprimento por 0,26 m de largura e as duas paredes introduzidas segundo o eixo x têm a dimensão de 3,45 m de comprimento por 0,26 m de largura e 2,60 m de comprimento por 0,26 m de largura. Além do aumento das seções dos pilares de contorno e da introdução de paredes, considerou-se que os elementos estruturais existentes no piso 0 que não respeitam as restrições geométricas da excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma um nó fossem considerados elementos sísmicos primários no modelo de cálculo. Esta consideração foi tomada devido às dimensões da viga, com uma seção de 1,51 m de altura por 0,30 m de largura - para se verificar a restrição geométrica ter-se-ia de aumentar a largura da viga para 0,60 m, o que não nos parece prudente e aceitável tendo em conta a sua altura e comprimento. Com esta nova configuração da estrutura obteve-se uma rigidez do sistema secundário inferior a 15% em relação à rigidez do sistema estrutural primário, comprovada através da relação entre os deslocamentos de_1 obtidos no modelo primário, (sem contribuição da rigidez e resistência dos elementos secundários às ações horizontais) e os deslocamentos de_2 obtidos no modelo global (em que todos os elementos contribuem para a rigidez e resistência às ações horizontais), apresentando-se no quadro seguinte essa relação obtida.

Quadro 45: Verificação da contribuição para a rigidez lateral no Bloco A dos elementos sísmicos secundários <=15%.

Direcção x					Direcção y				
Pisos	d _{e1} (m)	d _{e2} (m)	d _{e1} /d _{e2}	Verif.	Pisos	d _{e1} (m)	d _{e2} (m)	d _{e1} /d _{e2}	Verif.
0	0.00282	0.002658	1.06095	SIM	0	0.00202	0.00197	1.0248	SIM
1	0.00434	0.004183	1.03753	SIM	1	0.00386	0.00336	1.1494	SIM
2	0.00453	0.004263	1.06193	SIM	2	0.00514	0.00499	1.0303	SIM
3	0.00509	0.004735	1.07413	SIM	3	0.00545	0.00544	1.002	SIM

Na análise modal para o bloco A obtiveram-se três modos fundamentais de vibração: o 1º. Modo de translação em x com um período T = 0,2156 s, o 2º. Modo de translação em y com um período T = 0,1854 s e o 3º. Modo de torção com um período de 0,11865 s. Para se verificar o tipo de estrutura, e por sua vez, o coeficiente de comportamento para o cálculo do espectro de resposta, obtiveram-se as forças de corte basal nos elementos verticais. Tendo em conta as forças de corte basal e a sua relação entre pilares e paredes verifica-se que a estrutura é um sistema estrutural de paredes não acopladas, verificação que se apresenta no quadro seguinte:

Quadro 46: Força de corte Basal para a definição sistema estrutural Bloco A.

Força de corte na base Sismo típico							
Força nos PILARES (kN)		Força nas paredes (kN)		Total nos pórticos (%)		Total nas paredes (%)	
Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y
379.1	773	1102.9	1033.8	26%	43%	74%	57%

Este sistema de paredes não acopladas irá alterar o coeficiente de comportamento para a definição do espectro de resposta. Tendo em conta o quadro 5.1 do EC8 e a classe de ductilidade DCM obteve-se para o coeficiente de comportamento q_0 o valor básico de 3,0 e para sistemas de paredes não acopladas $\alpha_w/\alpha_l = 1,1$. Este valor é o valor básico para estruturas regulares em planta, mas como o bloco A não é regular em planta determina-se o fator de majoração α_w/α_l através da seguinte fórmula como se exemplifica de seguida:

$$\alpha_w/\alpha_l = \frac{1+1,1}{2} = 1,05 \quad (7.34)$$

O coeficiente de comportamento q_0 é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$q_{0,Ax} = 3,0 \times 1,05 = 3,15 \quad (7.35)$$

Para o cálculo do coeficiente de comportamento q usa-se a expressão (7.2) indo buscar o valor de k_w à expressão (7.3), adotando-se $k_w = 1$, exemplificando-se o cálculo de seguida:

$$q_{,Ax} = 3,15 \times 1,0 = 3,15 \quad (7.36)$$

Como para a direção X, o edifício do bloco A é regular em altura, o coeficiente de comportamento $q_{,Ax}$ não é reduzido.

Para a direção Y, todas as condicionantes de cálculo do coeficiente de comportamento q se mantêm, exceto a não regularidade em altura, por isso, o coeficiente de comportamento q_o deve ser reduzido em 20%, exemplificando-se de seguida o respetivo cálculo:

$$q_{o,Ay} = 3,0 \times 1,05 \times 0,80 = 2,52 \quad (7.37)$$

$$q_{,Ay} = 2,52 \times 1,0 = 2,52 \quad (7.38)$$

Após a determinação do coeficiente de comportamento, determina-se o espectro de cálculo utilizando as expressões definidas anteriormente, sendo que os restantes parâmetros a introduzir nas expressões se mantêm iguais aos anteriores que foram utilizados. Apresenta-se de seguida os gráficos dos espectros de cálculo obtidos para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, para as duas direções:

Figura 9: Espectro de cálculo definitivo para a direção x Bloco A.

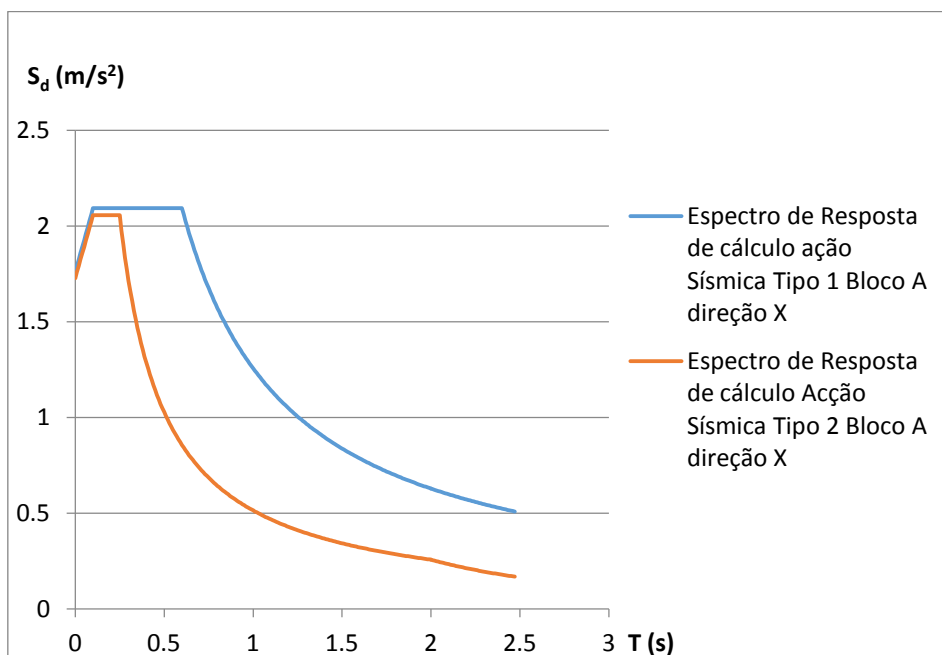
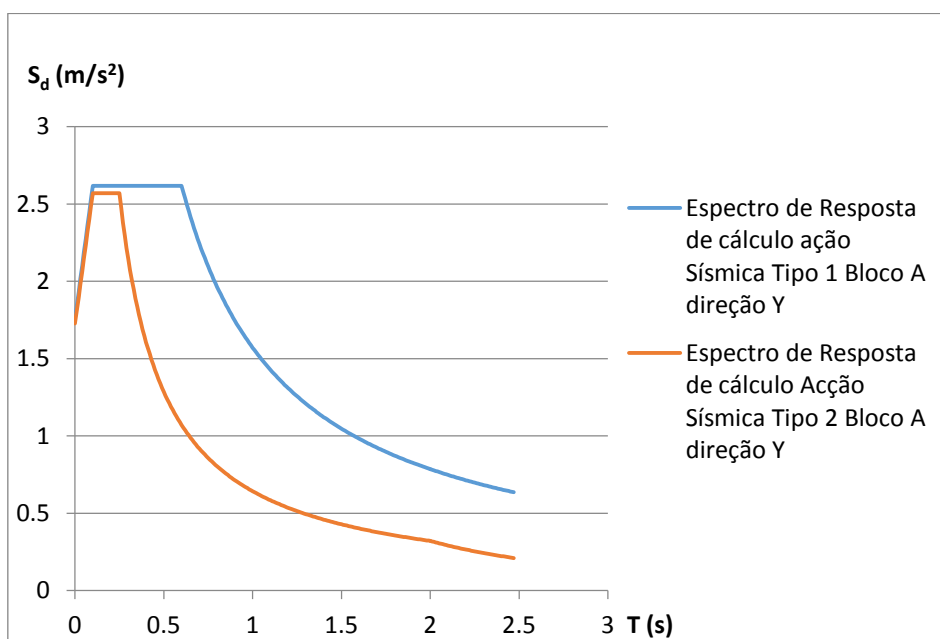


Figura 10: Espectro de cálculo definitivo para a direção y Bloco A.



Observando-se os espectros de resposta verifica-se que a aceleração de pico no solo aumentou nas duas direções. Este aumento deve-se à diminuição do coeficiente de comportamento, que por sua vez foi devida à mudança do sistema estrutural. Verifica-se também que a ação sísmica mais condicionante, quer para a direção x, quer para a direção y é o espectro de resposta de cálculo da ação sísmica tipo 1. Estes novos espectros serão introduzidos no programa de cálculo automático para se obter os esforços de dimensionamento dos elementos estruturais.

No Bloco B também foi necessário aumentar as dimensões dos pilares de contorno e após diversas iterações definiu-se a seção dos elementos verticais primários de forma a respeitar o requisito da limitação da rigidez do sistema estrutural secundário a 15% em relação à rigidez do sistema estrutural primário. Para se respeitar este requisito, a seção dos elementos primários de contorno aumentou consideravelmente e foi necessário introduzir na estrutura uma parede com desenvolvimento segundo o eixo x, aumentando consideravelmente a rigidez do sistema primário. A parede introduzida no contorno da estrutura segundo o eixo x tem a dimensão de 2,20 m de comprimento por 0,26 m de largura. Com esta configuração da estrutura obteve-se uma rigidez do sistema secundário inferior a 15% em relação à rigidez do sistema estrutural primário, comprovada através da relação entre os deslocamentos de_1 obtidos no modelo primário, (sem contribuição da rigidez e resistência dos elementos secundários às ações horizontais) e os deslocamentos de_2 (obtidos no modelo global em que

todos os elementos contribuem para a rigidez e resistência às ações horizontais), apresentando-se no quadro seguinte essa relação obtida.

Quadro 47: Verificação da contribuição para a rigidez lateral no Bloco B dos elementos sísmicos secundários $\leq 15\%$.

Direcção x					Direcção y				
Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.	Pisos	d_{e1} (m)	d_{e2} (m)	d_{e1}/d_{e2}	Verif.
0	0.00490	0.0043	1.13953	SIM	0	0.00196	0.00194	1.0103	SIM
1	0.00955	0.0091	1.04945	SIM	1	0.00450	0.0045	1	SIM
2	0.02026	0.0181	1.11934	SIM	2	0.00647	0.0063	1.027	SIM
3	0.02543	0.02232	1.13934	SIM	3	0.00844	0.0081	1.042	SIM

Na análise modal obtiveram-se três modos fundamentais de vibração: o 1º. Modo de translação em x com um período $T = 0,4365$ s, o 2º. Modo de translação em y com um período $T = 0,28232$ s e o 3º. Modo de torção com um período de $0,24747$ s. Para se definir o tipo de estrutura, e por sua vez, o coeficiente de comportamento para o cálculo do espectro de resposta, obtiveram-se as forças de corte basal nos elementos verticais e classificou-se a estrutura como sistema estrutural porticado, tendo em conta as forças de corte basal e a sua distribuição entre pilares e parede, que se apresenta no quadro seguinte:

Quadro 48: Força de corte Basal para a definição sistema estrutural do Bloco B.

Força de corte na base Sismo tipo I							
Força nos PILARES (kN)		Força na parede (kN)		Total nos pórticos (%)		Total na parede (%)	
Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y	Segundo x	Segundo y
1009.8	1225.82	247.7	24.6	80%	98%	20%	2%

Como o sistema estrutural no bloco B se manteve igual ao sistema que se presumiu no capítulo 7.2.2, i.e. sistema porticado, manteve-se inalterado o coeficiente de comportamento. Por sua vez o espectro de resposta introduzido também se manterá inalterado, logo, não será necessário alterar o espectro de resposta introduzido inicialmente para a obtenção dos esforços finais de cálculo.

7.8.5. Consideração dos efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ)

Nos edifícios de betão armado, devido à ação sísmica podem surgir grandes deslocamentos relativos entre pisos originando uma excentricidade de carga elevada nos elementos verticais tendo em conta o esforço axial existente. Devido a estes elevados deslocamentos surgem momentos fletores de segunda ordem na estrutura. Consoante o seu valor poderá ser

necessária a sua contabilização para o dimensionamento estrutural, por isso deve-se verificar sempre o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, através da seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (7.39)$$

Em que:

P_{tot} Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este para a combinação sísmica;

d_r Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} Força de corte sísmica total no piso considerado;

h Altura entre pisos.

Nos casos em que a anterior expressão é verificada em todos os pisos não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) no dimensionamento da estrutura. Se o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , for superior a 0,10 e inferior a 0,20, os efeitos de segunda ordem deverão ser considerados no dimensionamento estrutural, sendo avaliados de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos de dimensionamento por um fator igual a $1/(1 - \theta)$. O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , não deve ser superior a 0,3 - nesse caso deve-se aumentar a rigidez da estrutura de forma a respeitar os requisitos do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ .

7.8.5.1. Verificação

Para a estrutura definida para o bloco A e para o bloco B, tendo em conta a definição dos elementos verticais através da limitação de rigidez dos elementos secundários, analisando o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , para a estrutura no modelo global, em que todos os elementos verticais contribuem para a rigidez e resistência à ação sísmica, fica verificada a condição, uma vez que o valor de θ é inferior a 0,10. Para a estrutura no modelo primário em que a rigidez e resistência à ação sísmica só é obtida considerando os elementos verticais de contorno e elementos verticais ligados a vigas e as paredes (estrutura primária), desprezando-se a resistência e rigidez à ação sísmica dos elementos secundários, a verificação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo

entre pisos θ também ocorre dado este ser inferior a 0,10, conforme demonstrado nos quadros seguintes:

Quadro 49: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo global Bloco A.

Piso	Ptot	Vtot X	Vtot Y	drx	dry	h	θ_x	θ_y	Verif.
0 - 1	40158.8	6651.8	8314.8	9.17	5.44	4.00	0.014	0.007	SIM
1 - 2	26716.9	4425.3	5531.7	5.26	3.83	6.95	0.005	0.003	SIM
2 - 3	16866.0	2793.7	3492.1	0.28	4.50	9.90	0.0002	0.002	SIM
3 - 4	8518.1	1410.9	1763.7	1.63	1.23	13.02	0.001	0.000	SIM

Quadro 50: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo primário Bloco A.

Piso	Ptot	Vtot X	Vtot Y	drx	dry	h	θ_x	θ_y	Verif.
0 - 1	40158.8	6651.8	8314.8	9.73	5.58	4.00	0.015	0.007	SIM
1 - 2	26716.9	4425.3	5531.7	5.24	5.08	6.95	0.005	0.004	SIM
2 - 3	16866.0	2793.7	3492.1	0.65	3.53	9.90	0.0004	0.002	SIM
3 - 4	8518.1	1410.9	1763.7	1.93	0.84	13.02	0.001	0.000	SIM

Quadro 51: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo global Bloco B.

Piso	Ptot	Vtot X	Vtot Y	drx	dry	h	θ_x	θ_y	Verif.
0 - 1	30798.2	6376.7	6376.7	11.87	5.35	4.00	0.014	0.006	SIM
1 - 2	23144.8	4792.1	4792.1	13.39	7.07	6.95	0.009	0.005	SIM
2 - 3	14507.7	3003.8	3003.8	24.84	4.97	9.90	0.012	0.002	SIM
3 - 4	7296.2	1510.7	1510.7	11.65	4.97	13.02	0.004	0.002	SIM

Quadro 52: coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ modelo primário Bloco B.

Piso	Ptot	Vtot X	Vtot Y	drx	dry	h	θ_x	θ_y	Verif.
0 - 1	30798.2	6376.7	6376.7	13.52	5.41	4.00	0.016	0.007	SIM
1 - 2	23144.8	4792.1	4792.1	12.83	7.01	6.95	0.009	0.005	SIM
2 - 3	14507.7	3003.8	3003.8	29.56	5.44	9.90	0.014	0.003	SIM
3 - 4	7296.2	1510.7	1510.7	14.27	5.44	13.02	0.005	0.002	SIM

No anexo 5 apresentam-se todos os cálculos para a determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo.

8. Estado de limitação de danos

A exigência de limitação de danos destina-se a evitar os danos estruturais e a limitar os danos não estruturais nas construções cuja reparação se torne inviável do ponto de vista económico. A ação sísmica a considerar para a verificação do estado de limitação de danos é vulgarmente chamada de ação sísmica de serviço. O art.º2.1(1)P do EC8 especifica que, na ausência de informações mais precisas, pode aplicar-se um coeficiente de redução à ação sísmica de cálculo (de acordo com o art.º 4.4.3.2(2) do EC8). A limitação de deslocamentos entre pisos para materiais ou elementos não estruturais fixados à estrutura é verificada através das seguintes expressões, de acordo com o art.º4.4.3.2:

- a) Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (7.40)$$

- b) Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (7.41)$$

- c) Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,010h \quad (7.42)$$

Em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais d_s no topo e na base do piso considerado;

h altura entre pisos;

v coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associado ao requisito de limitação de danos

Os valores a atribuir a v são remetidos para o anexo nacional NA que especifica que em Portugal devem adotar-se os valores de v de acordo com o quadro NA.III. que se reproduz de seguida:

Quadro 53: Valores do coeficiente de redução v .

Ação sísmica	v
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

Para uma análise linear os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo, d_s , devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d d_e \quad (7.43)$$

Em que:

d_s deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q salvo indicação em contrário;

d_e deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo

Na determinação do deslocamento d_e devem ter-se em conta os efeitos da torção devidos à ação sísmica.

8.1. Verificação

Para a verificação da limitação de danos no bloco A e no Bloco B definiu-se que o edifício fosse constituído por elementos não estruturais, constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, verificando-se a limitação de danos através da expressão (7.40). Analisados os deslocamentos no bloco A e B para o modelo global e primário, verificou-se a limitação de danos em todos os pisos e nos dois blocos A e B, de acordo com os quadros seguintes:

Quadro 54: Verificação limitação de danos modelo global bloco A.

Piso	Direcção X - Sismo 1 + TA						Piso	Direcção y - Sismo 1 + TA					
	d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif		d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif
0 - 1	0.00266	9.2	9.2	4.00	0.0009	SIM	0 - 1	0.00197	5.4	5.44	4.00	0.0005	SIM
1 - 2	0.00418	14.4	5.3	6.95	0.0003	SIM	1 - 2	0.00336	9.3	3.83	6.95	0.0002	SIM
2 - 3	0.00426	14.7	0.28	9.90	0.0000	SIM	2 - 3	0.00499	13.8	4.50	9.90	0.0002	SIM
3 - 4	0.00474	16.3	1.63	13.02	0.0001	SIM	3 - 4	0.00544	15.0	1.23	13.02	0.0000	SIM

Quadro 55: Verificação limitação de danos modelo primário bloco A.

Direcção X - Sismo 1 + TA							Direcção y - Sismo 1 + TA						
Piso	d_s (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif	Piso	d_s (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif
0 - 1	0.00282	9.7	9.7	4.00	0.0010	SIM	0 - 1	0.00202	5.6	5.6	4.00	0.0006	SIM
1 - 2	0.00434	15.0	5.2	6.95	0.0003	SIM	1 - 2	0.00386	10.7	5.0784	6.95	0.0003	SIM
2 - 3	0.00453	15.6	0.64515	9.90	0.0000	SIM	2 - 3	0.00514	14.2	3.5328	9.90	0.0001	SIM
3 - 4	0.00509	17.5	1.92855	13.02	0.0001	SIM	3 - 4	0.00545	15.0	0.84456	13.02	0.0000	SIM

Quadro 56: Verificação limitação de danos modelo global bloco B.

Direcção X - Sismo 1 + TA							Direcção y - Sismo 1 + TA						
Piso	d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif	Piso	d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif
0 - 1	0.00430	11.9	11.9	4.00	0.0012	SIM	0 - 1	0.001940	5.4	5.4	4.00	0.0005	SIM
1 - 2	0.00910	25.1	13.2	6.95	0.0008	SIM	1 - 2	0.004500	12.4	7.0656	6.95	0.0004	SIM
2 - 3	0.01810	50.0	24.84	9.90	0.0010	SIM	2 - 3	0.006300	17.4	4.968	9.90	0.0002	SIM
3 - 4	0.02232	61.6	11.6472	13.02	0.0004	SIM	3 - 4	0.008100	22.4	4.968	13.02	0.0002	SIM

Quadro 57: Verificação limitação de danos modelo primário bloco B.

Direcção X - Sismo 1 + TA							Direcção y - Sismo 1 + TA						
Piso	d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif	Piso	d_e (m)	d_s (mm)	d_r (mm)	h	$v d_r / h$	Verif
0 - 1	0.00490	13.5	13.5	4.00	0.0014	SIM	0 - 1	0.00196	5.4	5.4	4.00	0.0005	SIM
1 - 2	0.00955	26.4	12.8	6.95	0.0007	SIM	1 - 2	0.00450	12.4	7.0104	6.95	0.0004	SIM
2 - 3	0.02026	55.9	29.5596	9.90	0.0012	SIM	2 - 3	0.00647	17.9	5.4372	9.90	0.0002	SIM
3 - 4	0.02543	70.2	14.2692	13.02	0.0004	SIM	3 - 4	0.00844	23.3	5.4372	13.02	0.0002	SIM

Após todas as verificações podem-se adotar os modelos finais e iniciar o dimensionamento da estrutura.

9. Dimensionamento

9.1. Lajes

Antes de se obter os esforços da laje, devido ao tipo de aligeiramento adotado, deve-se verificar o esforço transversal resistente da laje, $V_{Rd,c}$. De acordo com o catálogo do sistema de aligeiramento do tipo “Cobiax”, a redução ao corte da resistência da laje é de 50%. Por isso deve-se calcular o esforço transversal resistente da laje $V_{Rd,c}$ e após o cálculo, afetar esse valor do coeficiente de redução no valor de 0,50 para este tipo de aligeiramento adotado. Nos locais da laje em que o esforço transversal atuante seja superior ao esforço transversal resistente reduzido, devem preconizar-se zonas maciças, portanto, sem aligeiramento e sem o fator de redução de carga devido ao aligeiramento, o que irá certamente alterar os esforços atuantes na estrutura. Por causa dessa alteração de esforços, e no caso do uso de um aligeiramento deste tipo, deve-se fazer este cálculo antes de se analisarem os esforços de dimensionamento no modelo de cálculo. Para o cálculo do esforço transversal resistente da laje, $V_{Rd,c}$, usa-se a seguinte expressão de acordo com o EC2:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (9.1)$$

Em que:

f_{ck} é em MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} Área de armadura de tração

b_w menor largura da seção transversal na área tracionada

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} esforço normal na seção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço [em N]

A_c área da seção transversal do betão [mm²]

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

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Como nesta fase ainda não foram dimensionadas as armaduras de tração da laje, usa-se a armadura mínima permitida. De acordo com o EC2, a armadura mínima em lajes é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{mas não inferior a } 0,0013 b_t d \quad (9.2)$$

Em que:

b_t representa a largura média da zona tracionada

d altura útil da seção transversal

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

Através da expressão para o cálculo da armadura mínima obteve-se uma área mínima de armadura de tração para a laje com o valor de $3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$, de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 58: Área mínima de armadura de tração para a laje

Altura Útil (m)	BETÃO	f_{ck} (Mpa)	f_{cd} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	AÇO	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)
0.225	C30/37	30	20.0	2.9	A500	500	435

A_s Mínima (cm ² /m)	Armadura Adotada	A_s Adotada (cm ² /m)
3.39	Ø10 // 0.20	3.93

Adotou-se varões de diâmetro de 10 mm afastados 0,20 m, pelo que se obtêm uma área mínima de armadura de tração de $3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$, sendo este o valor usado para o cálculo do ρ_l a usar na expressão de cálculo do esforço transversal resistente, que se apresenta no quadro seguinte.

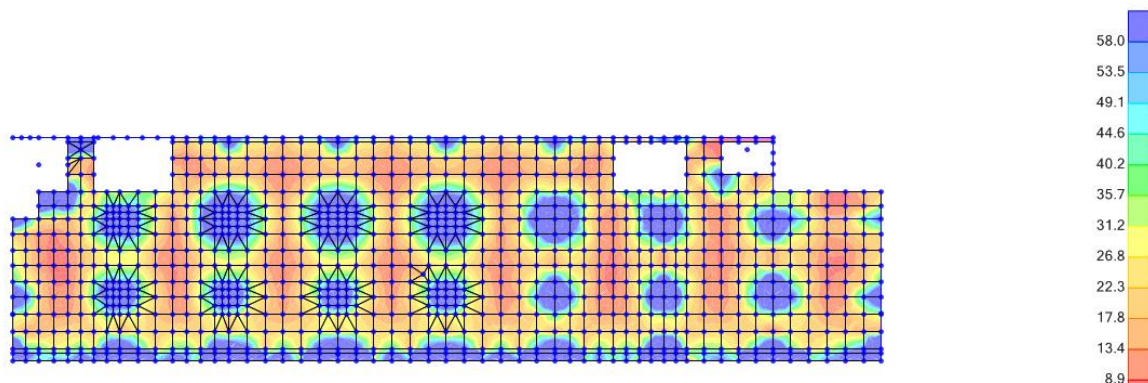
Quadro 59: Esforço transversal resistente da laje.

Altura Útil (m)	BETÃO	f_{ck} (Mpa)	f_{cd} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	AÇO	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)
0.225	C30/37	30	20.0	2.9	A500	500	435

$C_{rd,c}$	K	ρ_l	VRd,c (kN)
0.12	1.943	0.001747	116.80

Obteve-se um valor de 116,8 kN para o esforço transversal resistente, aplicando-se a redução de 50% na zona aligeirada da laje, esta só resiste a um esforço transversal no valor de 58,4 kN na zona aligeirada. Ao limitar-se o esforço transversal no modelo a este valor de 58 kN, obtém-se as zonas em que a resistência ao corte é ultrapassado pelo que tem de passar a zonas maciças da laje (sem elementos de aligeiramento). Na figura seguinte pode-se visualizar no modelo de cálculo as zonas a azul-escuro que indicam os locais onde o esforço transversal no valor de 58 kN foi ultrapassado.

Figura 11: Zonas maciças da laje a azul no piso 0 Bloco A.



Como era de supor, as zonas junto aos pilares e outros apoios o valor do esforço transversal ultrapassa os 58 kN, por isso estas zonas devem ser maciças. Ao definir-se as zonas maciças da laje, deve-se retirar das zonas maciças o caso de carga criado para diminuir o peso próprio da laje devido ao aligeiramento aplicar nas zonas aligeiradas o caso de redução de carga no valor de 100% ou seja -1,88 kN. Após esta alteração no modelo, pode-se iniciar a análise dos esforços e o dimensionamento da estrutura. No entanto, como esta modificação do caso de carga iria diminuir os esforços de dimensionamento dos pilares e fundações, optou-se simplificarmente por manter a redução global do peso próprio da laje em 70% da redução de carga (-1,32 kN) e dimensionar a estrutura com os esforços resultantes.

O dimensionamento da laje à flexão deverá ser realizado para os esforços mais condicionantes. Para se obter os esforços de dimensionamento da laje em cada nó, foi necessário obter a média de esforço em cada nó do elemento adjacente ao nó que corresponde ao eixo do apoio, através do cálculo da área do diagrama de momentos. Desta forma, pode-se obter o valor médio do momento para o nó mais condicionante para o dimensionamento da armadura negativa e positiva. Como não foi verificada diretamente a segurança aos momentos torsores, determinam-se os momentos fletores condicionantes recorrendo-se às seguintes expressões:

$$M_{Ed,xx}^+ = M_{Ed,xx}^+ + |M_{Ed,xy}| \text{ para a armadura positiva} \quad (9.3)$$

$$M_{Ed,xx}^- = M_{Ed,xx}^- - |M_{Ed,xy}| \text{ para a armadura negativa} \quad (9.4)$$

$$M_{Ed,yy}^+ = M_{Ed,yy}^+ + |M_{Ed,xy}| \text{ para a armadura positiva} \quad (9.5)$$

$$M_{Ed,yy}^- = M_{Ed,yy}^- - |M_{Ed,xy}| \text{ para a armadura negativa} \quad (9.6)$$

Deve-se limitar a armadura mínima de acordo com a expressão (9.2) e a armadura máxima de acordo com a seguinte expressão:

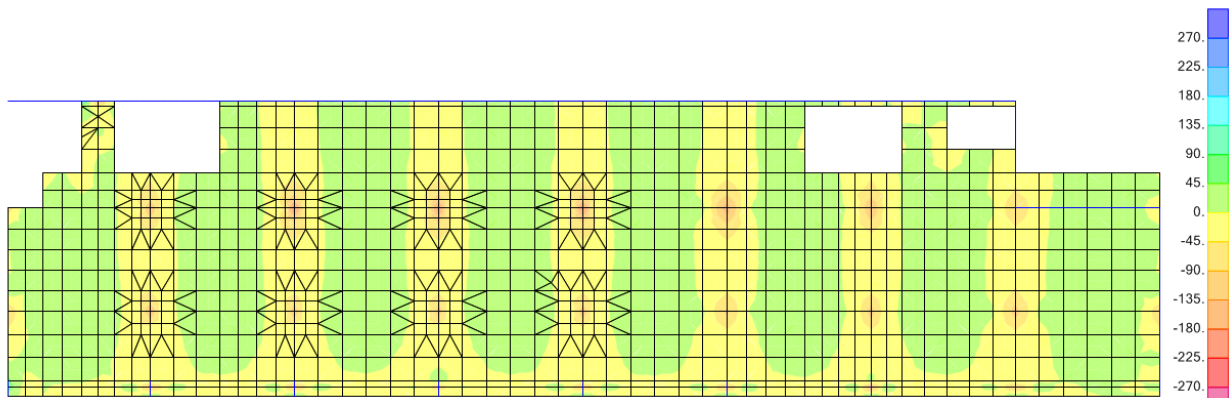
$$A_{s, \max} = 0,04 A_c \quad (9.7)$$

Em que:

A_c área da seção transversal da laje

A combinação de ações na qual se obtêm os esforços mais condicionantes para o dimensionamento das lajes é a combinação fundamental de ações em que a sobrecarga é a ação variável base. Na figura seguinte mostra-se o aspecto dos diagramas de momento fletor m_{yy} nas lajes do piso 0 do Bloco A para a combinação de ações referida.

Figura 12: Diagrama momento fletor m_{yy} , Bloco A.



Para o dimensionamento das áreas de armadura da laje usaram-se as seguintes expressões simplificadas:

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (9.8)$$

Em que:

ω percentagem mecânica do aço;

b largura da seção transversal, para lajes é igual a 1 m;

d altura útil da seção transversal

A percentagem mecânica de armadura é obtida através da seguinte expressão:

$$\omega = \mu (1 + \mu) \quad (9.9)$$

Em que:

μ momento fletor reduzido

O momento fletor reduzido é obtido através da seguinte expressão:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d f_{cd}} \quad (9.10)$$

Em que:

M_{Ed} valor de cálculo do momento atuante:

Após a determinação dos momentos fletores atuantes, dimensionou-se a armadura de flexão da laje e determinaram-se os momentos resistentes para os pontos considerados críticos (nós de ligação pilar/laje fungiforme interiores). No quadro seguinte mostra-se um exemplo das armaduras dimensionadas nos pontos mais críticos como é o caso dos nós de ligação dos pilares à laje fungiforme, em que se irá obter uma área de armadura de flexão para os momentos negativos e uma área de armadura mínima para os momentos positivos, sendo o momento resistente calculado tendo em conta a área das duas armaduras nesse ponto:

Quadro 60: Momentos resistentes da laje no bloco A.

Eixo	Piso	Ponto	M_{Ed} (kNm/m)	M_{Ed} cálculo (kNm/m)	A_s cálculo (cm ² /m)	Armadura adotada	A_s adotada (cm ² /m)	M_{Rd} (kNm/m)	M_{Rd} total (kNm/m)
X	0	C-2	M_{Ed}^+	0	3,39	Ø10//0.175	4,49	42,77	127,00
			M_{Ed}^-	-77,27	8,50	Ø12//0.125	9,05	83,85	
Y	0	C-2	M_{Ed}^+	0	3,39	Ø10//0.175	4,49	42,77	131,00
			M_{Ed}^-	-73,51	8,06	Ø12//0.20+ Ø10//0.20	9,58	88,47	
X	1	C-2	M_{Ed}^+	0	3,39	Ø10//0.175	4,49	42,77	146,00
			M_{Ed}^-	-95,13	10,64	Ø12//0.10	11,31	103,33	
Y	1	C-2	M_{Ed}^+	0	3,39	Ø10//0.175	4,49	42,77	131,00
			M_{Ed}^-	-73,51	8,06	Ø12//0.20+ Ø10//0.20	9,58	88,47	

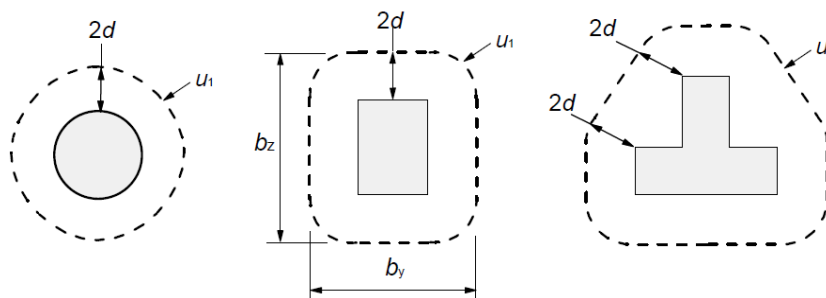
Para o dimensionamento das armaduras de flexão da laje foram considerados os alinhamentos principais das faixas centrais e laterais, optando-se por considerar a estrutura simétrica, dado que os esforços de cálculo são bastante aproximados e para simplificação considerou-se o estudo de metade da estrutura. Os quadros completos referentes ao dimensionamento das armaduras da laje encontram-se no anexo 6.

Para a segurança ao esforço transversal, verificou-se anteriormente através da expressão (9.1) que para a zona aligeirada o valor do esforço transversal não era ultrapassado, logo a laje verifica a segurança ao esforço transversal.

Deve ser verificada também a segurança da laje ao punçoamento, principalmente neste tipo de solução estrutural em que a ligação interior pilar/laje fungiforme é considerada uma zona crítica devido à transmissão de esforços de corte e flexão com valores consideráveis, podendo em último caso levar a uma rotura por punçoamento. De acordo com o art.º 6.4.1(2)P do EC2, o punçoamento pode resultar de uma carga concentrada ou de uma reação aplicada a uma área relativamente pequena, designada por área carregada, A_{load} , de uma laje ou de uma fundação. Deve-se garantir que a laje tem resistência aos esforços de corte existentes nessa zona crítica. Por isso, a resistência ao punçoamento deve ser verificada no primeiro perímetro de controlo u_1 . Se for necessária armadura de punçoamento deve ser determinado outro contorno

denominado, $u_{out,ef}$, a partir do qual já não será necessário armadura de punçoamento. O perímetro de contorno crítico deve ser determinado de acordo com a seguinte figura:

Figura 13: Determinação dos perímetros de controlo crítico u_1 .



A resistência ao punçoamento deve ser verificada de acordo com as seguintes fases;

No perímetro da área carregada, A_{load} , não deve ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (9.11)$$

Não é necessária armadura de punçoamento no perímetro de controlo crítico, u_1 , se:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (9.12)$$

No caso da reação de apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, a tensão de punçoamento é dada pela seguinte expressão de acordo com o artº. 6.4.3(3) do EC2:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (9.13)$$

Nesta expressão, u_1 , é o perímetro do perímetro de controlo considerado e β , para o caso de um pilar rectangular interior em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos, pode utilizar-se a seguinte expressão aproximada para o cálculo de β :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (9.14)$$

Em que:

e_y e e_z são as excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} segundo os eixos y e z respetivamente;

b_y e b_z dimensões do perímetro de controlo (ver fig 12).

A resistência ao punçoamento de uma laje é dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (9.15)$$

Em que:

f_{ck} é em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02;$$

ρ_{ly} e ρ_{lz} referem-se às armaduras de tração aderentes nas direções y e z respetivamente, os valores devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

σ_{cy} e σ_{cz} tensões normais no betão na seção crítica nas direções y e z;

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

$$k_1 = 0,1;$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

O valor máximo da tensão de punçoamento pode ser obtida através da seguinte expressão.

$$V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} \quad (9.16)$$

Em que:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ em MPa}$$

No caso de ser necessária armadura de punçoamento, esta deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (9.17)$$

Em que:

A_{sw} área de um perimetro de armaduras em torno do pilar (mm^2);

s_r espaçamento radial dos perimetros de armaduras de punçoamento (mm);

$f_{ywd,ef}$ valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento dada por:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \quad (9.18);$$

d média das alturas úteis nas direções ortogonais (mm);

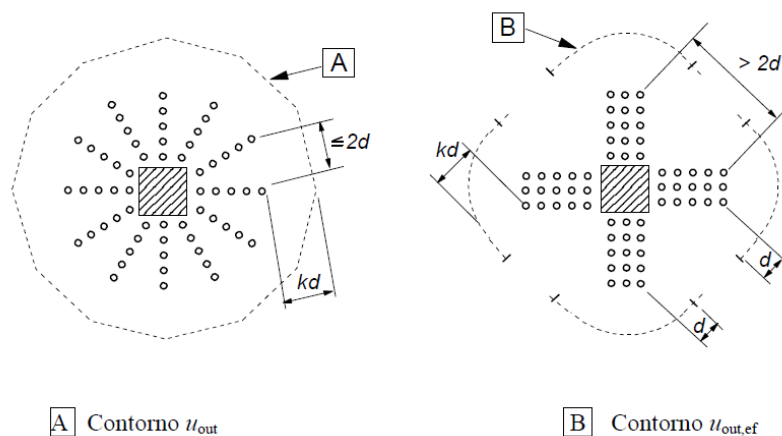
α ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

O perímetro de controlo para o qual não é necessária armadura de punçoamento deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$U_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (9.19)$$

O perímetro exterior da armadura de punçoamento deve ser colocada a uma distância não superior a kd no interior de, $U_{out,ef}$, de acordo com a figura seguinte:

Figura 14: Perímetros de controlo para pilares interiores.



O valor recomendado de k é 1,5.

Existem mais especificações no EC2 para o punçoamento, no entanto, só se indicaram as especificações relevantes para o presente dimensionamento. Apresenta-se de seguida um exemplo da verificação da segurança ao punçoamento para o nó C-2 ao nível do piso 0 no bloco A (Pilar P20-0,26x0,95).

Esforços atuantes mais condicionantes:

Combinação ELU_AVB_SC+TEMP:

$$V_{Ed} = N_{Ed,topo} - N_{Ed,base} = 2003 - 1572 = 431 \text{ kN}$$

Combinação ELUSISMO+TA:

$$M_{Ed,3x} = M_{Ed,3x,topo} + M_{Ed,3x, base} = 47 + 11 = 58 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2y} = M_{Ed,2y,topo} + M_{Ed,2y, base} = 42 + 33 = 75 \text{ kNm}$$

Para calcular o coeficiente β é necessário calcular as excentricidades e as dimensões do perímetro de controlo:

$$e_x = \frac{75}{431} = 0,174 ; e_y = \frac{58}{431} = 0,135$$

$$b_x = 0,26 + 4 \times 0,225 = 1,16 \text{ m} ; b_y = 0,95 + 4 \times 0,225 = 1,85 \text{ m}$$

aplicando-se a expressão (9.14) obtém-se:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{0,135}{1,16}\right)^2 + \left(\frac{0,174}{1,85}\right)^2} = 1,269$$

Para se obter o V_{Ed} no perímetro de controlo do pilar é necessário calcular o perímetro da área carregada ou seja o perímetro do pilar u_0 :

$$u_0 = 2 \cdot 0,26 + 2 \cdot 0,95 = 2,42 \text{ m}$$

Aplicando-se a expressão (9.13) obtém-se:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \rightarrow 1,269 \frac{431}{2,42 \cdot 0,225} = 1004 \text{ kN/m}^2$$

Deve-se verificar a resistência máxima ao punçoamento na zona carregada, através da expressão (9.16)

$$V_{Rd,max} = 0,5 \left(0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right)\right) \times 20 \times 10^3 = 5280 \text{ kN/m}^2 \text{ como } V_{Rd,max} > V_{Ed} \text{ verifica a segurança no perímetro da zona carregada.}$$

Nesta fase deve-se verificar a segurança no perímetro de controlo crítico u_1 , calcula-se o perímetro usando as indicações da figura 13;

$$u_1 = 2 \cdot (0,26 + 0,95) + 4 \cdot \pi \cdot 0,225 = 5,25 \text{ m}$$

Para se determinar a tensão de punçoamento no perímetro de contorno crítico usa-se a expressão (9.13);

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \rightarrow 1,269 \frac{431}{5,25 \cdot 0,225} = 463 \text{ kN/m}^2$$

Nesta fase deve-se verificar a segurança ao punçoamento no perímetro de controlo crítico, calculando a resistência ao punçoamento da laje através da expressão (9.15);

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{225}} \leq 1,943$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_s}{d} = \frac{9,58 \times 10^{-4}}{0,225} = 0,004258 ; \rho_{lx} = \frac{A_s}{d} = \frac{9,05 \times 10^{-4}}{0,225} = 0,004022$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}} \leq 0,02 \rightarrow \rho_l = \sqrt{0,004258 + 0,004022} = 0,00414$$

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

$$k_1 = 0,1$$

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \rightarrow 0,035 \cdot 1,943^{3/2} \cdot 30^{1/2} \cdot 10^3 = 519 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,943 (100 \cdot 0,00414 \cdot 30)^{1/3} \geq 519 \rightarrow 540 \geq 519, \text{ logo } V_{Rd,c} = 540 \text{ kN/m}^2$$

Como $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ verifica a segurança ao punçoamento.

9.2. Vigas

O EC2 especifica áreas mínimas de armaduras longitudinais de modo a evitar a rotura frágil, a formação de fendas largas e também a resistência às forças devidas a ações de coação, de acordo com o art. nº. 9.1(3) do EC2. Nesse sentido a área de armadura de tração não deve ser inferior a $A_{s,\min}$, área essa dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ mas não inferior a } 0,0013 b_t d \quad (9.20)$$

Em que:

b_t representa a largura média da zona tracionada;

d altura útil da seção transversal;

f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, deve ser determinado relativamente à classe de resistência aplicável.

As áreas das seções, quer da armadura de tração quer da armadura de compressão, não deve ser superior $A_{s,\max}$, excluindo as zonas de sobreposição (EC2 art. nº. 9.2.1.(3)), a armadura máxima é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (9.21)$$

Em que:

A_c área da seção da viga.

Tendo em conta as expressões atrás mencionadas, apresenta-se um quadro com as áreas máximas e mínimas de armadura longitudinal para as geometrias de vigas existentes neste projeto.

Quadro 61: Áreas máximas e mínimas de armadura em vigas tendo em conta o EC2.

Recobri. (m)	BETÃO	f_{ck} (Mpa)	f_{cd} (Mpa)	f_{ctm} (Mpa)	AÇO	f_{yk} (Mpa)	f_{yd} (Mpa)
0.035	C30/37	30	20.0	2.9	A500	500	435

Viga	Largura da viga b (m)	Altura da viga H (m)	Altura útil viga d (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)
V1	0.26	0.7	0.665	2.607	69.16
V2	0.3	1.51	1.475	6.673	177
V3	0.26	1.71	1.675	6.567	174.2

Segundo o EC8, é imposto uma armadura mínima ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária: a taxa de armadura da zona tracionada ρ não deve ser inferior ao valor mínimo dado pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (9.22)$$

Sendo ρ igual a:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Tendo em conta as expressões mencionadas, apresenta-se um quadro com as áreas mínimas de armadura longitudinal para as geometrias de vigas existentes neste projeto, tendo em conta a armadura mínima imposta pelo EC8.

Quadro 62: Áreas mínimas de armaduras em vigas tendo em conta o EC8.

Viga	Largura da viga b (m)	Altura da viga H (m)	ρ_{min}	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
V1	0.26	0.7	0.0029	5.278
V2	0.3	1.51	0.0029	13.137
V3	0.26	1.71	0.0029	12.893

Observando os dois últimos quadros pode-se constatar que a armadura mínima condicionante é a exigida pelo EC8.

Os princípios de projeto enunciados no EC8, de acordo com o art. n.º.5.2.1(3)P, indicam que os edifícios de betão resistentes aos sismos devem ser projetados de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global. É assegurado um comportamento dúctil global se o requisito de ductilidade envolver globalmente um grande volume da estrutura e se se distribuir por diferentes elementos e localizações em todos os seus pisos. As regras de cálculo pela capacidade real, de acordo com o art. n.º.5.2.3.3(1)P, visam princípio impedir a formação de mecanismos de rotura frágil ou de outros mecanismos de rotura indesejáveis, por exemplo. concentração de rótulas plásticas em pilares num único piso de um edifício de vários pisos, rotura por esforço transversal dos elementos estruturais e rotura dos nós viga-pilar. Deverá considerar-se que as armaduras de laje paralelas às vigas e localizadas no interior da largura efetiva do banzo, definida mais adiante, contribuem para as capacidades de flexão das vigas consideradas para o cálculo de $\sum M_{Rb}$, (se estiverem amarradas para além das seções das vigas à face do nó).

São impostas pelo EC8 restrições geométricas às vigas: tendo em conta o Art. n.º.5.4.1.2.1, a excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar com o qual forma um nó deve ser limitada a fim de permitir uma transmissão eficaz dos momentos sísmicos de uma viga primária para o pilar. Deve-se limitar a distância entre os eixos dos centros de gravidade dos dois elementos a menos de $b_c/4$ em que b_c é a maior dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga. Para se aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais que atravessam o nó, a largura de uma viga sísmica primária deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w ; 2b_c\} \quad (9.23)$$

Em que:

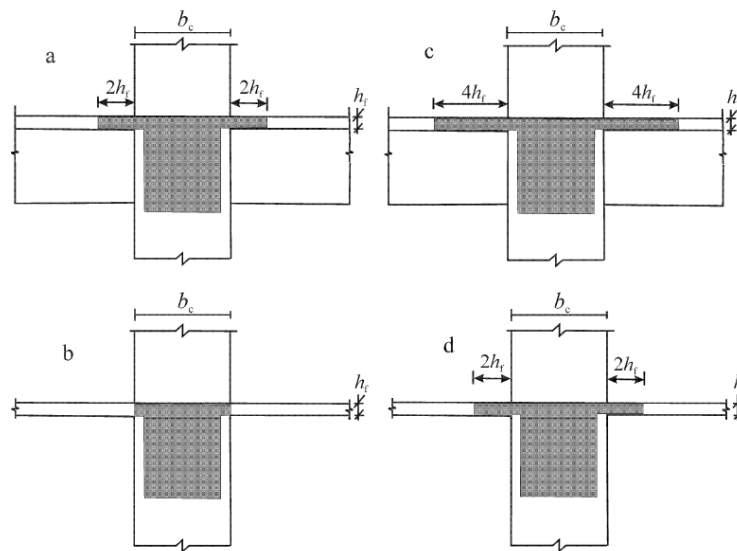
h_w é a altura da viga;

b_c é a maior dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

A determinação da largura efetiva do banzo da viga, para o efeito da consideração das armaduras da laje paralelas às vigas no dimensionamento da armadura superior das vigas e consideradas para o cálculo de $\sum M_{Rb}$, poderá ser efetuada da seguinte forma:

- a) Para as vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores e no caso de não existir uma viga transversal, a largura efetiva do banzo b_{eff} é igual á largura do pilar b_c (ver fig. 15b). No caso de existir uma viga transversal com altura semelhante, é igual á largura b_c aumentada de $2h_f$ para cada lado da viga (ver fig. 15a).
- b) Para as vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores sem viga transversal, as larguras referidas poderão ser aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga (ver a fig. 15d). Para as vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores com viga transversal, as larguras referidas poderão ser aumentadas de $4h_f$ para cada lado da viga (ver a fig. 15c).

Figura 15: Largura efetiva do banzo para vigas ligadas a pilares.



A capacidade resistente das vigas é calculada considerando a participação da armadura da laje localizada na largura eficaz do banzo. O momento resistente negativo da viga é obtido pela seguinte expressão[4]:

$$M_{Rd} = A_{s,superior\ laje} \times f_{yd} \times Z_1 + A_{s,inferior\ laje} \times f_{yd} \times Z_2 + A_{s,superior\ viga} \times f_{yd} \times Z_1 \quad (9.24)$$

Em que:

$$Z_1 = 0,90 \times (H_{viga} - Rec) \quad (9.25)$$

$$Z_2 = 0,90 \times (H_{viga} - (H_{laje} + Rec)) \quad (9.26)$$

Tendo em conta o Art. 5.4.3.1.2 do EC8, as zonas críticas l_{cr} de uma viga sísmica primária localizam-se junto aos nós de ligação com o pilar, com um comprimento igual a h_w , que representa a altura da viga ($l_{cr} = h_w$). Nas vigas que suportam elementos verticais descontinuos

(pilares que “nascem” sobre vigas), as zonas com uma extensão de $2h_w$ para cada lado do elemento vertical que é suportado são consideradas como zonas críticas ($l_{cr} = 2h_w$).

Para garantir o requisito de ductilidade local em curvatura μ_ϕ , nas zonas críticas, é necessário verificar que a ductilidade disponível é superior à exigida, obtida através das seguintes expressões:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (9.27)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c \quad (9.28)$$

Em que:

T_1 é o período fundamental do edifício;

T_c é o período no limite superior da zona de aceleração constante no espectro de resposta

Para as estruturas analisadas, Bloco A e B, obtêm-se os seguintes resultados para a ductilidade exigida:

Quadro 63: Ductilidade em curvatura disponível.

Bloco	Direção	Coefficiente de comportamento q_0	Período fundamental da estrutura T_1 (s)	Período de aceleração máxima T_c (s)	Ductilidade em curvatura disponível μ_ϕ
A	X	3.15	0.2160	0.60	12.94
	Y	2.52	0.1850	0.60	10.86
B	X	2.76	0.4361	0.60	5.84
	Y	2.76	0.2823	0.60	8.48

Para garantir a ductilidade em curvatura é necessário verificar as seguintes condições:

- Na zona comprimida é colocada uma armadura de seção não inferior a metade da seção da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação da viga em relação ao estado limite último na situação de projeto sísmica;
- A taxa de armadura na zona tracionada, ρ , não excede um valor, ρ_{max} , igual a:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi} \frac{f_{cd}}{\epsilon_{sy,d}} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (9.29)$$

Em que:

ρ taxa de armadura na zona tracionada;

ρ' Taxa de armadura na zona comprimida;

$\epsilon_{sy,d}$ Valor de projeto da extensão de cedência da armadura;

Se a zona tracionada incluir uma laje, as armaduras da laje paralelas à viga que estejam localizadas no interior da largura efetiva do banzo devem ser incluídas no cálculo de ρ .

Para a amarração da armadura longitudinal das vigas, o EC8 prescreve no Art. 5.6.2.2 que a armadura longitudinal dobrada nos nós para efeitos de amarração deve ser sempre colocada no interior das cintas correspondentes aos pilares. Para mobilizar as forças de aderência aço-betão no interior dos nós, impedindo uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais que atravessam os nós viga-pilar, d_{bl} , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

Para nós viga-pilar interiores:

$$a) \frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1+0,8 \cdot \nu_d}{1+0,75 k_d \cdot \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (9.30)$$

Para nós viga-pilar exteriores:

$$b) \frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1+0,8 \cdot \nu_d) \quad (9.31)$$

Em que:

h_c largura do pilar na direção paralela aos varões longitudinais da viga;

ν_d Esforço normal reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica ($\nu_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$);

k_d coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 1 para a classe DCH e a 2/3 para a classe DCM;

ρ' taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;

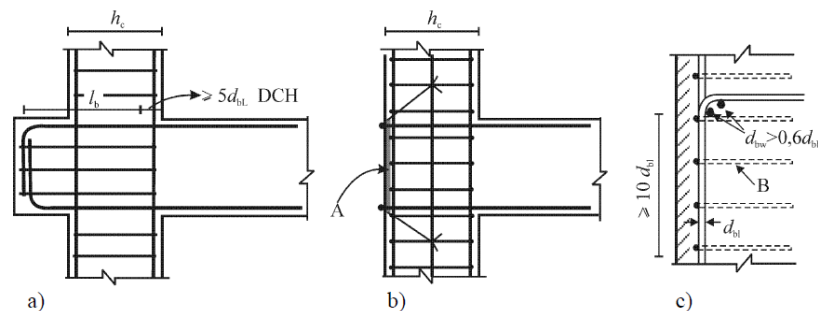
γ_{Rd} coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado igual a 1,2 ou 1,0 respetivamente para a classe DCH e para a classe DCM.

Se não for possível cumprir os requisitos para impedir uma rotura por aderência nos nós viga-pilar exteriores, devido à dimensão do pilar h_c ser demasiado pequena, poderão tomar-se as

seguintes disposições complementares para garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas:

- A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (ver a figura 15 a).
- Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões (ver a figura 15 b).
- Poderá adotar-se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (ver a figura 15 c).

Figura 16: Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.



Legenda:

- A chapa de amarração
- B cintas em torno dos varões do pilar

A armadura transversal de uma viga não deverá ser inferior à taxa de armadura de esforço transversal dada pela seguinte expressão, de acordo com o Art. 9.2.2 do EC2:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (9.32)$$

Em que:

ρ_w não deve ser inferior a $\rho_{w,min}$;

A_{sw} área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s ;

s espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w largura da alma do elemento;

α ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

Mas ρ_w não deve ser inferior a $\rho_{w,\min}$:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.33)$$

Tendo em conta o Art. 6.2.3 do EC2, o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} é o menor dos valores dado pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (9.34)$$

E:

$$V_{Rd,\max} = \frac{b_w \alpha_{cw} z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (9.35)$$

Em que:

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, o valor recomendado é $v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$;

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, considerado igual a 1 para elementos não pré-esforçados.

De acordo com o Art. 9.2.2(6) do EC2, o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal não deve ser superior a $S_{l,\max}$ dado pela seguinte expressão:

$$S_{l,\max} = 0,75 (1 + \cot \alpha) \quad (9.36)$$

Em que α é a inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga.

De acordo com o Art. 9.2.2(8) do EC2 o espaçamento transversal entre os ramos dos estribos não deve ser superior a $S_{t,\max}$ dado pela seguinte expressão:

$$S_{t,\max} = 0,75d \leq 600\text{mm} \quad (9.37)$$

De acordo com o Art.5.4.3.1.2(6) do EC8, nas zonas críticas das vigas sísmicas primárias devem ser colocadas armaduras de confinamento que satisfaçam as seguintes condições:

- a) O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento não deve ser inferior a 6 mm:

b) O espaçamento s (em mm) das armaduras de confinamento não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl} \right\} \quad (9.38)$$

c) A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da seção de extremidade da viga.

Para o dimensionamento das vigas, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados pela regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a ação da carga transversal que actua sobre ela na situação de projeto sísmica e os momentos nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Definiu-se que as rótulas plásticas se formam nos pilares, tendo em conta o conceito “pilar forte/viga fraca”, garantindo que em caso de rotura esta ocorria primeiro nas vigas e não nos pilares, garantindo assim um melhor comportamento estrutural sob o efeito da ação sísmica.

De acordo com art.º 5.4.2.2 do EC8, deve determinar-se o esforço transversal máximo ($V_{Ed,max,i}$) e mínimo ($V_{Ed,min,i}$) em cada extremidade da viga, os quais são condicionados pelos momentos ($M_{i,d}$) máximos e mínimos que se podem desenvolver nas extremidades (art.º 5.4.2.2(2a) do EC8), estes momentos podem ser determinados de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (9.39)$$

Em que:

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço, que no caso das vigas DCM, poderá ser considerado igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$ Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deverá corresponder aos esforço normais do pilar na situação de projeto sísmica para o sentido considerado da ação sísmica.

Pelo conceito de viga fraca/pilar forte, o somatório dos momentos resistentes dos pilares é maior que o somatório dos momentos resistentes das vigas, logo a expressão anterior toma a seguinte forma:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (9.40)$$

No dimensionamento da viga ao esforço de corte máximo e tendo em conta o cálculo pela capacidade real, determinam-se os momentos condicionantes para projeto sísmico no modelo de cálculo e conjugam-se com o esforço de corte obtido para um modelo de viga simplesmente apoiada e para uma carga uniformemente distribuída usando a combinação de ações quase permanente, resultando na seguinte expressão de cálculo para o esforço de corte atuante:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Ed}^+ + M_{Ed}^-}{l} + V_{g+\psi 2q} \quad (9.41)$$

Abordando o dimensionamento da viga desta forma, garante-se que em caso de rotura esta ocorre por flexão e não por corte, ao ocorrer esta será ductil, garantindo-se que não existe uma rotura frágil.

Apresentado o método de dimensionamento, exemplifica-se dimensionando uma viga, neste caso a viga V1, localizada no piso 0 do bloco A entre os apoios P9 e P10, apresenta-se os cálculos das restantes vigas no anexo 7. Iniciou-se o dimensionamento pela determinação dos momentos fletores condicionantes na viga nas seções de extremidade e a meio vão, apresentados no quadro seguinte:

Quadro 64: Esforços condicionantes de dimensionamento da viga V1.

Viga		$M_{Ed,Esq.}$ (kNm)	$M_{Ed,vão}$ (kNm)	$M_{Ed,Dt.}$ (kNm)	$V_{Ed,Esq.}$ (kN)	$V_{Ed,vão}$ (kN)	$V_{Ed,Dt.}$ (kN)
V1	Min	-111.8	34	-91.7	-73	-15	29.4
	Max	-57.7	53.7	-38.7	-41.2	-2	64.7

Considerando-se a largura efetiva do banzo da viga e as armaduras superiores e inferiores existentes na laje dentro da largura efetiva, obtêm-se as armaduras que contribuem para a resistência da viga. Para este caso têm-se para armaduras da laje na face superior da zona dos apoios uma armadura constituída por $\emptyset 12 // 0,30 + \emptyset 8 // 0,30$ (equivalente a uma área de armadura de $5,45 \text{ cm}^2/\text{m}$) e na face inferior uma armadura constituída por $\emptyset 10 // 0,175$ (equivalente a uma área de armadura de $4,49 \text{ cm}^2/\text{m}$). A largura efetiva do banzo da viga é igual à largura do pilar (0,45), dado não haver uma viga transversal, logo a armadura da laje a considerar para o dimensionamento da viga é a correspondente à largura efetiva do banzo. Recorreu-se à expressão (9.24) para se determinar a armadura e o momento resistente da viga,

tendo em conta as armaduras da laje existentes na largura efetiva. No quadro seguinte demonstra-se as armaduras obtidas e os momentos resistentes:

Quadro 65: Armaduras longitudinais da viga V6.

Viga	Largura b (m)	Altura Útil d (m)	Largura efectiva (m)	$A_{s, sup. Laje}$ b_{ef} (cm ²)	$A_{s, inf. Laje}$ b_{ef} (cm ²)	$A_{s, Dimensionada}$ Viga (cm ²)	$A_{s, adotada}$ (cm ²)	$A_{s, Total}$ (cm ²)	$A_{s, inferior}$ Cond. Apoio (cm ²)	$A_{s, inferior}$ Adotada Apoio (cm ²)	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)
V6	0.26	0.67	0.40	2.18	1.80	0.77	1.57	5.55	2.77	3.14	132.02	81.71
							2 Ø 10			4 Ø 10		

A taxa de armadura na zona tracionada ρ não deve exceder um valor ρ_{max} . Utilizando a expressão 9.29 verificou-se a condição de ductilidade local em que $\rho \leq \rho_{max}$, garantindo-se que a armadura adotada é inferior à armadura máxima.

A rotura por aderência deve ser impedida, por isso, o diâmetro dos varões longitudinais que atravessam o nó viga/pilar deve ser limitado, este aspecto foi verificado através da expressão (9.31), obtendo-se um diâmetro máximo do varão de 14mm.

Para o dimensionamento dos estribos a colocar na zona crítica, a área de aço foi calculada recorrendo-se à expressão (9.34). O esforço transversal deve ser dimensionado pela capacidade real, ou seja, deve ser determinado através dos momentos resistentes na extremidade da barra de forma a garantir a rotura por flexão e não por esforço transversal. Ao esforço transversal devido pela capacidade real deve ser adicionado o esforço transversal devido à carga quase permanente, calculado com base num modelo de viga simplesmente apoiada, o espaçamento entre estribos foi calculado tendo em conta a expressão (9.38) e o comprimento da zona crítica é igual à altura da viga, neste caso é igual 0,70m. Para as zonas da viga não consideradas críticas, a armadura de esforço transversal está limitada a um valor mínimo dado pela expressão (9.33). Seguindo esta metodologia obtiveram-se os seguintes resultados:

Quadro 66: Armaduras de esforço transversal da viga V6.

V_{Ed} devido Capacidade e Real (kN)	V_{Ed} devido CQP (kN)	V_{Ed} Total (kN)	A_s Cálculo (cm ² /m)	Espaç. Zonas críticas (mm)	Espaç. Zonas críticas Adotado (mm)	A_s mínimo (cm ² /m)	A_s adotado zona crítica (cm ² /m)	Comprimento crítico l_{cr} (m)	Armadura adotada
32.33	110.4	142.73	5,49	80	75	2,28	7,6	0,70	Est 2R Ø 6//0.075

9.3. Pilares

Como já foi visto anteriormente, para sistemas estruturais tipo pilar/laje fungiforme, os pilares nestas condições devem ser considerados elementos secundários. Neste projeto existem pilares considerados como elementos secundários, ou seja, os pilares interiores, em que o sistema é do tipo pilar/laje, e outros elementos verticais considerados como elementos primários (sistema pilar/viga), como é o caso dos pilares de bordo. De seguida apresenta-se o dimensionamento dos dois casos.

9.3.1. Pilares – elementos primários

No EC8 existem regras específicas para edifícios de betão em que definem um pilar como um elemento estrutural sujeito a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo superior a 0,1 e cuja relação entre dimensões em planta não é superior a 4.

Os esforços a considerar para o dimensionamento dos pilares dependem da classificação da estrutura. Segundo o EC8 e salvo indicação em contrário, os pilares sísmicos primários de sistemas porticados ou de sistemas equivalentes a pórticos de betão deverão satisfazer os requisitos do cálculo pela capacidade real. Regras estas usadas para estruturas de betão com dois ou mais pisos, baseado no conceito de pilar forte/viga fraca, preconizando o dimensionamento do pórtico e garantindo que as rótulas plásticas ocorram nas vigas. Para se garantir essa ocorrência deverá ser satisfeita a seguinte condição em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (9.42)$$

Em que;

$\sum M_{Rc}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó, deverá utilizar-se o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devido à situação de projeto sísmica;

$\sum M_{Rb}$ soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Como a classificação do sistema porticado pode variar segundo cada direção analisada, o conceito pilar forte/viga fraca pode ser usado numa única direção. Este conceito não se aplica nas seguintes situações:

- no piso superior de um edifício com vários pisos,
- em edifícios de um só piso,
- Nos pórticos planos com pelo menos quatro pilares de seção transversal aproximadamente idêntica, não é necessário verificar a expressão 9.33 em todos os pilares, mas apenas em três de cada quatro pilares.
- No piso inferior de edifícios de dois pisos, se o valor de esforço normal reduzido não for superior a 0,3.

Para as estruturas classificadas como estrutura parede ou estrutura mista equivalente a parede, admite-se a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares e calculam-se as armaduras de flexão tendo por base os esforços resultantes da análise global da estrutura. Este foi o método usado neste trabalho uma vez que a estrutura foi classificada como um sistema de paredes não acopladas.

De acordo com o Art. 5.4.3.2 (1)P, (2) e (3)P, as resistências em flexão e ao esforço transversal devem se calculadas de acordo com a EN 1992-1-1:2004, utilizando o valor do esforço normal obtido da análise para a situação de projeto sísmica. O EC8 determina também que a flexão desviada poderá ser considerada de uma forma simplificada, efectuando a verificação separadamente em cada direção, admitindo tratar-se de flexão composta desde que a resistência à flexão seja reduzida de 30% (ver expressão 9.43). Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido v_d não deve ser superior a 0,65.

$$M_{Ed} \leq 0,70 \times M_{Rd} \quad (9.43)$$

O EC2 considera ainda que, na verificação da flexão desviada, pode ser usado um critério simplificado (Art. 5.8.9(4)) utilizando-se a seguinte expressão:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (9.44)$$

Em que;

$M_{Edz/y}$ momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

$M_{Rdz/y}$ momento resistente na direcção considerada,

a expoente, para secções circulares e elípticas $a=2$, para secções rectangulares a toma o valor de acordo com o seguinte quadro;

Quadro 67: Valor do expoente a .

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a=$	1,0	1,5	2,0

Nota: Para valores intermédios, usa-se uma interpolação linear:

Em que:

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal;

N_{Rd} valor de cálculo do esforço normal.

Neste trabalho optou-se por verificar a flexão desviada de acordo com o EC2 através da expressão (9.44), pois, a facilidade permitida pelo EC8 conduz a um aumento da armadura longitudinal, implicando uma penalização no dimensionamento do pilar ao esforço transverso, uma vez que é realizado por capacidade real.

Para o dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares existem diversas regras na regulamentação. De acordo com o EC2 Art. 9.5.2(1), (2) e (3), os varões longitudinais devem ter no mínimo diâmetro de 8mm e a área total de armadura não deve ser inferior a $A_{s,min}$, dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,02A_c, \text{ se for este valor for maior} \quad (9.45)$$

Em que;

f_{yd} Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço normal de compressão

A área de armadura longitudinal não deve ser superior a $A_{s,max}$, recomendando-se para este valor igual $0,04A_c$ para zonas onde não existam emendas. Este valor deve ser aumentado para as zonas de emendas por sobreposição para $0,08A_c$. Para os pilares com secção transversal

poligonal deve-se colocar pelo menos um varão em cada canto, nos pilares circulares o número de varões longitudinais não deve ser inferior a quatro.

Tendo em conta o EC8, Art. 5.4.3.2.2 (1)P, (2)P, (3)P, (4) e (5)P, a taxa total de armadura longitudinal, ρ_l , não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04, devendo-se adotar armaduras simétricas nas secções transversais simétricas. Deve-se colocar em cada face do pilar um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga pilar, as zonas numa extensão l_{cr} a partir das duas secções de extremidade de um pilar sísmico primário devem ser consideradas como zonas críticas, calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 0,45 \right\} \quad (9.46)$$

Em que;

h_c maior dimensão da secção transversal do pilar em metros;

l_{cl} Comprimento do pilar entre vigas em metros.

No caso de $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$, a altura total do pilar deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal. Tendo em conta o Art. 8.7.2(2) do EC2, não são permitidas emendas nas zona críticas dos pilares. Os efeitos locais devidos a enchimentos de alvenaria ou betão devem ser tidos em conta, principalmente ao nível do Rés do Chão, provocando irregularidades devidas à acção dos sismos, pelo que se deverá considerar a altura total dos pilares como zona crítica e consequentemente ser devidamente confinada.

Como se pretende estruturas resistentes a sismos deve-se adotar para os pilares a taxa de armadura longitudinal de acordo com o EC8, situando-se entre 1% e 4% da área da secção transversal do betão.

Para o dimensionamento das armaduras transversais, segundo o EC2 Art. 9.5.3, o diâmetro das armaduras transversais não deve ser inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais, não devendo o seu espaçamento exceder $S_{cl,tmax}$ de acordo com a seguinte expressão:

$$S_{cl,tmax} = \min \{ 20 \text{ } \emptyset \text{ varão longitudinal ; menor dimensão pilar ; 400mm} \} \quad (9.47)$$

Este espaçamento máximo deve ser reduzido por um factor 0,6 nos seguintes casos:

- Em secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo de uma viga ou de uma laje;
- Nas zonas de emendas por sobreposição, se o diâmetro máximo dos varões longitudinais for superior a 14mm, são necessários no mínimo 3 varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição.

Cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocado num canto deve ser travado por meio de armaduras transversais e numa zona de compressão nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado. Referindo ainda o art. 5.4.3.2.2 (11) b), do EC8, na direcção transversal a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não deve ser superior a 200 mm.

De acordo com o EC8, para os pilares primários, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real, considerando o equilíbrio do pilar sob a ação dos momentos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica, momentos estes que poderão ser determinados a partir da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (9.48)$$

Em que:

γ_{Rd} coeficiente que tem em conta a sobre resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, poderá ser considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rb}$ e $\sum M_{Rc}$ como definidos anteriormente.

Ao tirar-se partido da ductilidade da estrutura, admite-se que nas zonas críticas, é atingida uma extensão do betão superior a 0,0035 em qualquer ponto da secção transversal do pilar, implicando uma perda de resistência devida ao destacamento do betão. Esta perda de resistência deverá ser compensada através de um adequado confinamento do núcleo de betão. De acordo com o Art. 5.4.3.2.2 (8), do EC8, a armadura de confinamento nas zonas críticas dos pilares deve verificar a seguinte expressão:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,0035 \quad (9.49)$$

em que;

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

Sendo;

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão cintado}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (9.50)$$

μ_{φ} valor necessário do factor de ductilidade em curvatura;

v_d esforço normal reduzido de cálculo;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;

b_c largura bruta da secção transversal;

b_o largura do núcleo confinado em relação ao eixo das cintas;

α coeficiente de eficácia do confinamento;

sendo:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s ; \quad (9.51)$$

Para secções transversais retangulares;

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n^i b_i^2}{6 b_o h_o} \quad (9.52)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 h_o}\right) \quad (9.53)$$

h_o altura do núcleo do núcleo confinado medido ao eixo das cintas;

n número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i distância entre varões consecutivos abraçados

Na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deverá utilizar-se um valor mínimo de ω_{wd} igual a 0,08, devendo adotar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6 mm, devendo o espaçamento, s , em milímetros das cintas não ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{b_o}{2} ; 175 ; 8 d_{bl} \right\} \quad (9.54)$$

b_o dimensão mínima em milímetros do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas;

d_{bl} diâmetro mínimo dos varões longitudinais em milímetros.

Tendo em conta o art. 5.4.3.2.2(12)P, do EC8, as armaduras transversais na zona crítica na base dos pilares poderão ser determinadas como indicado na EN 1992-1-1:2004, desde que o valor do esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica seja inferior a 0,2 e o valor do coeficiente de comportamento q utilizado no projeto não seja superior a 2,0.

Após a definição do método a utilizar para o dimensionamento dos pilares, procedeu-se à análise dos esforços no modelo de cálculo para se iniciar o dimensionamento. Tendo em conta que a estrutura foi classificada como um sistema tipo parede, admite-se a formação de rótulas plásticas nas secções de extremidade dos pilares. Antes de se iniciar o dimensionamento dos pilares deve-se garantir que o esforço normal reduzido é inferior a 0,65 em todos os pilares (ver a tabela em anexo a este trabalho com a verificação do esforço normal reduzido para todos os pilares).

Como demonstração exemplifica-se o dimensionamento do pilar P10 no piso 1. Começa-se por verificar que o esforço normal reduzido é inferior a 0,65.

Quadro 68: Verificação P10 Esforço Normal Reduzido.

Pilar P10 - Esforço Normal Reduzido - N_{Ed} max						
Piso	Largura em x (m)	Largura em y (m)	f_{cd} (Mpa)	N_{Ed} (kN)	v_d	Verificação
1	0.45	0.45	20	953.00	0.24	OK

De seguida, como o EC8 impõe uma armadura mínima, atribui-se essa armadura ao pilar e calcula-se o momento resistente da secção em ambos os eixos, através do cálculo em flexão composta tendo em conta a interação entre o momento flector e o esforço normal relativos a secções simétricamente armadas, conforme se demonstra de seguida:

1. Cálculo da armadura mínima de acordo com a seguinte expressão;

$A_{s,min} = 0,01 \times \text{àrea da secção de betão} \rightarrow 0,01 \times 45 \times 45 = 20,25 \text{ cm}^2$, adota-se uma armadura para o pilar com 12 \emptyset 16 mm, com uma área de armadura de 24,13 cm^2 .

Quadro 69: Armadura mínima P10.

Pilar P10 - $A_{s,min}$ Adotada				
Largura em x (m)	Largura em y (m)	$A_{s,min}$ (cm^2)	A_s Adotada	Área Armadura (cm^2)
0.45	0.45	20.25	12 \emptyset 16	24.13

2. Tendo em conta a área de armadura obtida, e para o esforço normal mínimo, determina-se através dos ábacos para a flexão composta os momentos resistentes da secção, reduzindo-os em 30% e verificando se são superiores aos esforços a que o elemento está sujeito na análise estrutural obtida. Obteve-se os resultados indicados no seguinte quadro.

Quadro 70: Momentos Resistentes P10.

Pilar P10 - Esforços no modelo tendo em conta o N_{Ed} min										
Piso	Secção	Combinação	N (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	Ved _y -V ₂ (kN)	Ved _x -V ₃ (kN)	M _{Rdx, reduzido} (kNm)	M _{Rdy, reduzido} (kNm)	Verificação
1	Base	ELUSISM O1+TA	-588.00	-10	33	-0.3	27	184.76	184.76	OK
1	Topo	ELUSISM O1+TA	-573.00	19	-28	-0.3	27	183.04	183.04	OK

3. Consideração da flexão desviada, sendo verificada segundo dois planos ortogonais de flexão composta, usando-se o critério simplificado do EC2 de acordo com a expressão (9.43) e utilizando-se o expoente $a=1$ por ser mais desfavorável. Obteve-se os resultados indicados no seguinte quadro.

Quadro 71: Verificação Flexão Desviada.

Pilar P10 - Verificação Flexão desviada					
Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Rdx, reduzido} (kNm)	M _{Rdy, reduzido} (kNm)	Critério Simplificado	Verificação
-10	33	184.76	184.76	0.23	OK
19	-28	183.04	183.04	0.26	OK

4. O esforço transversal actuante nas zonas críticas é calculado por equilíbrio de acordo com a expressão (9.48), considerando os momentos resistentes nas extremidades associados à formação de rótulas plásticas, ou seja, é um dimensionamento por capacidade real, sendo que os momentos resistentes máximos são calculados para a situação de esforço axial máxima. Para o cálculo do esforço transversal de dimensionamento, usou-se a seguinte expressão [4]:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{Rc,1} + M_{Rc,2}) / I_{cl} \quad (9.55)$$

Em que:

γ_{Rd} Coeficiente que tem em conta a sobre resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, poderá ser considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

l_{cl} Comprimento livre do pilar, neste caso é igual a 2,50 m.

Como se admitiu a formação de rótulas plásticas nos pilares primários, não se deve afetar o valor de cálculo por capacidade real do esforço transversal pelo coeficiente de redução $\left(\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)$ da expressão (9.48), devendo adotar-se o valor de 1,0.

Obtiveram-se os resultados expressos no seguinte quadro:

Quadro 72: Esforço Transverso por capacidade real P10.

Pilar P10 - Esforços transverso tendo em conta o N_{Ed} max										
Piso	Secção	Combinação	N (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Rdx} (kNm)	M _{Rdy} (kNm)	VE _{d,x} (kN)	VE _{d,y} (kN)	l_{cl} (m)
1	Base	ELUSISM O1+TA	-628.00	-10	33	270.15	270.15	237.73	237.73	2.50
1	Topo	ELUSISM O1+TA	-613.00	-53	-10	267.81	267.81	235.68	235.68	2.50

5. Como já se obteve o valor do esforço transversal de dimensionamento para as zonas críticas do pilar, deve-se agora determinar o comprimento dessa zona crítica, usando-se a expressão 9.46.

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 0,45 \right\} \rightarrow \max \left\{ 0,45 ; \frac{2,50}{6} ; 0,45 \right\} \rightarrow l_{cr} = 0,45 \text{ m}$$

6. Na zona crítica dos pilares irão formar-se rótulas plásticas, pelo que, no dimensionamento ao esforço transversal deve usar-se um ângulo $\theta = 45^\circ$. Para a zona intermédia do pilar em que não é previsível a formação de rótulas plásticas considera-se $\cotg \theta = 2,0$, usando-se a seguinte expressão de acordo com o art. 6.2.3 (3) do EC2 para o cálculo da armadura de esforço transversal:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cotg \theta f_{yd}} \quad (9.56)$$

Obtiveram-se as seguintes armaduras:

Quadro 73: Armaduras de esforço transverso P10.

Pilar P10 - Armadura Transversal				
zona crítica		f_{yd} (Mpa)	zona intermédia	
$A_{s,x}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)		$A_{s,x}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)
14.81	14.81	435	7.41	7.41

7. O espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas deve obedecer ao EC8, de acordo com a expressão (9.38), obtem-se:

$$s = \min \left\{ \frac{b_o}{2}; 175; 8 d_{bl} \right\} \rightarrow \min \left\{ \frac{380}{2}; 175; 8 \times 16 \right\} \rightarrow s = 128 \text{ mm}$$

8. Verificação da capacidade máxima das bielas comprimidas, de acordo com o art. 6.2.3 (3) do EC2, usa-se a seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (9.57)$$

Em que:

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, para estruturas não pré-esforçadas toma o valor de 1;

b_w largura do pilar segundo o eixo considerado;

v_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, calculado pela seguinte expressão;

$$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Como o pilar é rectangular o valor da capacidade máxima das bielas comprimidas não se altera consoante os eixos considerados, obteve-se os resultados do seguinte Quadro:

Quadro 74: Verificação das bielas comprimidas P10.

Pilar P10 - Bielas comprimidas			
$V_{Rd,max,x}$ (kN)	f_{ck} (Mpa)	f_{cd} (Mpa)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)
902.88	30	20	902.88

Como o esforço transverso de dimensionamento é inferior ao esforço transverso máximo, verifica a compressão nas bielas.

9. Verificação da área de armadura de confinamento na zona crítica dos pilares.

Quadro 75: armadura de confinamento zona crítica P10.

Armadura de Confinamento					
μ_{ϕ}	α_n	α_s	α	W_{wd}	A_s (cm ²)
5.3	0.778	0.692	0.538	0.114	0.271

Para o cálculo da verificação da armadura de confinamento na zona crítica dos pilares usaram-se as expressões (9.49) a (9.54), obtendo-se os resultados expressos no quadro acima. De forma a verificar a armadura transversal dimensionada, adotou-se para a zona crítica estribos Ø 8 mm afast. 0.125 e para a zona intermédia Ø 8 mm afast. 0.20.

9.3.2. Pilares – Elementos Secundários

De acordo com o que já foi referido anteriormente, os elementos sísmicos secundários devem ser dimensionados e projetados para que tenham uma capacidade resistente às cargas gravíticas na situação de projeto sísmico em que devem ocorrer as máximas deformações. Para o seu dimensionamento pode-se optar por uma das duas seguintes hipóteses:

1. Dimensionamento em resistência, dimensionando os elementos sísmicos secundários para que estes permaneçam em fase elástica sob a ação sísmica, substituindo o espectro de cálculo pelo espectro elástico, sendo necessária uma correção dos esforços em função dos deslocamentos obtidos.
2. Dimensionamento em ductilidade, recorrendo ao espectro de cálculo e garantindo ductilidade aos elementos sísmicos secundários.

Analisando-se as duas hipóteses consideradas, verifica-se que a primeira hipótese é adequada ao dimensionamento adotado. Regra geral os elementos secundários são pouco rígidos e consequentemente obtêm-se esforços relativamente baixos. Tendo em conta que se vai usar o espectro elástico, este irá originar um aumento dos momentos fletores, resultando em dimensionamentos mais complexos e por vezes inviáveis, principalmente quando os deslocamentos sísmicos são elevados ou a contribuição para a rigidez lateral da estrutura dos elementos secundários não é baixa[4].

Quanto ao dimensionamento considerando a segunda hipótese, tem a vantagem de ser um procedimento bastante conhecido, estando a sua complexidade unicamente associada ao confinamento da secção.

Para o dimensionamento dos elementos secundários, opta-se pela segunda hipótese, conferindo ductilidade aos elementos, pelo que se recorre ao espectro de cálculo. As zonas críticas de um sistema tipo pilar/laje fungiforme correspondem às zonas de ligação do pilar à laje e a zonas adjacentes a essa ligação, aí são transmitidos esforços de corte e de flexão elevados entre os dois elementos, podendo, em caso extremo, levar a uma rotura por punçoamento. Sob a ação de cargas laterais, esta ligação terá de resistir às rotações que lhe são impostas, devendo-se a todo o custo evitar a rotura da laje. Pois, se tal acontecer, o sistema poderá perder a capacidade de suporte de cargas verticais, podendo causar o colapso da estrutura. No caso de formação de uma rótula plástica, esta deve ocorrer no pilar, forçando a sua formação nas extremidades do elemento. Este continuaria a suportar as cargas verticais sem ocorrer a cedência da laje, enquanto a resistência às ações horizontais será assegurada pelos elementos primários da estrutura. No entanto deve-se garantir que os esforços gerados na ligação pilar/laje levarão à cedência deste e não da laje, garantindo que na eventual formação da rótula plástica nos pilares, a laje tem suficiente resistência para comportar os esforços gerados. Tendo em conta que cada laje está ligada a duas extremidades do pilar, para se formarem rótulas plásticas neste, deve ser verificada a resistência da laje aos esforços provenientes das duas extremidades do pilar de ligação. No caso da laje não garantir resistência suficiente para a formação de uma rótula plástica nos pilares, estes deverão ser dimensionados em fase elástica e com as deformações máximas induzidas pelo sismo garantido assim a segurança da ligação laje pilar.

Para garantir a formação de rótulas plásticas no pilar, o momento resistente dos pilares deverá ser inferior ao momento resistente da laje, de acordo com a seguinte expressão:

$$\sum M_{Rd,laje} \geq \sum M_{Rd,pilar} \quad (9.58)$$

Como exemplo de dimensionamento, aborda-se o nó de ligação à laje do pilar P20 ao nível do piso 0. O momento resistente da laje já foi calculado anteriormente, de acordo com o quadro 60 do presente trabalho. Para o dimensionamento dos pilares, o procedimento adotado é em tudo semelhante ao adotado para os pilares primários, obtidos os esforços no modelo global, seguem-se as etapas de dimensionamento descritas anteriormente.

1. Verificação do esforço normal reduzido.

De acordo com a seguinte tabela, o esforço normal reduzido encontra-se verificado.

Quadro 76: Verificação Esforço Normal Reduzido P20.

Pilar P20 - Esforço Normal Reduzido						
Piso	Largura em x (m)	Largura em y (m)	f_{cd} (Mpa)	N_{Ed} (kN)	v_d	Verificação
0	0.26	0.95	20	2002.00	0.41	OK

2. Verificação da armadura mínima.

Como os elementos secundários não resistem às ações laterais e de forma a não aumentar o momento resistente do pilar adota-se o cálculo da armadura mínima através do EC2. De acordo com a expressão (9.45), obtêm-se a armadura mínima de acordo com o seguinte quadro:

Quadro 77: Armadura mínima P20.

Pilar P20 - $A_{s,min}$ Adotada					
Piso	Largura em x (m)	Largura em y (m)	$A_{s,min}$ (cm ²)	A_s Adotada	Área Armadura (cm ²)
0	0.26	0.95	4.94	14 Ø 10	10.99
1	0.26	0.95	4.94	14 Ø 10	10.99

- Tendo em conta a área de armadura obtida, e para o esforço normal mínimo e o momento mais condicionante resultante da combinação sísmica, determina-se através dos ábacos para a flexão composta os momentos resistentes da secção, reduzindo-os em 30% para verificar de forma simplificada a flexão desviada, verificando se são superiores aos esforços a que o elemento está sujeito na análise estrutural obtida, obteve-se os resultados indicados no seguinte quadro.

Quadro 78: Momentos resistentes pilar P20.

Pilar P20 - Esforços no modelo tendo em conta o N_{Ed} min								
Piso	Secção	Combinação	N (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Rdx, reduzido} (kNm)	M _{Rdy, reduzido} (kNm)	Verificação
0	Topo	ELUSISM O1+TA	-1217.60	-25	-10	431.75	118.05	OK
1	Base	ELUSISM O1+TA	-958.28	1.2	-25	389.92	106.60	OK

- Deve-se verificar se o momento resistente gerado pelo pilar é inferior ao momento resistente da laje, de forma a garantir a ocorrência de rótulas plásticas

nas extremidades dos pilares e não nas lajes. O momento resistente do pilar é devido à soma do momento resistente no topo (piso inferior) e na base do pilar (piso superior) no nó de ligação com a laje. Admitindo-se a distribuição do momento obtido pela zona maciça da laje sobre o pilar, pelo, que esse valor foi dividido por 3,0 m. Obtiveram-se os resultados no seguinte quadro:

Quadro 79: Momentos resistentes P20 versus Momentos resistentes Laje.

Pilar P20 -									
Piso	Secção	Combinação	N (kN)	M _{Rdx} (kNm)	M _{Rdy} (kNm)	M _{Rdx,total/3} (kNm)	M _{Rdy,total/2,5} (kNm)	M _{Rdx,laje} (kNm)	M _{Rdy,laje} (kNm)
0	Topo	ELUSISM O1+TA	-1217.60	431.75	118.05	273.89	89.86	146.00	127.00
1	Base	ELUSISM O1+TA	-958.28	389.92	106.60				

Como se comprova, para o momento em torno de x, o momento resistente do pilar é superior ao da laje, logo não ocorre a rótula plástica no pilar, mas sim na laje, o que não se deve verificar porque pode resultar numa rotura frágil. Assim sendo, deve-se aumentar a área de armadura da laje na zona maciça sobre o pilar de forma a garantir a formação da rótula plástica no pilar. Com esse intuito foi necessário aumentar a armadura superior da laje para Ø16 af. 0,10 m e a armadura inferior para Ø12 af. 0,10 m, obtendo-se um momento resistente da laje no valor de 280,00 KNm, logo superior ao momento resistente do pilar, fazendo com que a ocorrência da eventual rótula plástica seja no pilar e não na laje. Neste caso verifica-se que a armadura da laje é condicionada pelo momento resistente do pilar e não pelos esforços de dimensionamento da laje. Os restantes passos de cálculo são idênticos ao pilar anteriormente dimensionado, pelo que aqui não são demonstrados.

9.4. Paredes

De acordo com o EC2 Artº. 9.6.1 (1), os elementos estruturais considerados como paredes são aqueles cujo comprimento é igual ou superior a quatro vezes a sua espessura e em que a armadura é considerada no cálculo da capacidade resistente.

Para o dimensionamento das armaduras verticais, de acordo com o artº 9.6.2 do EC2, a área de armadura tendo em conta toda a secção da parede deve situar-se entre os seguintes limites:

$$0,002 A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04 A_c \quad (9.59)$$

Quando a área mínima de armadura decorre de cálculo, metade dessa área deve ser disposta em cada face. A distância entre varões verticais adjacentes está condicionada, não devendo ser superior ao menor dos dois seguintes valores: três vezes a espessura da parede ou 400mm.

Neste tipo de elementos em que uma secção é mais alongada que a outra, a sua capacidade resistente às ações horizontais é essencialmente numa única direção, por isso devem ser dimensionadas à flexão, atribuindo a resistência às suas extremidades onde a armadura deve ser concentrada, (contribuindo para um aumento do braço interno e uma maior ductilidade disponível em curvatura). A armadura de flexão a colocar nos elementos de extremidade deve ser dimensionada usando-se as seguintes expressões:

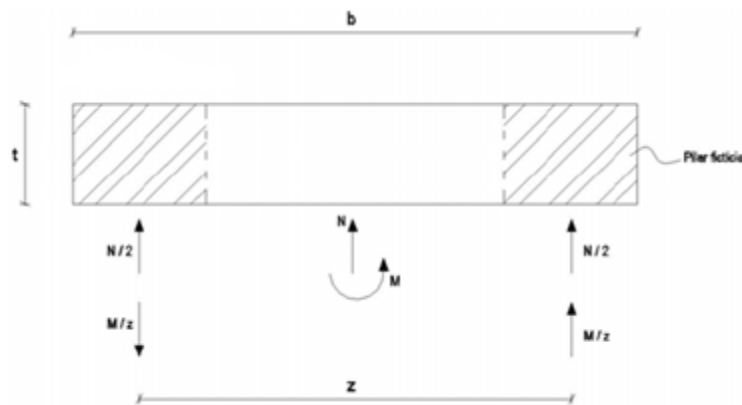
$$F_s = \frac{M}{z} \pm \frac{N}{2} \quad (9.60)$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (9.61)$$

Em que:

z braço do binário entre as armaduras de extremidade.

Figura 17: Esquema do método de cálculo da armadura de flexão numa parede.



Desde que não ocorra redução da resistência total requerida é permitida a redistribuição até 30% de esforços sísmicos entre paredes sísmicas primárias; (EC8 Art.º 5.4.2.4(2)).

De acordo com o art.º 5.4.3.4.1 do EC8, o valor do esforço normal reduzido v_d não deve ser superior a 0,4. As paredes dispostas por seções em diferentes direções (por ex. núcleos) devem ser consideradas como seções únicas e no cálculo da capacidade resistente à flexão de seções de elementos compostos a largura dos banzos a considerar para cada lado das almas é dada pelo menor dos seguintes valores (art.º 5.4.3.4.1(4) do EC8):

- a) O comprimento real do banzo;

- b) Metade da distância de uma alma adjacente da parede;
- c) 25% da altura total da parede acima do nível considerado.

Nos elementos de extremidade deve-se adotar um valor mínimo de armadura longitudinal definido no art.º 5.4.3.4.2(8) do EC8, ou seja, 0,5 % da área de betão.

A espessura da alma b_{wo} (em metros) deverá satisfazer a seguinte expressão, de acordo com EC8 Art. 5.4.1.2.3(1):

$$b_{wo} \geq \max \{0,15; h_s/20\} \quad (9.62)$$

Em que;

h_s é a altura livre entre pisos

As armaduras horizontais devem ser dispostas paralelamente aos paramentos da parede em cada face, não devendo a sua seção ser inferior a $A_{s, hmin}$ dada pela seguinte expressão (EC2 Art.º9.6.3 (1)):

$$A_{s, hmin} = \max \{25\% A_{s, vertical}; 0,001 A_c\} \quad (9.63)$$

A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deve ser superior a 400 mm.

De acordo com o art.º 9.6.4 do EC2, numa parte da parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a $0,02 A_c$ devem dispor-se armaduras transversais em forma de estribos ou ganchos com os requisitos relativos aos pilares e no caso da armadura principal ser colocada mais próxima das faces da parede, deve utilizar-se uma armadura transversal constituída pelo menos por quatro estribos por m^2 de área de parede.

Para o dimensionamento da armadura de confinamento devida nas zonas críticas do elemento parede deve-se usar o dimensionamento prescrito no EC8. No entanto se uma das duas condições seguintes for satisfeita, a armadura transversal dos elementos de extremidade definida anteriormente poderá ser determinada apenas de acordo com o EC2:

- a) O valor do esforço normal reduzido de cálculo v_d não é superior a 0,15;
- b) O valor de v_d não é superior a 0,20 e o coeficiente q utilizado na análise é reduzido em 15%.

A altura da zona crítica h_{cr} acima da base da parede deverá ser calculada de acordo com o EC8 Art.º 5.4.3.4.2 pelas seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max \{l_w; h_w/6\} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s & \text{para } n \leq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (9.64)$$

em que:

l_w – maior dimensão em planta da parede;

h_w – altura total da parede acima da fundação ou nível do solo se existirem caves;

h_s – altura livre entre pisos;

n – número de pisos

O método adotado para o cálculo da armadura de confinamento dos elementos de extremidade das paredes está dependente da seção do elemento. Para paredes de seção transversal retangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária (ω_{wd}) de acordo com o EC8 art.º5.4.3.4.2(4) determina-se através da aplicação da seguinte expressão:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,0035 \quad (9.65)$$

em que:

ω_v é a taxa mecânica das armaduras verticais de alma; $\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$.

A extensão do elemento de extremidade a confinar poderá determinar-se de acordo com a seguinte expressão:

$$l_c = x_u (1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c}) \geq \{0,15 l_w; 1,50 b_w\} \quad (9.66)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (9.67)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} \quad (9.68)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c b_c} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (9.69)$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c b_c f_{cd}} \quad (9.70)$$

em que:

b_w - é a menor dimensão da parede em planta;

l_c - extensão do elemento de extremidade;

x_u - dimensão da zona comprimida no plano de flexão;

$\varepsilon_{c_{u2}}$ - extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão ($c_{u2} = 0,0035$ (art.º 5.4.3.4.2(6) do EC8);

$\varepsilon_{c_{u2,c}}$ - extensão máxima do betão confinado;

ω_v - taxa mecânica da armadura vertical na alma;

N_{Ed} esforço axial para a combinação sísmica;

b_c (i) largura da alma da parede ou (ii) do banzo caso exista e contenha toda a zona comprimida, valor que também deve ser usado no cálculo de v_d ;

b_0 largura do elemento confinado (medido a eixo das cintas);

h_c comprimento da alma da secção da parede;

A_{sv} armadura da alma.

Após a definição do método a utilizar para o dimensionamento das paredes, procedeu-se à análise dos esforços no modelo de cálculo para se iniciar o dimensionamento, de acordo com os seguintes passos:

1. Verificação se o esforço axial reduzido na parede é inferior a 0,4, tendo em conta o esforço mais condicionante:

Quadro 80: Quadro esforço axial reduzido parede PA1-Y

Esforço axial reduzido				
Parede	Comprimento l_w (m)	Largura (m)	N_{mod} (kN)	v_d
PA1 - Y	3.70	0.26	1804	0.094

Observando o quadro anterior verifica-se que o esforço axial reduzido é inferior a 0,4 logo verifica.

2. Dimensionamento da armadura de flexão nos elementos de extremidade, tendo em conta os esforços mais condicionantes de cálculo, usando-se as expressões 9.60 e 9.61, determinou-se o comprimento mínimo, l_c , do elemento de extremidade através da expressão 9.65:

Quadro 81: Armadura de flexão elemento extremidade Parede Pa1-Y.

Armadura de flexão elementos extremidade										
Parede	Piso	Combinação	Comp. l_c (m)	Z (m)	N (kN)	Med. $-M_3$ (kNm)	$F_{s,v}$ (kN)	$A_{s,v}$ (cm ²)	$A_{s,v}$ adotada	ρ
PA1 - Y	0	ELUSISMO1-TA	0.6	3.10	1683.00	332.00	948.60	18.97	10 Ø 16	0.013

Obteve-se uma área de armadura de flexão no valor de $18,97 \text{ cm}^2$, adotou-se $10 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$, equivalente a uma taxa de armadura, ρ , de $0,013$, maior que $0,5\%$, logo, a área de armadura encontra-se verificada.

3. A altura crítica da parede é calculada através da expressão 9.63, obtendo-se o resultado do quadro seguinte:

Quadro 82: altura crítica parede PA1-Y.

Altura crítica da parede para 6 pisos				
Parede	Comprimento l_w (m)	Altura Total parede acima fundação (m)	Altura livre entre piso (m)	Altura crítica (m)
PA1 - Y	3.70	13	2.95	2.95

Como se pode verificar a altura crítica é igual á altura livre entre pisos, logo não é necessário calcular a dispensa de armadura.

4. Armadura mínima de flexão a colocar entre os elementos de extremidade deve ser dimensionada de acordo com a seguinte expressão: $0,002 A_c$, obtendo-se os resultados no seguinte quadro:

Quadro 83: Armadura de flexão entre elementos de extremidade.

Armadura entre elementos de Extremidade por face				
b (m)	l (m)	$A_{s,v}$ (cm^2/m)	Arm. Adotada	Arm. Adotada (cm^2/m)
0.26	1	2.6	$\varnothing 8 // 0.175$	2.870

Dimensionada a armadura longitudinal deve-se verificar se verifica a armadura máxima e mínima dada pela expressão (9.59) ver quadro 84:

Quadro 84: Verificação da armadura flexão adotada.

Verificação armadura de flexão		
Armadura total adotada (cm^2)	$A_{s,v \text{ min}}$ (cm^2/m)	$A_{s,v \text{ max}}$ (cm^2/m)
54.37	19.24	384.8

Segundo o quadro anterior, a armadura de flexão adotada encontra-se verificada.

5. Estando definida a armadura longitudinal, inicia-se o dimensionamento da armadura transversal, de acordo com o art.º 5.4.2.4(7) do EC8, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser majorados em 50% em relação aos esforços transversos obtidos da análise, devendo-se verificar a compressão na biela de acordo com a expressão 9.57. No caso de verificar, dimensiona-se a armadura transversal através da expressão 9.56:

Quadro 85: Verificação das bielas comprimidas e dimensionamento A_s transversal.

PA1-Y- Bielas comprimidas-Armadura transversal					
$V_{cálculo}$ (kN)	$V_{Dimensio}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ adotada	$A_{s,y}$ adotada (cm ² /m)
1056	1584	4528.18	11.06	Ø12 // 0.20	11,31

6. Confinamento dos elementos de extremidade, deve ser verificada através da expressão 9.64 a 9.69, tendo-se adotado uma armadura de cintas Ø6 // 0.10, conforme quadro seguinte:

Quadro 86: Armadura confinamento elementos extremidade.

Armadura de Confinamento							
μ_ϕ	A_{sv} (cm ²)	w_v	α	αW_{wd}	$\epsilon_{cu2,c}$	κ_u (m)	Comp. l_c (m)
5.3	14.35	0.032	0.465	0.025	0.0060	0.639	0.2645

Armadura de Confinamento							
l_c válido (m)	h_0 (m)	α_n	s (m)	α_s	α	W_{wd}	A_s (cm ²)
0.6	0.537	0.6798	0.128	0.5841	0.3971	0.0622	0.162

Obteve-se uma armadura de confinamento com 0,162 cm², adotaram-se cintas Ø 6 mm com configuração e forma de acordo com a peça desenhada respetiva (ver desenho da parede PA1-Y nas peças desenhadas). O dimensionamento das restantes paredes é apresentado no anexo 9 deste trabalho.

9.5. Fundações

De acordo com o EC2, Art.º 9.8.2.1, nas sapatas de pilares e paredes devem utilizar-se varões de diâmetro maior ou igual a 8 mm.

O EC8 no Art.º 5.8.1 define que nas sapatas não é previsível que ocorra dissipação de energia na situação de projeto sísmico, uma vez que essa capacidade de dissipação foi atribuída aos elementos superiores através do desenvolvimento de rótulas plásticas, por isso e de acordo com o art.º 4.4.2.6(2)P do EC8, deve-se determinar os esforços nos elementos de fundação com base no cálculo pela capacidade real de modo a que se mantenham em fase elástica, tendo em conta as eventuais sobrerresistências.

Deve-se verificar qual é o esforço axial mais condicionante, quer em situações de projeto persistentes, quer em situações de projeto sísmico.

Apresenta-se apenas o cálculo de uma sapata, uma vez que a metodologia adotada é idêntica para as restantes sapatas.

A sapata a calcular diz respeito ao pilar P20, uma vez que se conhecem desde já os momentos resistentes e a máxima força vertical transmitida à sapata, demonstrando-se de seguida os passos do dimensionamento.

1. Inicia-se pelo pré-dimensionamento da área da sapata, tendo em conta a tensão admissível no solo, admitida anteriormente com o valor de 350 kPa. Os esforços verticais mais condicionantes para o pré-dimensionamento são retirados do modelo de cálculo, obtendo-se o esforço axial mais condicionante no valor $N = 2036$ kN. A área da sapata é determinada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{N \gamma}{\text{área sapata}} \quad (9.71)$$

Admitindo-se uma majoração $\gamma = 1,25$ para sapatas excêntricas solicitadas por momentos fletores. A altura da sapata deve garantir um funcionamento rígido em meio elástico, de forma a evitar problemas de punçoamento, de acordo com a seguinte expressão:

$$H \geq \frac{c}{2} \quad (9.72)$$

Em que;

C é a maior distância entre a face do pilar e a face da sapata.

Obtiveram-se os resultados do seguinte quadro;

Quadro 87: Dimensões admitidas para a Sapata P20.

Dimensões da Sapata do pilar P20								
σ_{adm} (Kpa)	N_{Caract} (kN)	γ	Área Sapata (m ²)	Dimensão em x Pilar (m)	Dimensão em y Pilar (m)	Dimensão em x sapata (m)	Dimensão em y sapata (m)	Altura da sapata (m)
350	2036.00	1.25	7.271	0.26	0.95	2.65	3.34	1.20

2. Após a definição das dimensões da sapata deve-se verificar os estados limites últimos de rotura por corte no solo, considerando o esforço normal na base da sapata e os momentos fletores resistentes para a determinação das excentricidades do carregamento, usando-se as seguintes expressões:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{N} \quad (9.73)$$

$$e_y = \frac{M_{xx}}{N} \quad (9.74)$$

Após este passo deve-se determinar a área carregada da sapata de acordo com as seguintes expressões:

$$c_x = l_x - 2 \cdot e_y \quad (9.75)$$

$$c_y = l_y - 2 \cdot e_x \quad (9.76)$$

Por fim deve-se verificar se a tensão no solo é menor ou igual à tensão admitida através da expressão 9.71, no caso de ser maior deve-se determinar novas dimensões para a sapata de forma a verificar a tensão admitida.

Tendo em conta as dimensões admitidas, verificou-se que a rotura por corte no solo era verificada, obtendo-se os resultados do seguinte quadro:

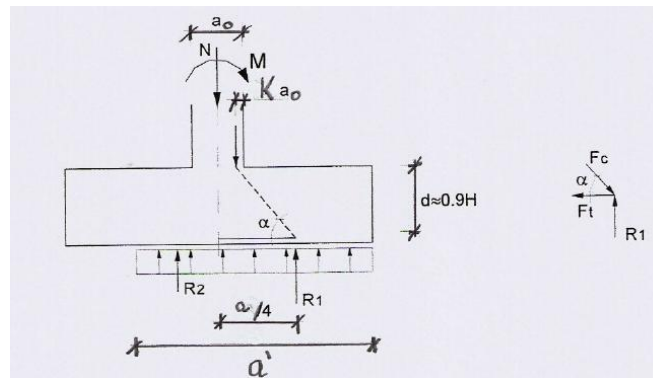
Quadro 88: Comprovativo da verificação da rotura por corte no solo.

Verificação dos ELU de rotura por corte no solo								
N_{Base} (kN)	$M_{Rd,x}$ (Knm)	$M_{Rd,y}$ (Knm)	e_x (m)	e_y (m)	l_x (m)	l_y (m)	σ_{solo} (Kpa)	Verificação
2301.53	632.31	172.94	0.08	0.27	2.50	2.79	329.94	OK

A sapata do pilar P20 tem as dimensões adotadas de 2,65 m na direção x e 3,35 m na direção y, verificando-se a rotura por corte no solo.

3. Após a verificação da rotura por corte no solo, deve-se dimensionar as armaduras de acordo com o esquema na figura seguinte, para sapatas carregadas em mais de metade da base como é este caso:

Figura 18: Esquema de cálculo armaduras em sapatas.



Adota-se as seguintes expressões para o cálculo das armaduras:

$$F_t = \frac{R_1 \cdot \gamma \cdot \left(\frac{A}{4} - 0.35a_0\right)}{d} \quad (9.76)$$

Em que:

γ adota-se o valor de 1,5

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_{aço} \cdot l} \quad (9.77)$$

Obteve-se os resultados do seguinte quadro:

Quadro 89: Dimensionamento das armaduras da Sapata do pilar P20.

Dimensionamento das armaduras								
Direção	A (m)	a (m)	l (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	F _t (kN)	$\sigma_{aço}$ (MPa)	A _s (cm ² /m)
Segundo x	2.65	0.26	2.50	1219.95	1081.58	968.34	435	7.98
Segundo y	3.34	0.95	2.79	1377.36	924.17	961.28	435	8.84

Adota-se uma armadura composta por # Ø12 // 0,125 m (9,05 cm²/m). O dimensionamento das restantes fundações encontram-se no anexo10.

10. Conclusões

A estrutura do edifício projetado é constituída por lajes fungiformes aligeiradas, com vigas de contorno. Admitiu-se a classificação de sistema porticado para a estrutura e uma classe de ductilidade DCM.

Neste tipo de solução estrutural foram seguidas as seguintes premissas/condições: Definição de elementos estruturais primários (resistência à ação sísmica), e de elementos estruturais secundários (resistência à ação gravítica). A contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral da estrutura, não deverá ser superior a 15% da de todos os elementos sísmicos primários. Os pilares sísmicos primários devem ser dimensionados pela regra de cálculo pela capacidade real, enquanto os pilares sísmicos secundários devem ser dimensionados em ductilidade. Na zona crítica da ligação pilar/laje fungiforme deve-se evitar a rotura frágil da laje, forçando a formação de rótulas plásticas nas extremidades do pilar.

Para a verificação da rigidez lateral da estrutura, foram criados dois modelos, um que despreza a contribuição para a rigidez lateral, dos elementos sísmicos secundários (modelo primário), no outro, todos os elementos sísmicos verticais contribuem para a rigidez lateral (modelo global).

O processo de cálculo foi desenvolvido considerando os seguintes passos; Pré-dimensionamento, modelação no programa automático SAP2000, verificação dos pressupostos admitidos, por fim o dimensionamento da estrutura.

Verificou-se através da relação entre os deslocamentos obtidos, no modelo primário e no modelo global, a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral da estrutura. A contribuição para a rigidez lateral, dos elementos sísmicos secundários foi superior a 15%, foi necessário aumentar as dimensões dos elementos sísmicos primários e introduzir paredes, na direção X e na direção Y. Esta alteração implicou uma nova classificação estrutural, para sistema estrutural de paredes não acopladas, alterando por sua vez o coeficiente de comportamento para a ação sísmica horizontal e o espectro de resposta de cálculo.

Nas lajes fungiformes aligeiradas utilizadas, a resistência ao corte é limitada a 50% do valor do esforço transversal resistente, nos locais da laje em que este limite é ultrapassado, essas

zonas são maciças, sem aligeiramento. Nas lajes com vãos maiores, houve a necessidade de se recorrer ao pré-esforço auto embainhado para controlar a deformação.

Na ligação pilar/laje fungiforme deve-se verificar que o momento resistente do pilar é inferior ao momento resistente da laje, forçando a formação de rótulas plásticas no pilar. Após o dimensionamento final da estrutura foi necessário aumentar a área de armadura da laje na ligação com os pilares de forma a forçar a formação de rótulas plásticas nos pilares e evitar-se uma rotura frágil.

Os processos e escolhas utilizados neste trabalho, são uma das formas de abordagem no dimensionamento de estruturas com lajes fungiformes, tendo em consideração as normas do EC8. Espera-se que este trabalho contribua para uma melhor compreensão e desenvolvimento de processos e abordagens ao dimensionamento de sistemas estruturais compostos por lajes fungiformes.

Bibliografia

- [1] Fardis et al., 2005 Designer's Guide
- [2] Folhas Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado - IST
- [3] Folhas da disciplina betão estrutural III- ISEL, Luciano Jacinto
- [4] Estruturas de Betão, Volume 2, Júlio Appleton
- [5] NP EN 206-1:2007 (Emenda 1:2008; Emenda 2:2010) - Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- [6] NP EN 1990-1-2:2009 Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
- [7] NP EN 1991-1-1:2010 Eurocódigo 1 – Quantificação de ações em edifícios
- [8] NP EN 1992-1-2:2010 Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Parte 1-2 Regras gerais; Verificação de resistência ao fogo.
- [9] NP EN 1997-1-2:2010 Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico; Parte 1 Regras gerais
- [10] NP EN 1998-1-2:2010 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1 Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- [11] CHOPRA, A. - " Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering", University of California at Berkeley USA, 1995

Lista de peças desenhadas

N.º	Bloco A e Bloco B
1	Arquitetura – Planta Piso 0
2	Arquitetura – Planta Piso 1
3	Arquitetura – Planta Piso 2
4	Arquitetura – Planta Piso 3
N.º	Bloco A
5	Dimensionamento - Planta de Fundações
6	Dimensionamento - Planta do Piso 0 e Piso 1
7	Dimensionamento - Planta do Piso 2 e Piso 3
8	Dimensionamento - Planta Aligeiramento do Piso 0 e Piso 1
9	Dimensionamento - Planta Aligeiramento do Piso 2 e Piso 3
10	Betão Armado – Vigas
11	Betão Armado – Vigas
12	Betão Armado – Pilares
13	Betão Armado – Pilares
14	Betão Armado – Pilares
15	Betão Armado – Pilares
16	Betão Armado – Pilares
17	Betão Armado – Paredes
18	Betão Armado – Núcleo
19	Betão Armado – Sapatas
19A	Betão Armado - Escada
20	Betão Armado – Laje do piso 0 Armadura Inferior/Superior
21	Betão Armado – Laje do piso 1 Armadura Inferior/Superior
22	Betão Armado – Laje do piso 2 Armadura Inferior/Superior
23	Betão Armado – Laje do piso 3 Armadura Inferior/Superior

N.º	Bloco B
24	Dimensionamento - Planta de Fundações
25	Dimensionamento - Planta do Piso 0
26	Dimensionamento - Planta do Piso 1
27	Dimensionamento - Planta do Piso 2
28	Dimensionamento - Planta do Piso 3
29	Dimensionamento -Planta Aligeiramento/Pré-Esforço do Piso 0
30	Dimensionamento - Planta Aligeiramento/Pré-Esforço do Piso 1
31	Dimensionamento - Planta Aligeiramento/Pré-Esforço do Piso 2
32	Dimensionamento - Planta Aligeiramento/Pré-Esforço do Piso 3
33	Dimensionamento – Traçado Pré-Esforço
34	Betão Armado – Vigas
35	Betão Armado – Vigas
36	Betão Armado – Vigas
37	Betão Armado – Vigas
38	Betão Armado – Vigas
39	Betão Armado – Pilares
40	Betão Armado – Pilares
41	Betão Armado – Pilares
42	Betão Armado – Pilares
43	Betão Armado – Pilares
44	Betão Armado – Paredes
45	Betão Armado – Sapatas
46	Betão Armado – Laje do piso 0 Armadura Superior
47	Betão Armado – Laje do piso 0 Armadura Inferior
48	Betão Armado – Laje do piso 1 Armadura Superior
49	Betão Armado – Laje do piso 1 Armadura Inferior
50	Betão Armado – Laje do piso 2 Armadura Superior
51	Betão Armado – Laje do piso 2 Armadura Inferior
52	Betão Armado – Laje do piso 3 Armadura Superior
53	Betão Armado – Laje do piso 3 Armadura Inferior

Anexos (Ver CD)

Anexo 1 – Esboço com a identificação do painel de laje mais desfavorável– Bloco A.

Anexo 2 - Esboço com a identificação do painel de laje mais desfavorável – Bloco B.

Anexo 3 – Pré-dimensionamento dos pilares.

Anexo 4 - Catálogo dos vazios Cobiax.

Anexo 5 – Determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo.

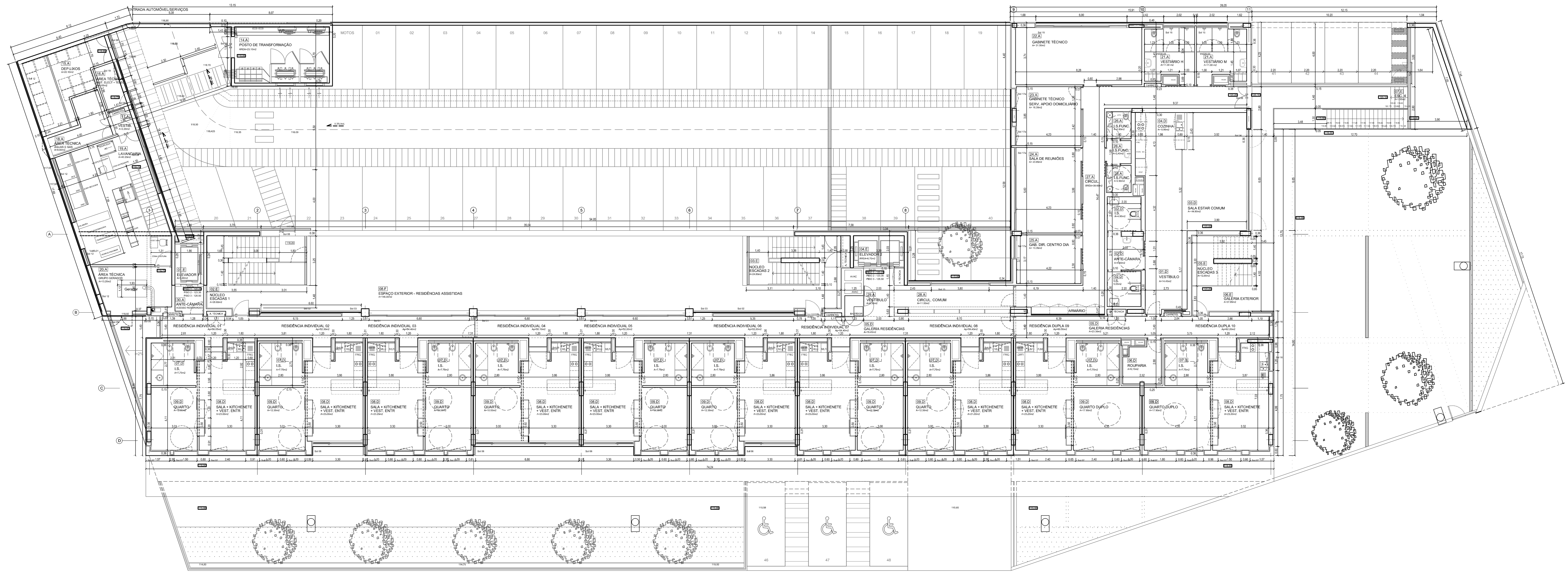
Anexo 6 – Dimensionamento das armaduras das lajes.

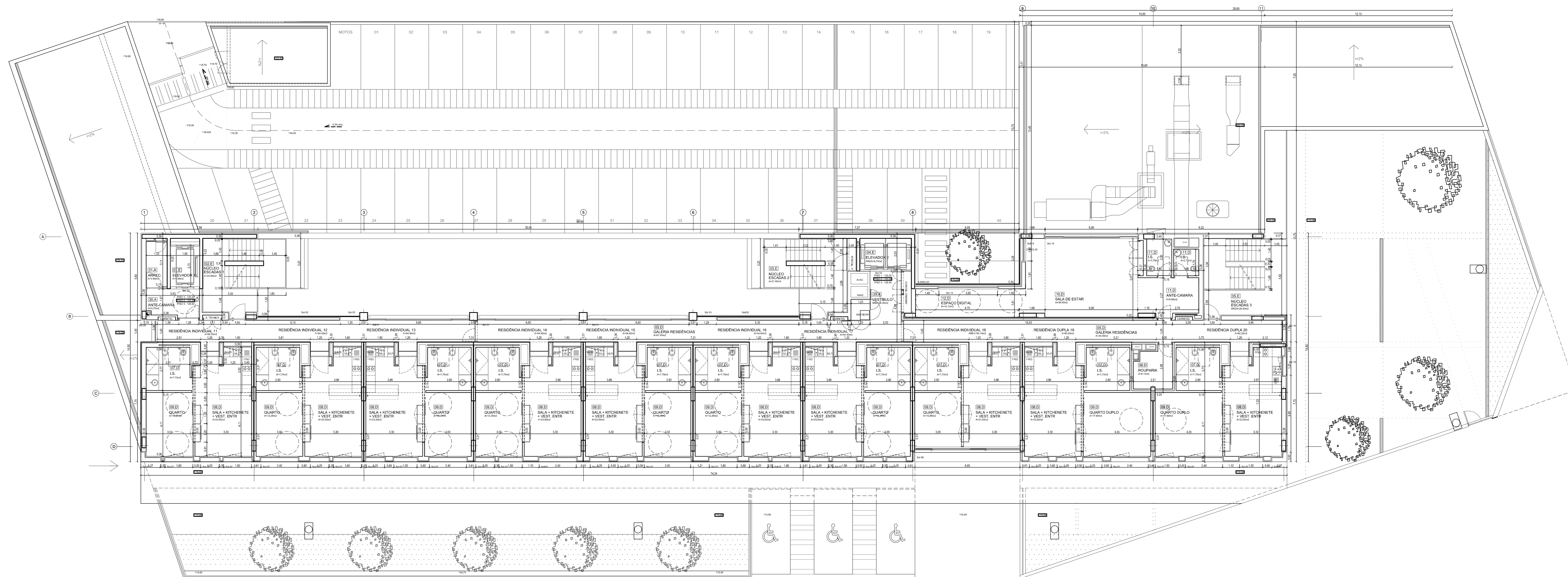
Anexo 7 – Dimensionamento das armaduras das vigas.

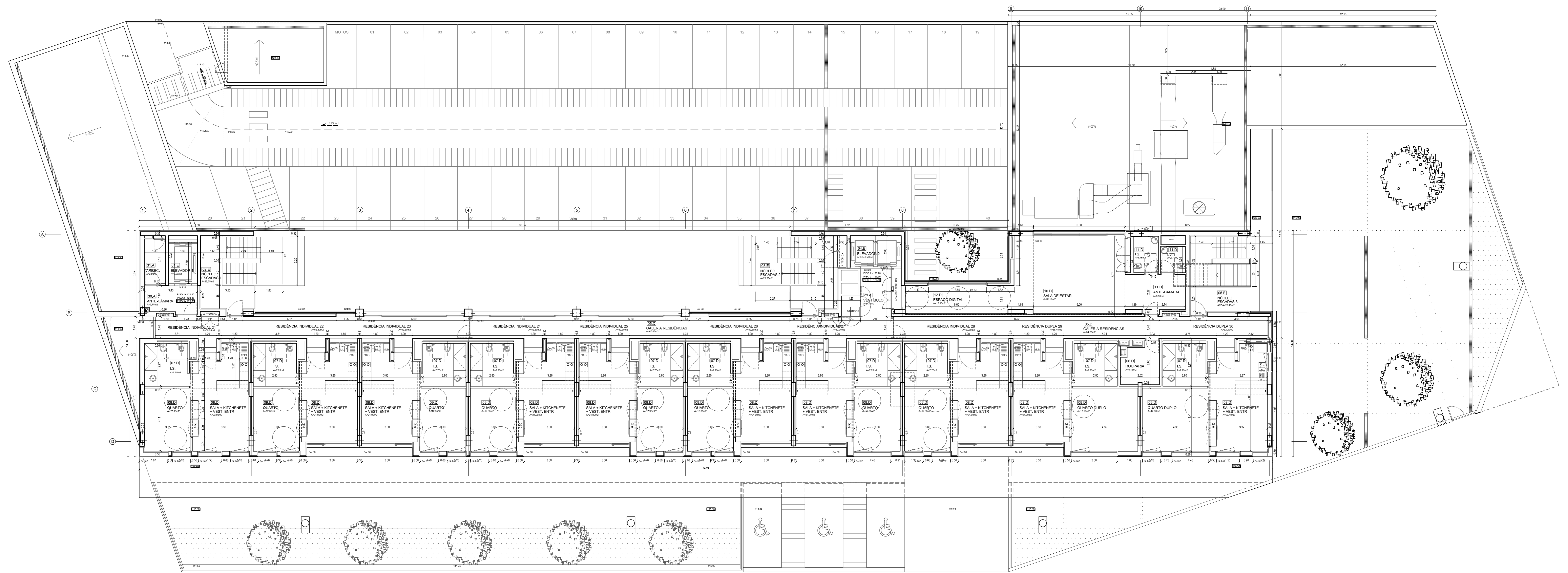
Anexo 8 – Dimensionamento dos pilares.

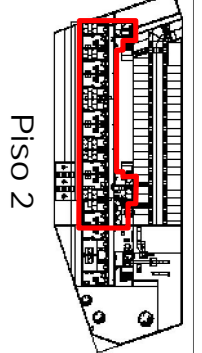
Anexo 9 – Dimensionamento das armaduras das paredes.

Anexo 10 – Dimensionamento de fundações e das respectivas armaduras.



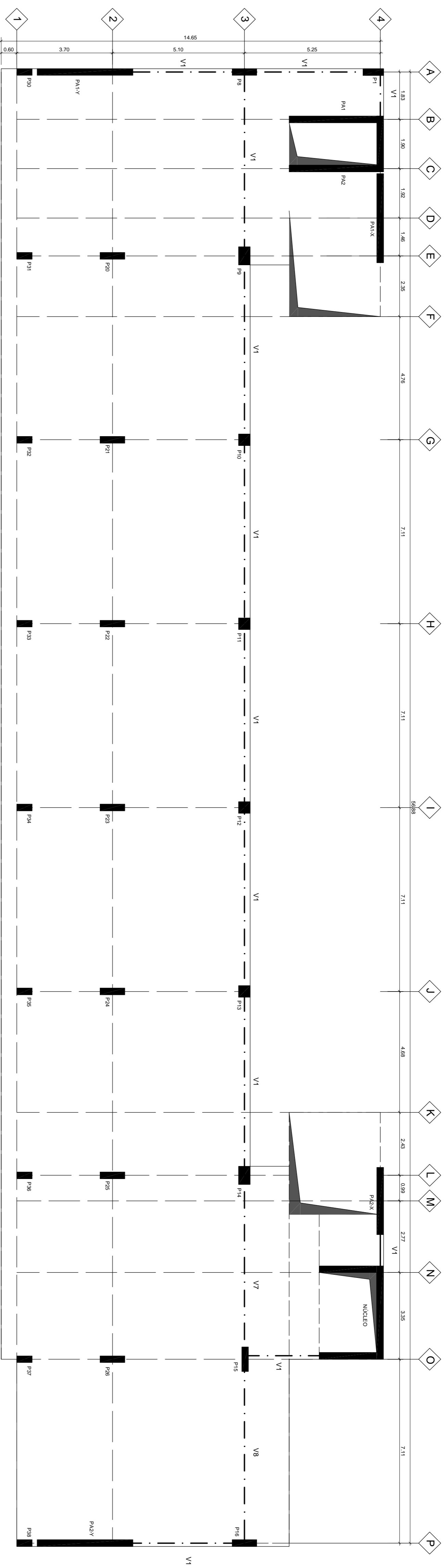






Piso 2

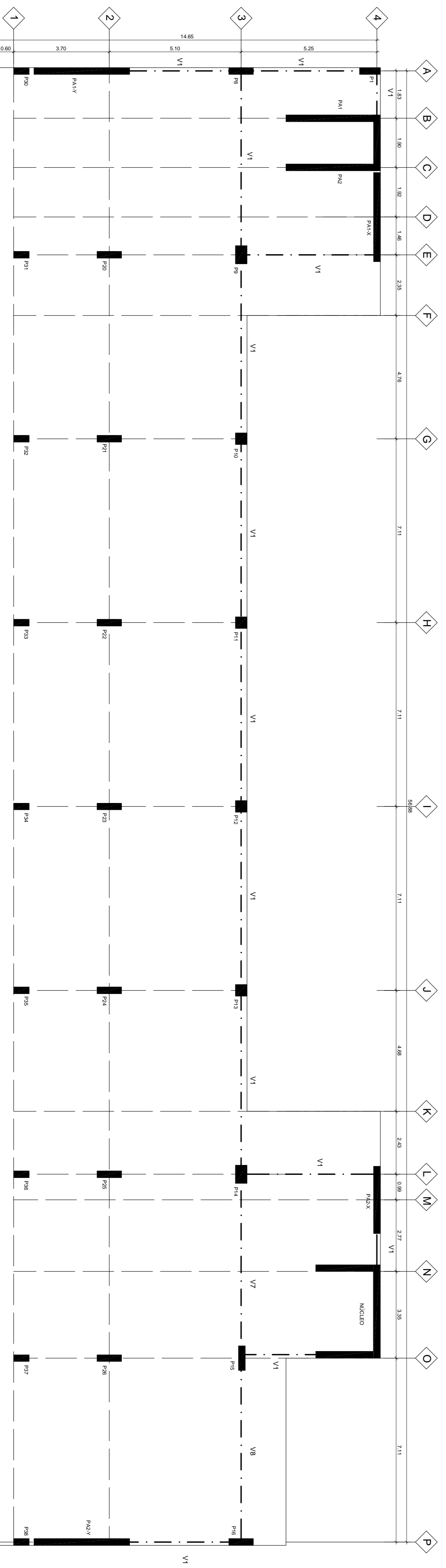
PISO 2



DIMENSÕES DAS VIGAS

VIGA	LAZGURA (m)	ALTURA (m)
V1	0,28	0,70
V2	0,28	0,70
V3	0,28	0,70
V4	0,28	1,71
V5	0,28	1,51
V6	0,28	0,70
V7	0,28	0,70
V8	0,28	0,70
V9	0,28	0,70

PISO 3



MEMÓRIA

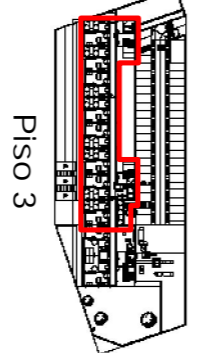
Regulamento: NP ENR 1-1 C2715 X3/11 CH 0. Prova 25mm S3 S4 S5 S6 S7 S8 S9 S10 S11 S12 S13 S14 S15 S16 S17 S18 S19 S20 S21 S22 S23 S24 S25 S26 S27 S28 S29 S30 S31 S32 S33 S34 S35 S36 S37 S38 S39 S40 S41 S42 S43 S44 S45 S46 S47 S48 S49 S50 S51 S52 S53 S54 S55 S56 S57 S58 S59 S60 S61 S62 S63 S64 S65 S66 S67 S68 S69 S70 S71 S72 S73 S74 S75 S76 S77 S78 S79 S80 S81 S82 S83 S84 S85 S86 S87 S88 S89 S90 S91 S92 S93 S94 S95 S96 S97 S98 S99 S100

Normas: NP ENR 1-1 C2715 X3/11 CH 0. Prova 25mm S3 S4 S5 S6 S7 S8 S9 S10 S11 S12 S13 S14 S15 S16 S17 S18 S19 S20 S21 S22 S23 S24 S25 S26 S27 S28 S29 S30 S31 S32 S33 S34 S35 S36 S37 S38 S39 S40 S41 S42 S43 S44 S45 S46 S47 S48 S49 S50 S51 S52 S53 S54 S55 S56 S57 S58 S59 S60 S61 S62 S63 S64 S65 S66 S67 S68 S69 S70 S71 S72 S73 S74 S75 S76 S77 S78 S79 S80 S81 S82 S83 S84 S85 S86 S87 S88 S89 S90 S91 S92 S93 S94 S95 S96 S97 S98 S99 S100

AVO: Amadora Engenharia

Amadora Engenharia

V.1603.57.15.2. 2

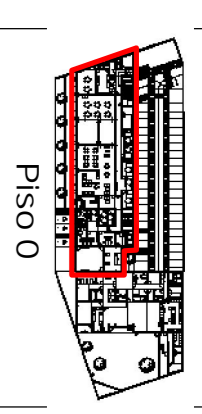


Piso 3

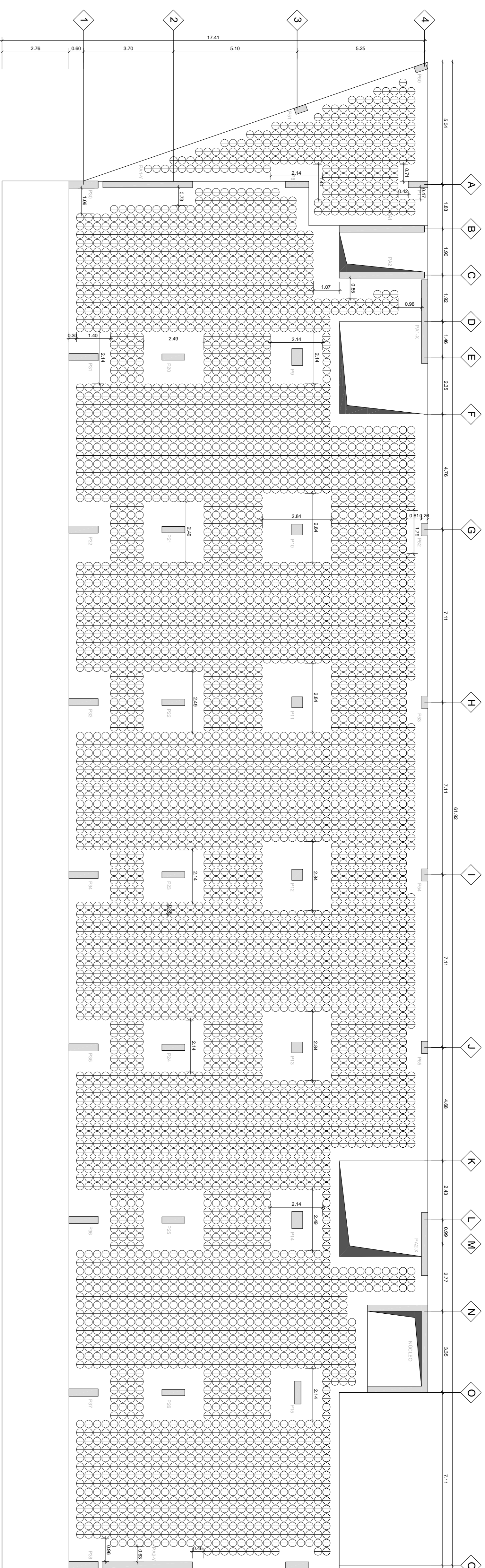


Mestrado em Engenharia Civil
Trabalho Final de Mestrado
Frequência: Pedro Marques Pinhal
N.º 30518
Setembro de 2015

Bloco A
Dimensionamento
Planta do Piso 2 e Piso 3
Escala: 1/100
Desenho número: 7
R-00



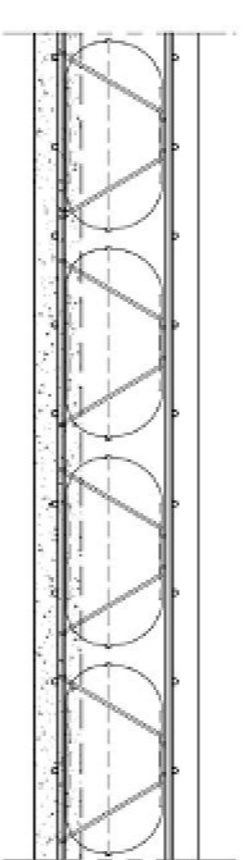
PISO 0



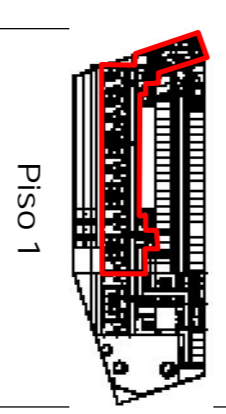
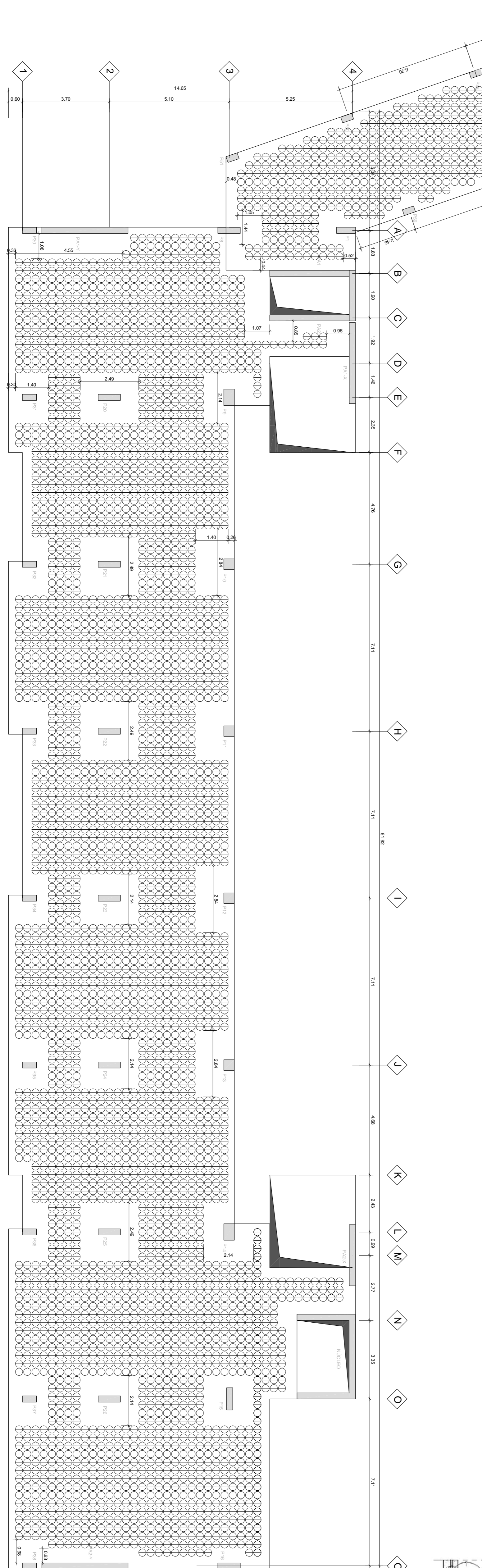
MATERIAIS

REFEÇO	Quantidade	Unidade	Descrição
1	1	m ²	Revestimento em cimento queimado
2	1	m ²	Revestimento em cerâmica
3	1	m ²	Revestimento em mármore
4	1	m ²	Revestimento em granito
5	1	m ²	Revestimento em madeira
6	1	m ²	Revestimento em vidro
7	1	m ²	Revestimento em metal
8	1	m ²	Revestimento em tecido
9	1	m ²	Revestimento em papel de parede
10	1	m ²	Revestimento em pintura
11	1	m ²	Revestimento em gesso
12	1	m ²	Revestimento em argamassa
13	1	m ²	Revestimento em concreto
14	1	m ²	Revestimento em tijolo
15	1	m ²	Revestimento em pedra
16	1	m ²	Revestimento em vidro
17	1	m ²	Revestimento em metal
18	1	m ²	Revestimento em tecido
19	1	m ²	Revestimento em papel de parede
20	1	m ²	Revestimento em pintura
21	1	m ²	Revestimento em gesso
22	1	m ²	Revestimento em argamassa
23	1	m ²	Revestimento em concreto
24	1	m ²	Revestimento em tijolo
25	1	m ²	Revestimento em pedra
26	1	m ²	Revestimento em vidro
27	1	m ²	Revestimento em metal
28	1	m ²	Revestimento em tecido
29	1	m ²	Revestimento em papel de parede
30	1	m ²	Revestimento em pintura
31	1	m ²	Revestimento em gesso
32	1	m ²	Revestimento em argamassa
33	1	m ²	Revestimento em concreto
34	1	m ²	Revestimento em tijolo
35	1	m ²	Revestimento em pedra
36	1	m ²	Revestimento em vidro
37	1	m ²	Revestimento em metal
38	1	m ²	Revestimento em tecido
39	1	m ²	Revestimento em papel de parede
40	1	m ²	Revestimento em pintura
41	1	m ²	Revestimento em gesso
42	1	m ²	Revestimento em argamassa
43	1	m ²	Revestimento em concreto
44	1	m ²	Revestimento em tijolo
45	1	m ²	Revestimento em pedra
46	1	m ²	Revestimento em vidro
47	1	m ²	Revestimento em metal
48	1	m ²	Revestimento em tecido
49	1	m ²	Revestimento em papel de parede
50	1	m ²	Revestimento em pintura
51	1	m ²	Revestimento em gesso
52	1	m ²	Revestimento em argamassa
53	1	m ²	Revestimento em concreto
54	1	m ²	Revestimento em tijolo
55	1	m ²	Revestimento em pedra
56	1	m ²	Revestimento em vidro
57	1	m ²	Revestimento em metal
58	1	m ²	Revestimento em tecido
59	1	m ²	Revestimento em papel de parede
60	1	m ²	Revestimento em pintura
61	1	m ²	Revestimento em gesso
62	1	m ²	Revestimento em argamassa
63	1	m ²	Revestimento em concreto
64	1	m ²	Revestimento em tijolo
65	1	m ²	Revestimento em pedra
66	1	m ²	Revestimento em vidro
67	1	m ²	Revestimento em metal
68	1	m ²	Revestimento em tecido
69	1	m ²	Revestimento em papel de parede
70	1	m ²	Revestimento em pintura
71	1	m ²	Revestimento em gesso
72	1	m ²	Revestimento em argamassa
73	1	m ²	Revestimento em concreto
74	1	m ²	Revestimento em tijolo
75	1	m ²	Revestimento em pedra
76	1	m ²	Revestimento em vidro
77	1	m ²	Revestimento em metal
78	1	m ²	Revestimento em tecido
79	1	m ²	Revestimento em papel de parede
80	1	m ²	Revestimento em pintura
81	1	m ²	Revestimento em gesso
82	1	m ²	Revestimento em argamassa
83	1	m ²	Revestimento em concreto
84	1	m ²	Revestimento em tijolo
85	1	m ²	Revestimento em pedra
86	1	m ²	Revestimento em vidro
87	1	m ²	Revestimento em metal
88	1	m ²	Revestimento em tecido
89	1	m ²	Revestimento em papel de parede
90	1	m ²	Revestimento em pintura
91	1	m ²	Revestimento em gesso
92	1	m ²	Revestimento em argamassa
93	1	m ²	Revestimento em concreto
94	1	m ²	Revestimento em tijolo
95	1	m ²	Revestimento em pedra
96	1	m ²	Revestimento em vidro
97	1	m ²	Revestimento em metal
98	1	m ²	Revestimento em tecido
99	1	m ²	Revestimento em papel de parede
100	1	m ²	Revestimento em pintura

SEÇÃO TIPO DA LAJE ALUGERADA



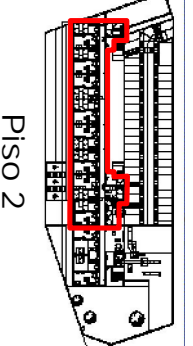
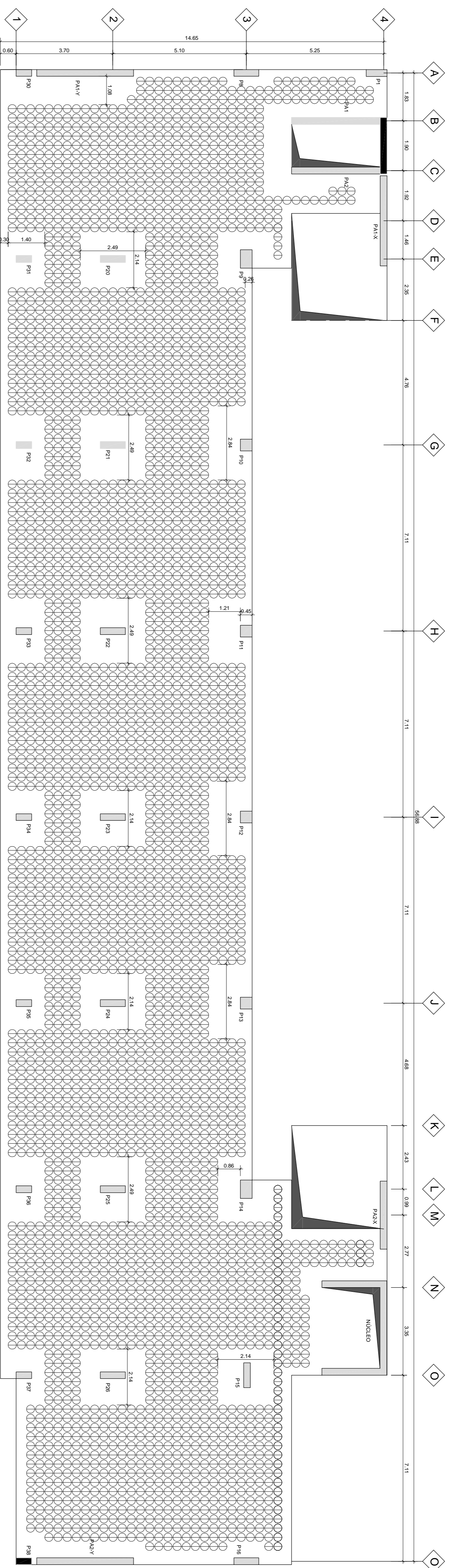
PISO 1



ISSEL
 Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
 Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
 Trabalho Final de Mestrado
 Engenharia de Arquitetura
 Nome: Pedro Marques Pinhal
 N.º: 39518
 Semestre: 2015

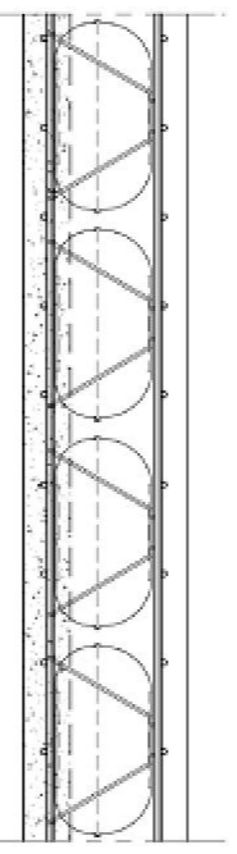
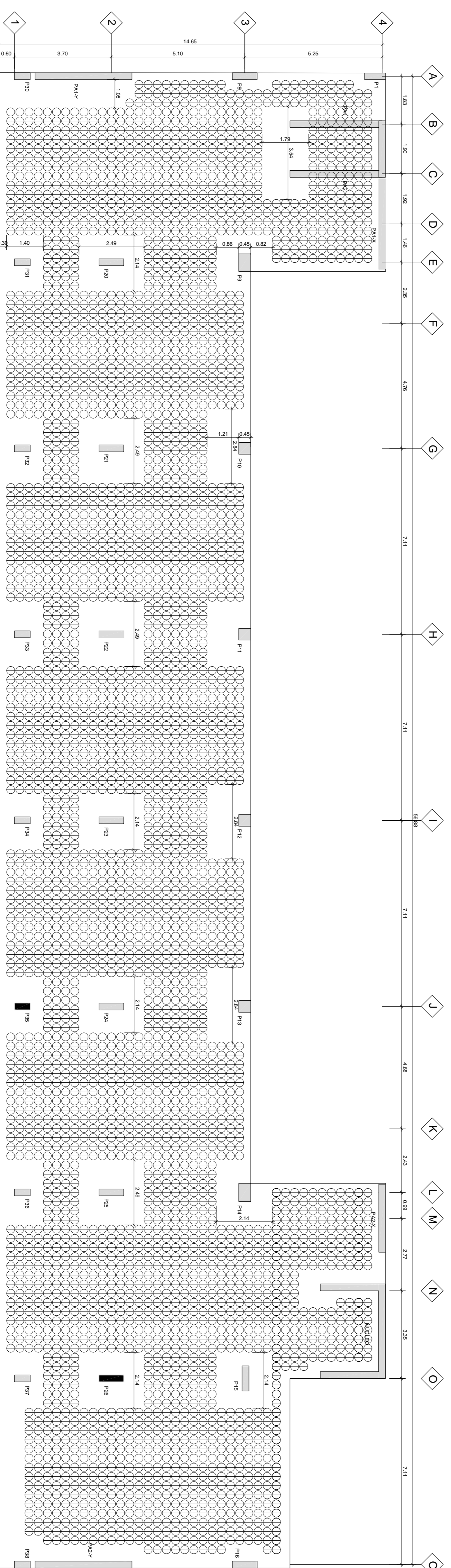
Banco A
 Dimensionamento
 Planta Alugamento Piso 0 e Piso 1
 Escala: 1/100
 Desenho número: 8
 RAO

PISO 2



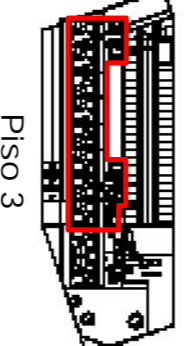
Piso 2

PISO 3



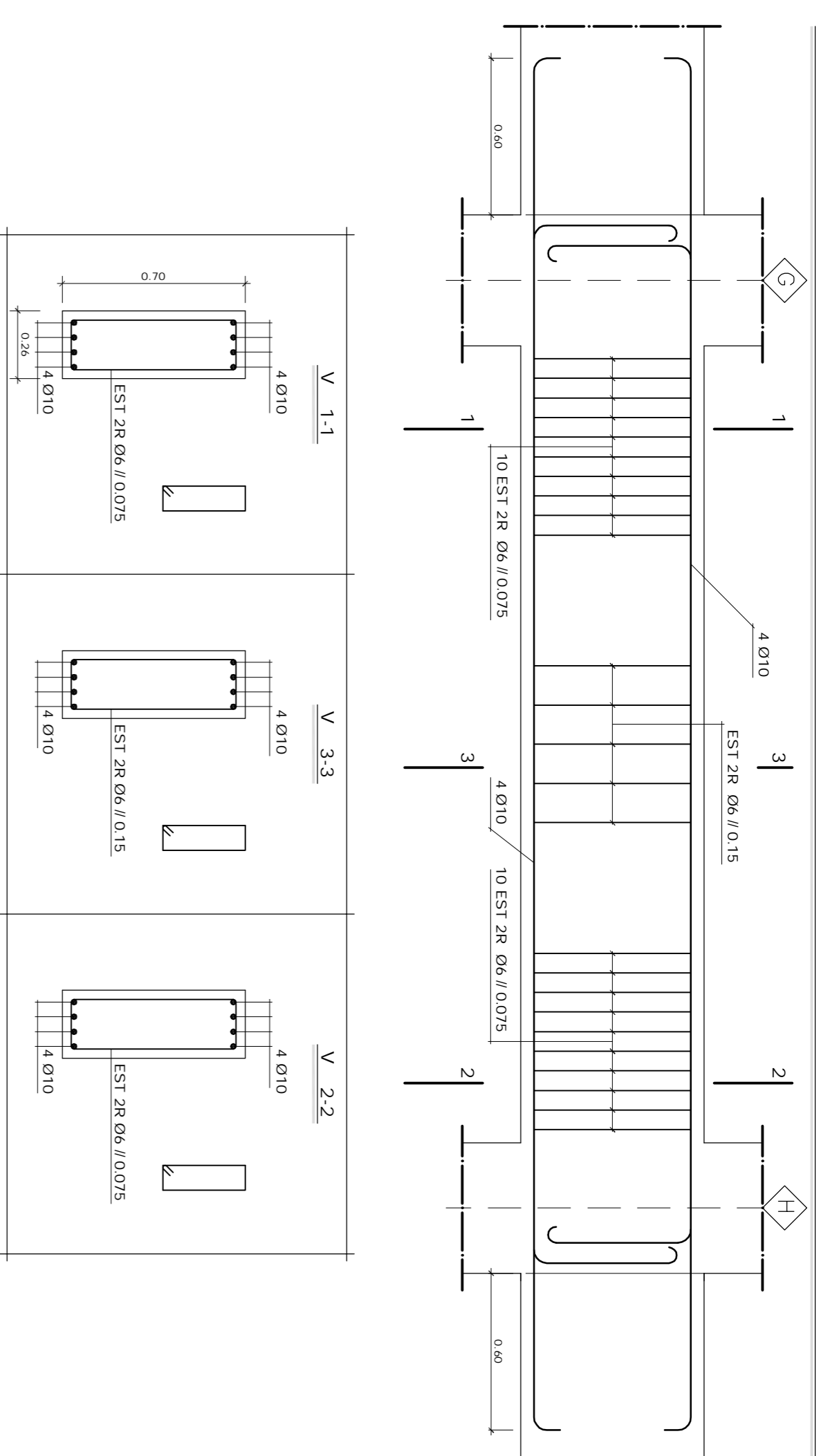
SEÇÃO TIPO DA LAJE ALÇABARRADA
Semi Escala

MATERIAIS	
REFEÇO	REFEÇO: C215 X031 C10 Dmax:25mm S1
Revestimento	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Isolamento	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Laje Pré-Esquadrejada	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Relevo	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Placas	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
ACQ	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Amortecedores	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Amortecedores Pré-Esquadrejados	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
AUTOPROTECTOR	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Tipologia	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50
Norma	REFEÇO: C200 X0239 C10 Dmax:25mm S1 C-50

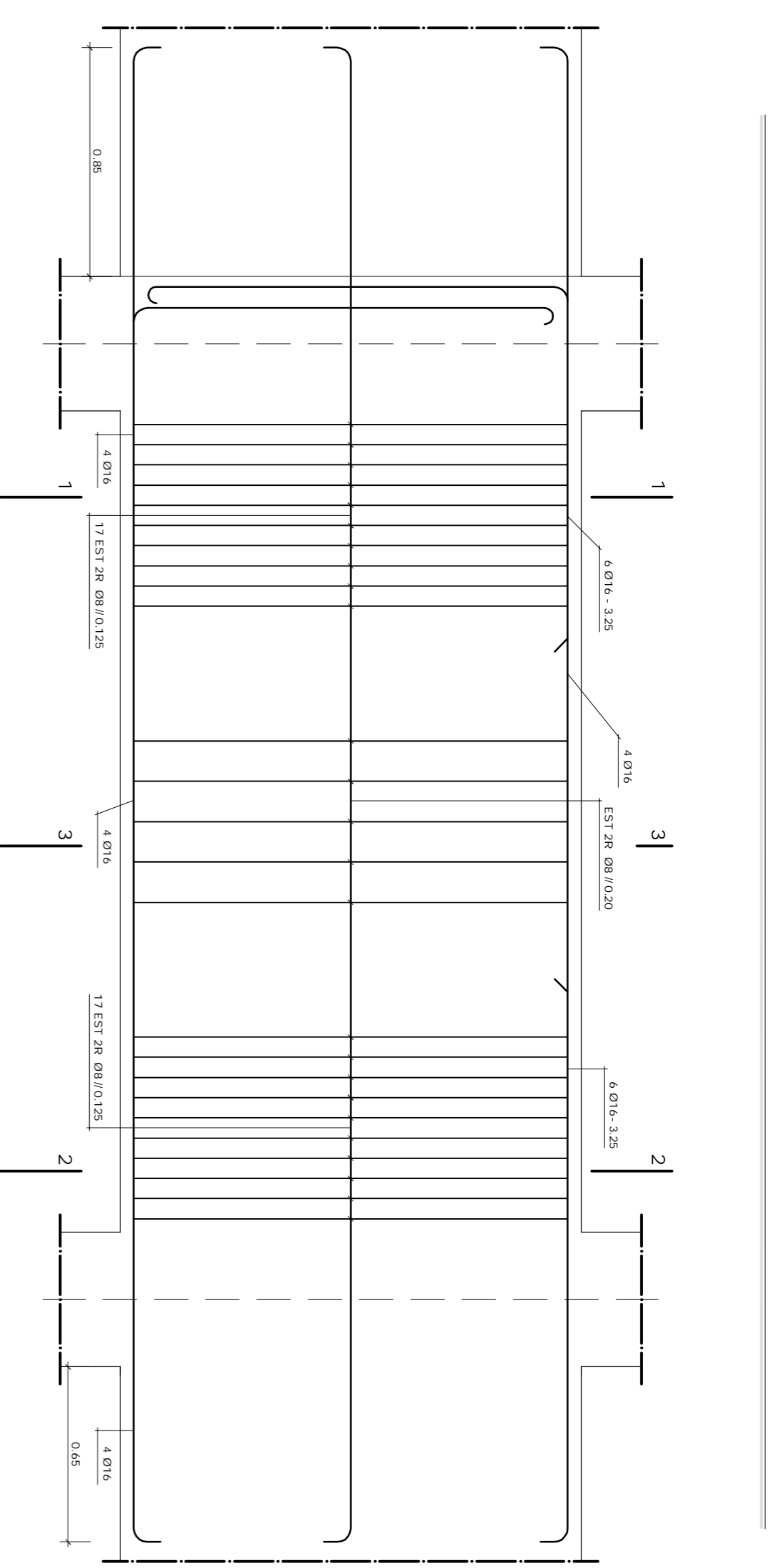


Piso 3

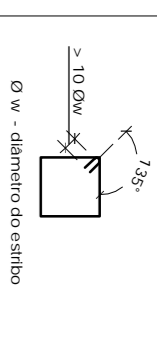
Viga V1



Viga V4



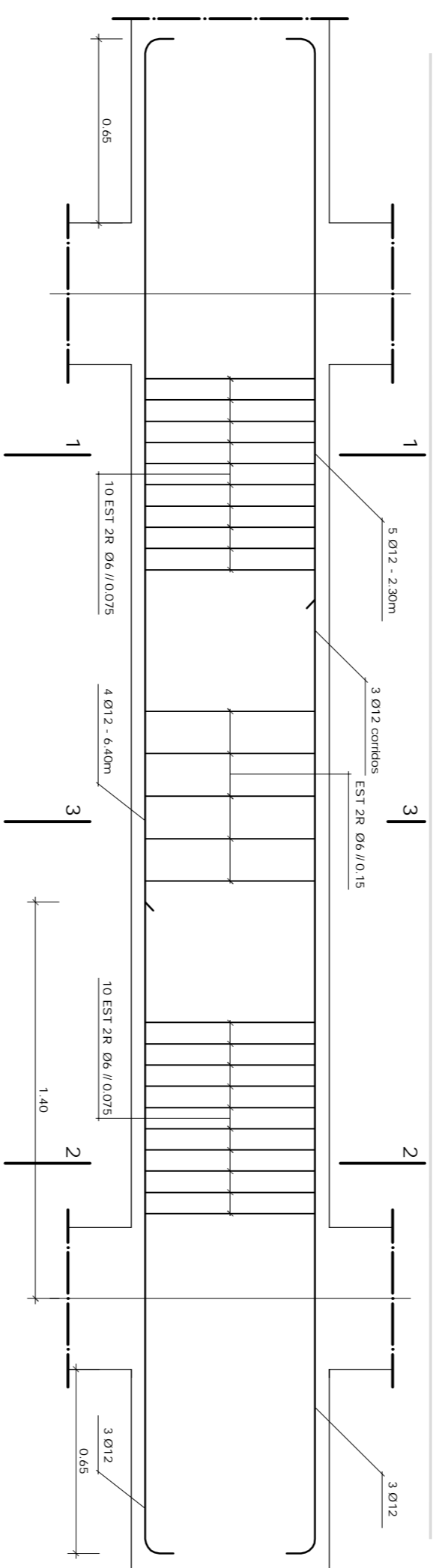
Formosa de amarração dos rebolos
Art. 15.1.1.21 do Regulamento



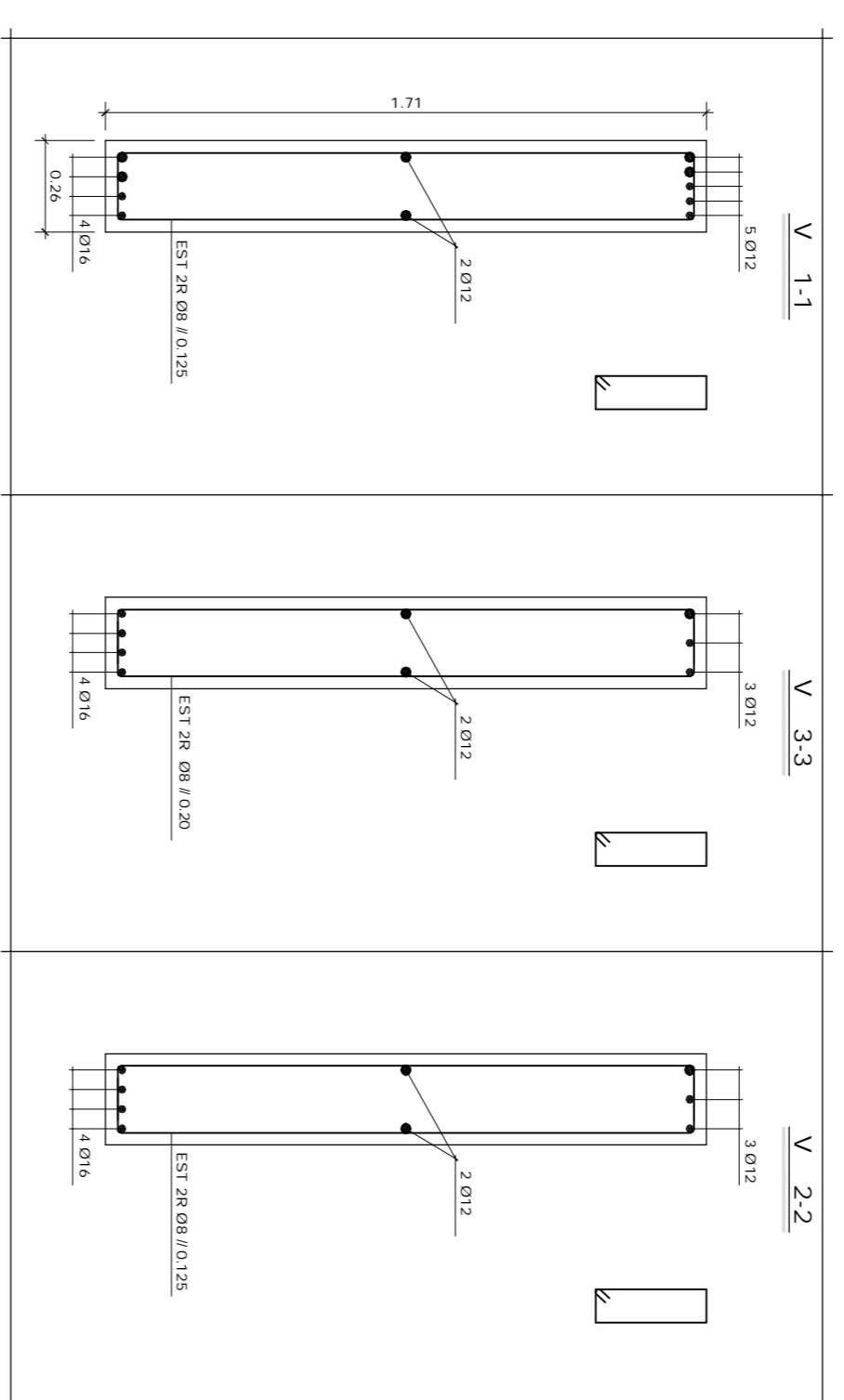
MATERIAIS

BETÃO	MP E200x1	C30/37
Vigas	MP E200x1	C30/37
ACQ	Amolduras Chumbadas	AS201 NR S10
		C

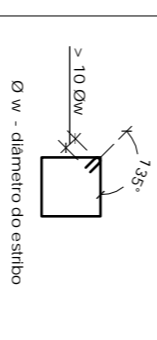
Viga V2



Viga V5



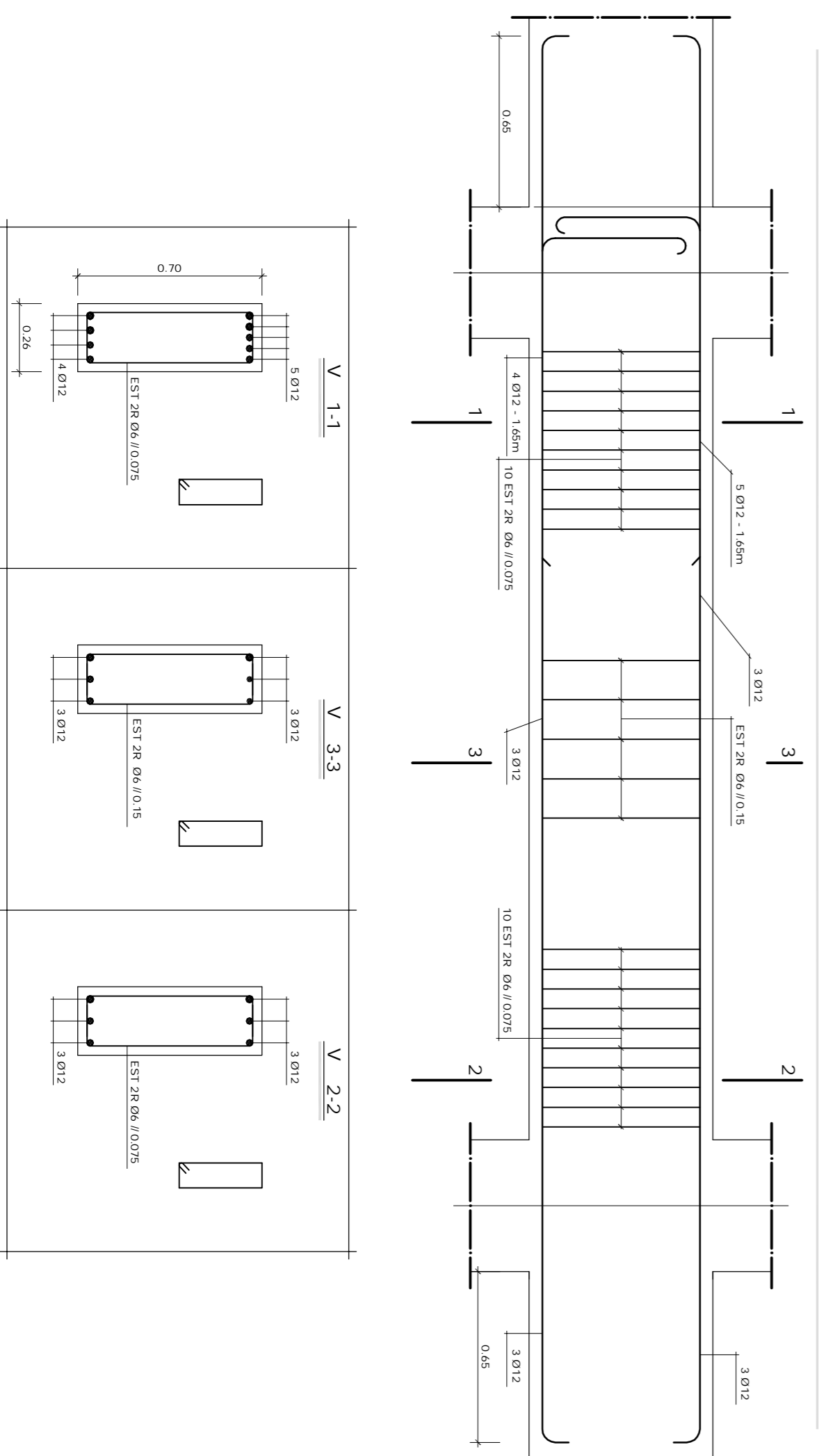
Formosa de amarração dos rebolos
Art. 15.1.1.21 do Regulamento



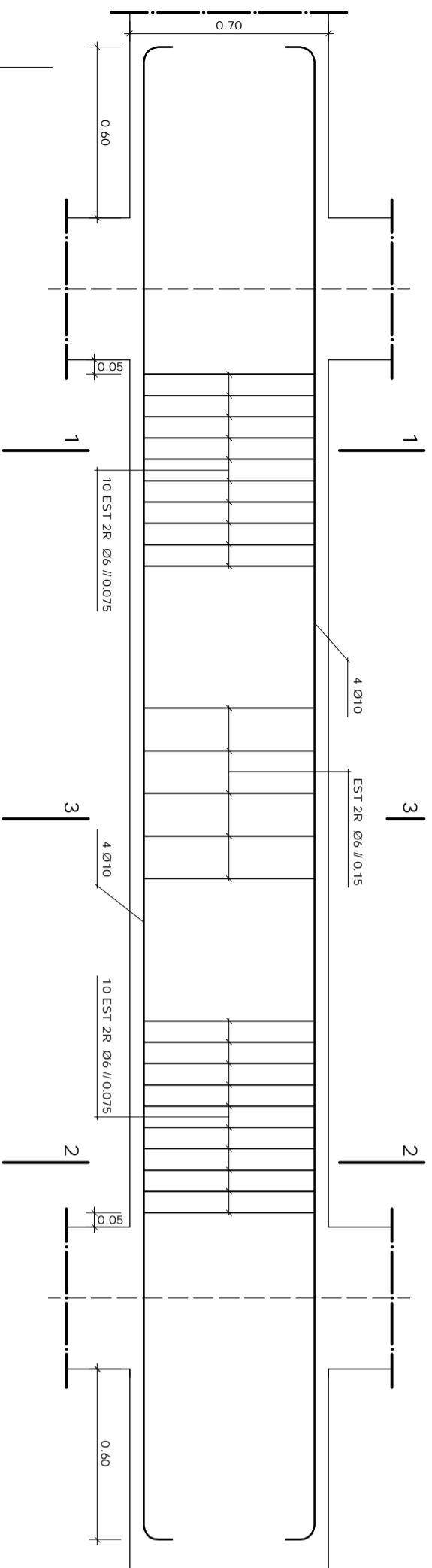
MATERIAIS

BETÃO	MP E200x1	C30/37
Vigas	MP E200x1	C30/37
ACQ	Amolduras Chumbadas	AS201 NR S10
		C

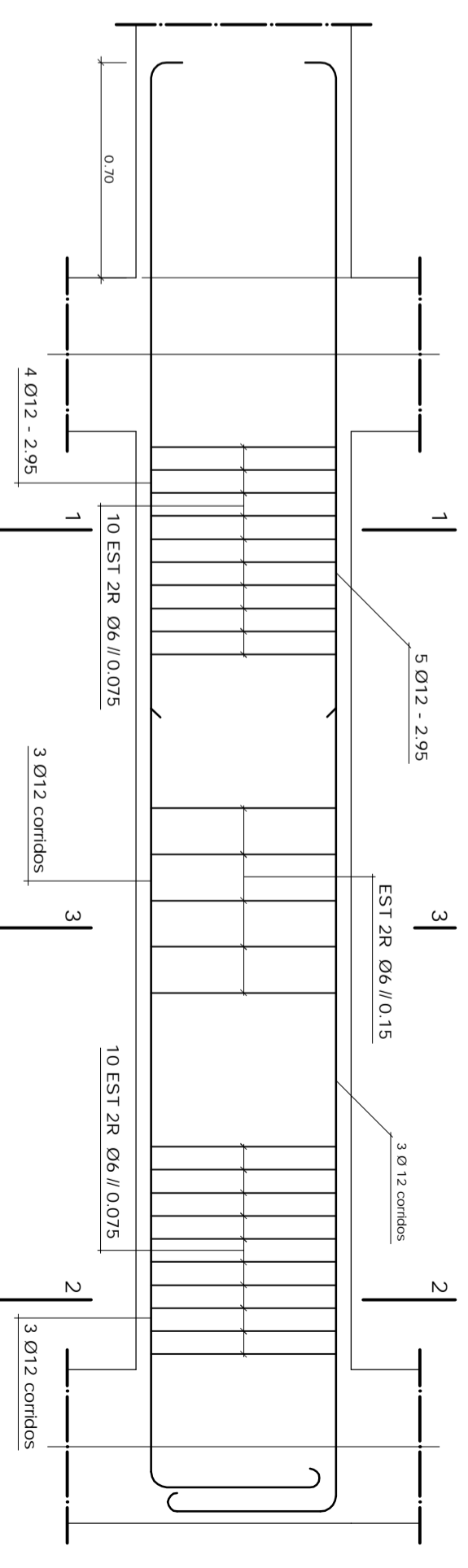
Viga V3



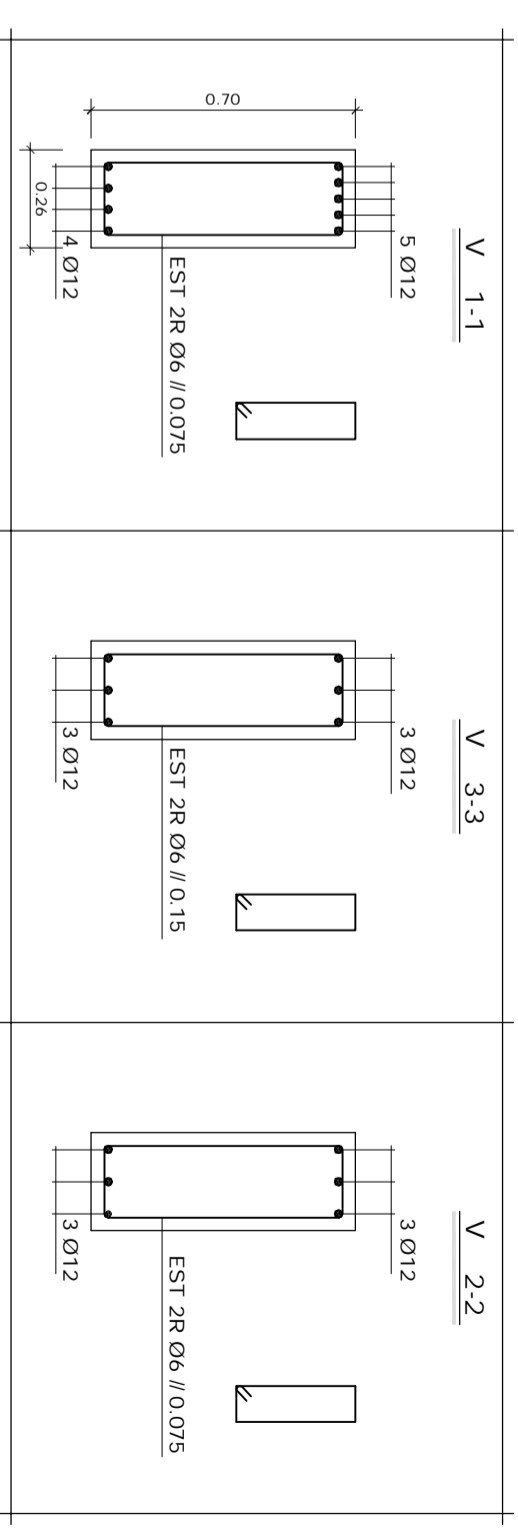
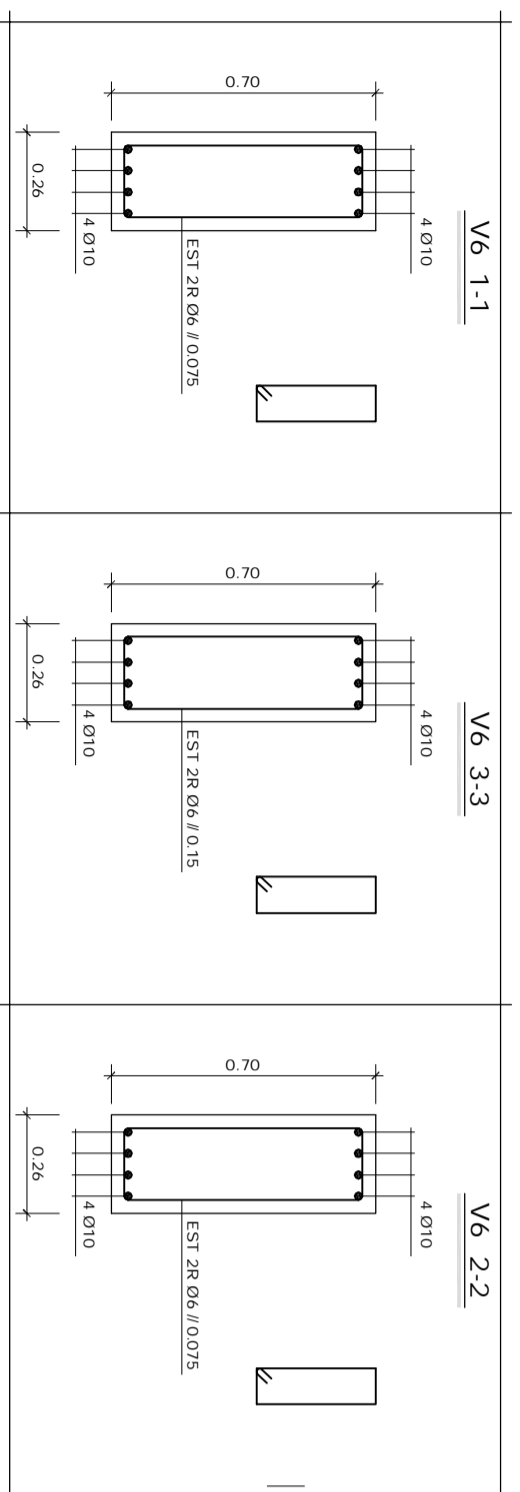
Viga V6



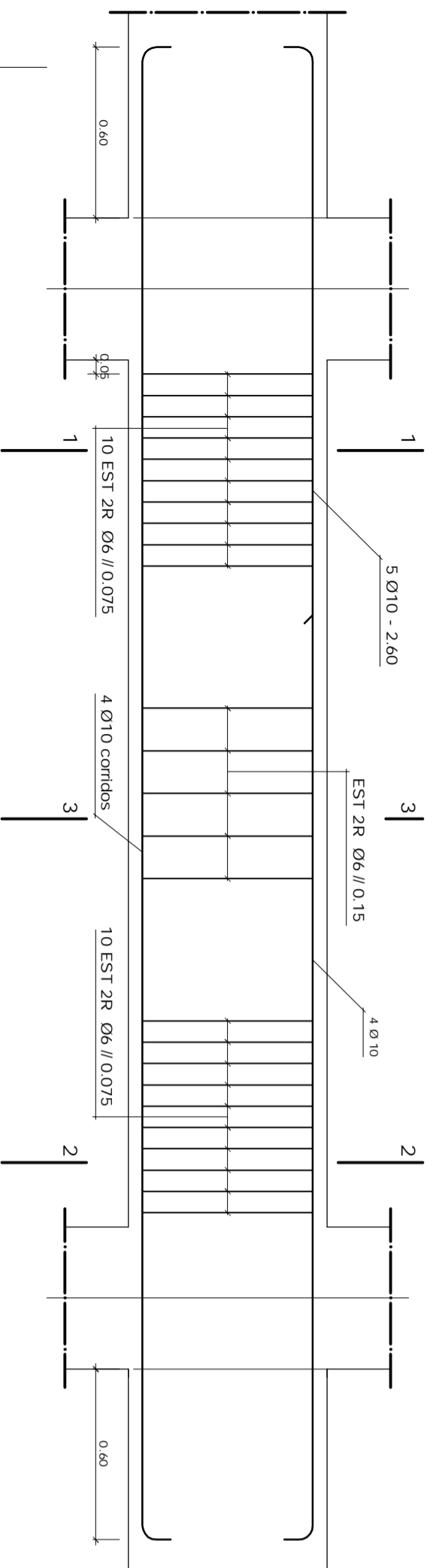
Viga V8



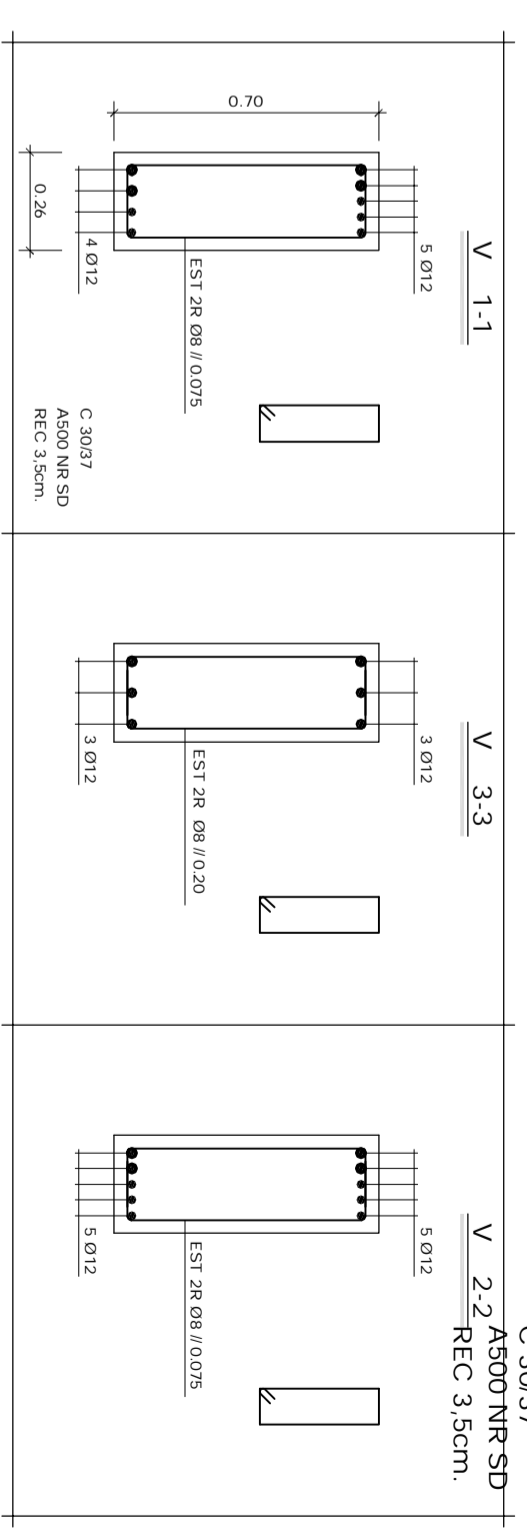
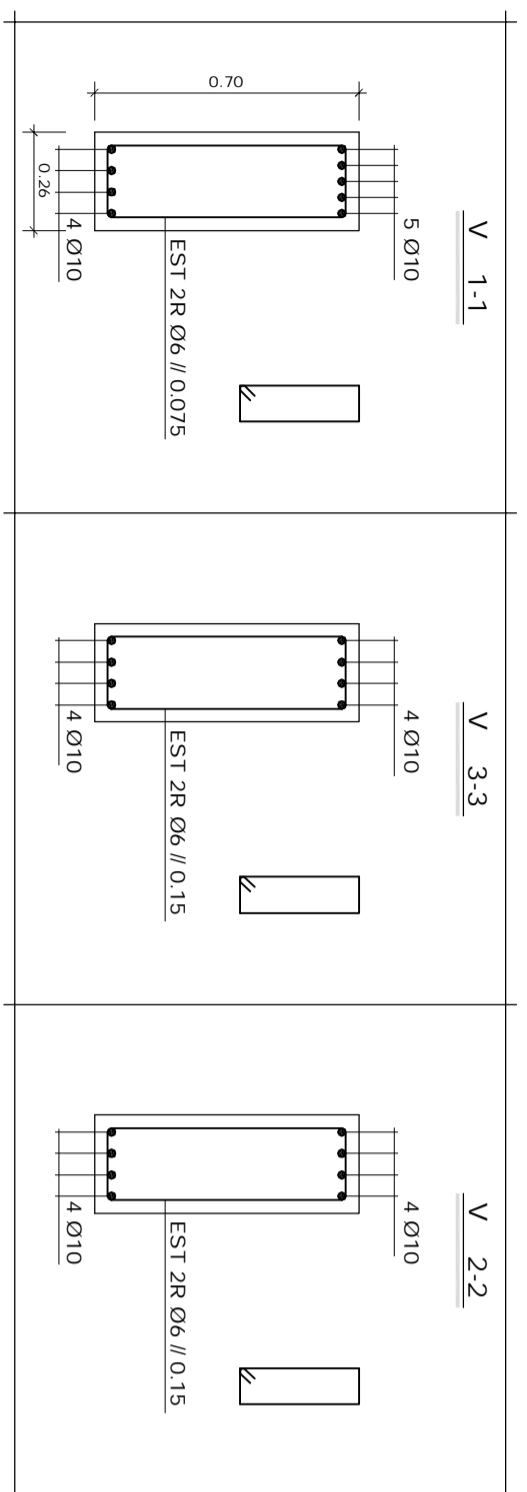
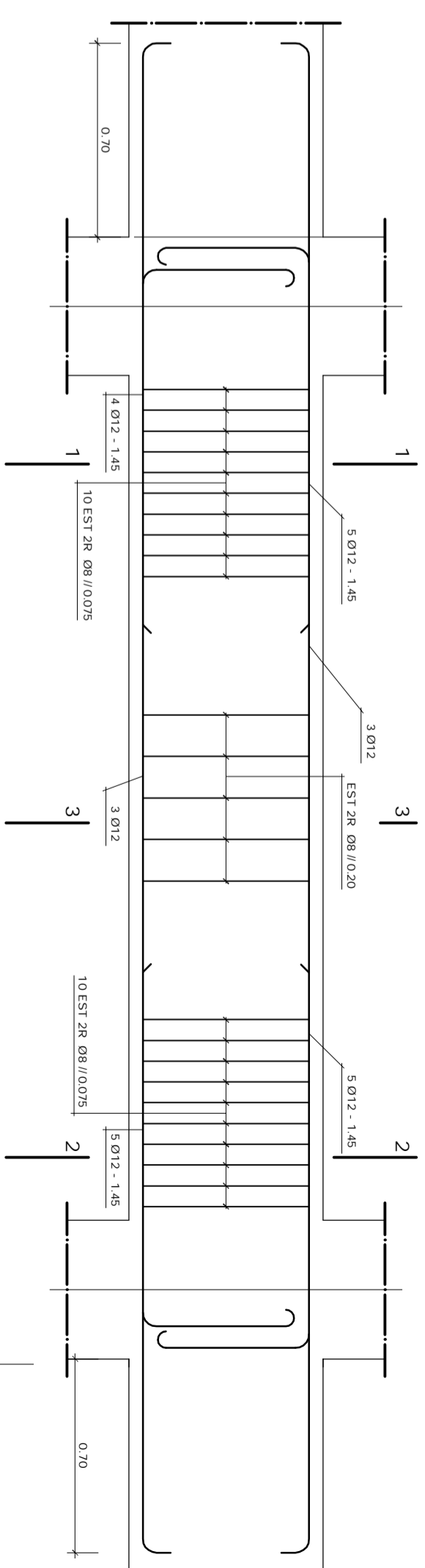
Viga V6



Viga V7



Viga V9



Pormenor de amarração dos estribos
Art. 5.6.1 (2) p do ESB

BETÃO	
Vigas	NP EN206-1 C30/37
	XC3(p)
	C10, f40
	Dmax 25mm S3
	C-35
	C - Recobrimento (mm)
ACO	Armaduras Ordinárias
	A500 NR SD
	C

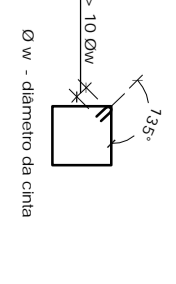


Mestrado em Engenharia Civil
Trabalho Final de Mestrado
Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal
N.º 39518
Setembro 2015

Bloco A
Belo Armado
Vigas
Escala: 1 / 20
Desenho número: 11
Rev0

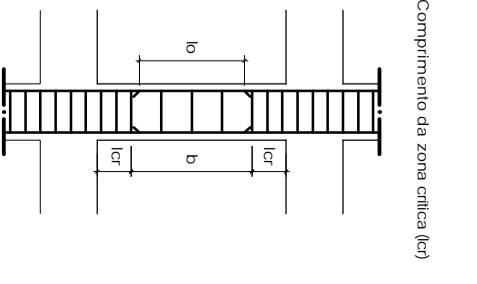
MATERIAIS	
BETÃO	
Placas	NP EN206-1 C30/37
	XC3/Pl CO/40
	Dmax 25mm S3
	C-35
	C = Recobrimento (mm)
ACÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD
	C

Formeio de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) PáG EC8



Comprimento da zona crítica (lc)

Ø Varido	l _{cd}	l _{co}
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,85	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94



Nota:
Aumentar o vão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.

ISSEL
 INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
 ESCOLA POLITÉCNICA DE LISBOA
 Mestrado em Engenharia Civil
 Trabalho Final de Mestrado
 Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal
 N.º 39518
 Setembro 2015

<p style="text-align: center;">Pilar P8</p> <p style="text-align: center;">Pilar P8</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P9</p> <p style="text-align: center;">Pilar P9</p>	<p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p> <p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P14</p> <p style="text-align: center;">Pilar P14</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P15</p> <p style="text-align: center;">Pilar P15</p>
<p style="text-align: center;">Pilar P1</p> <p style="text-align: center;">Pilar P1</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P8</p> <p style="text-align: center;">Pilar P8</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P9</p> <p style="text-align: center;">Pilar P9</p>	<p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p> <p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P14</p> <p style="text-align: center;">Pilar P14</p>
<p style="text-align: center;">Pilar P1</p> <p style="text-align: center;">Pilar P1</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P8</p> <p style="text-align: center;">Pilar P8</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P9</p> <p style="text-align: center;">Pilar P9</p>	<p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p> <p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P14</p> <p style="text-align: center;">Pilar P14</p>
<p style="text-align: center;">Pilar P1</p> <p style="text-align: center;">Pilar P1</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P8</p> <p style="text-align: center;">Pilar P8</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P9</p> <p style="text-align: center;">Pilar P9</p>	<p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p> <p style="text-align: center;">Pilares P10, P11, P12 e P13</p>	<p style="text-align: center;">Pilar P14</p> <p style="text-align: center;">Pilar P14</p>

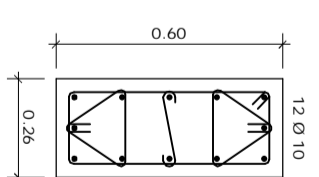
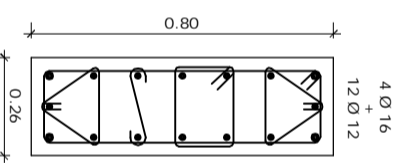
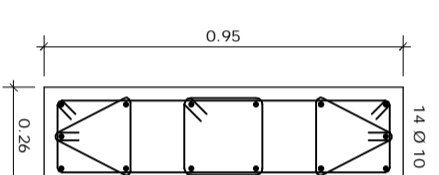
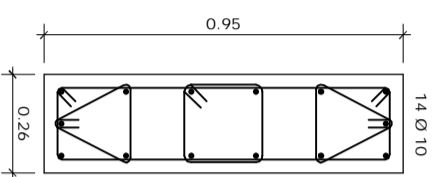
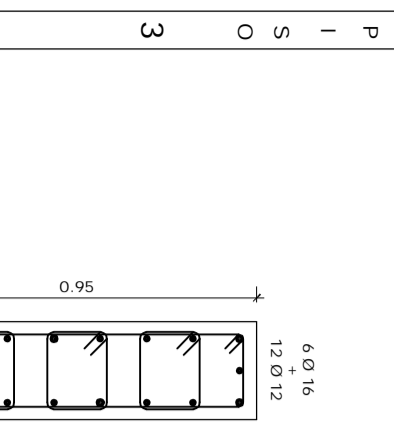
Pilar P16

Pilares P20, P21, P22, P23 e P24

Pilares P25 e P26

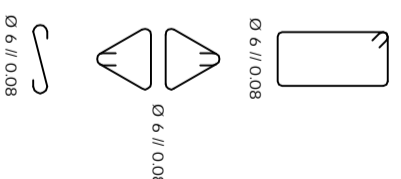
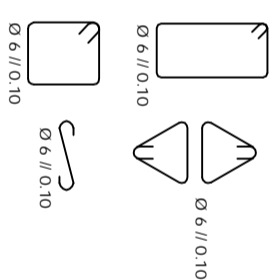
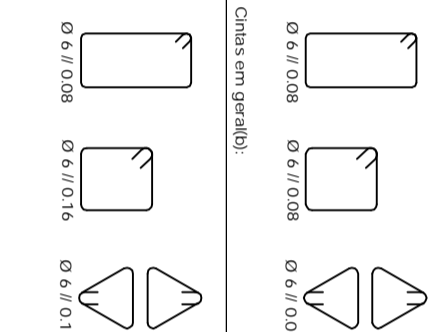
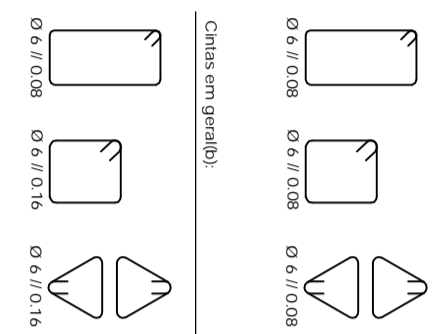
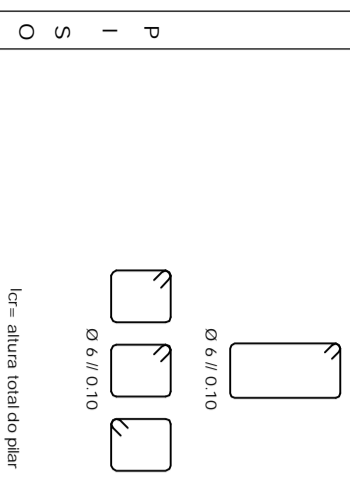
Pilar P30

Pilares P31 P32



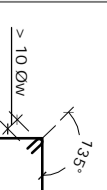
MATERIAIS

BETÃO	
Pilares	NP EN206-1 C30/37
	XC3/P
	CO/40
	Dmax 25mm
	S3
	C-35
	C = Recobrimento (mm)
ACÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C



Pormenor de amarração das chitas

Art.º 5.6.1 (2) P4 do ECR

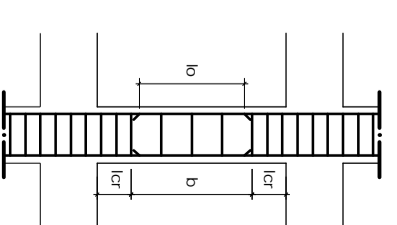


Ø w - diâmetro da chita

Comprimento da amarração (l_{ar}) e comprimento de sobreposição (l_o)

Ø Varão	l _{ar}	l _o
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,85	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94

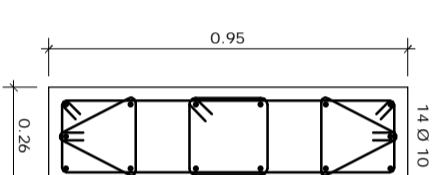
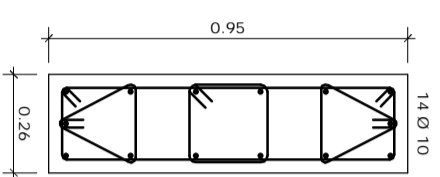
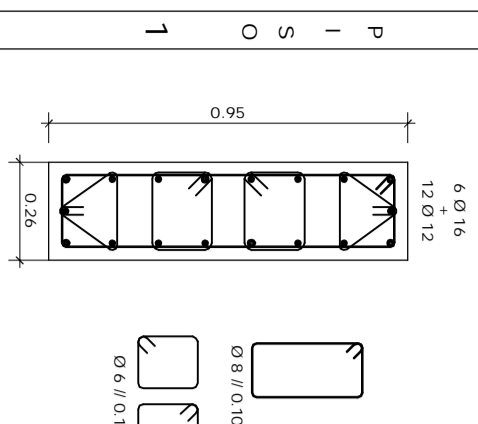
Comprimento da zona crítica (l_{cr})



Nota:
A memento do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.



Mestrado em Engenharia Civil
Trabalho Final de Mestrado
Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal
N.º 39518
Setembro 2015
Bisco A
Belo Armado
Pilares
Escala: 1 / 20
Desenho número: 13
Rev0



Pilar P16

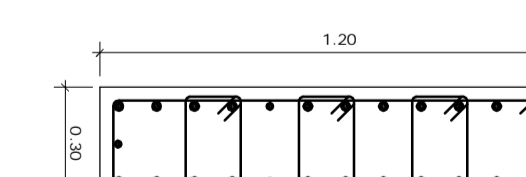
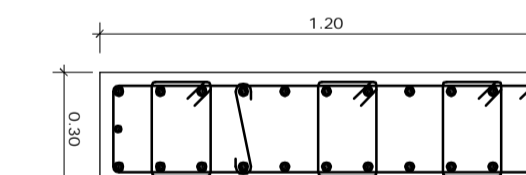
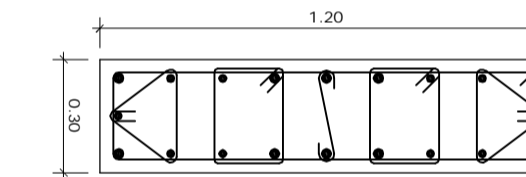
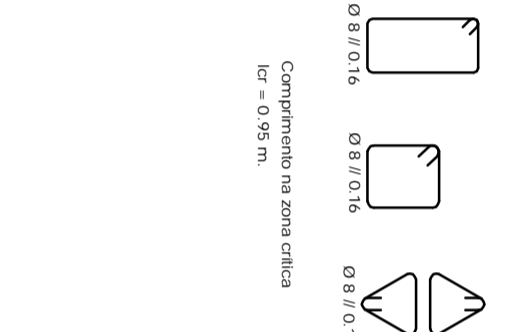
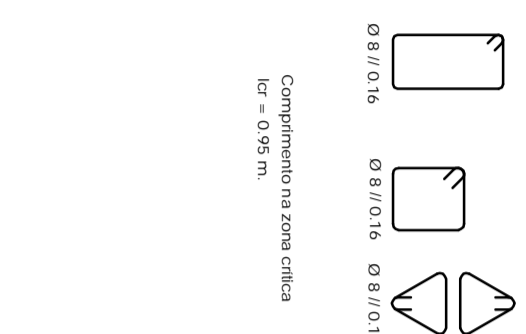
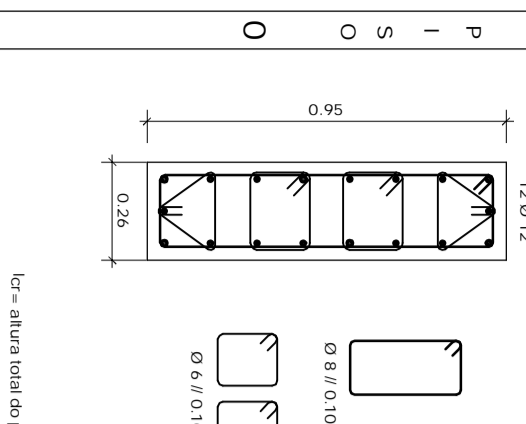
Pilares P20, P21, P22, P23 e P24

Pilares P25 e P26

Pilar P30

Pilar P31

Pilar P32



Pilar P16

Pilares P20, P21, P22, P23 e P24

Pilares P25 e P26

Pilar P30

Pilar P31

Pilar P32

Pilar P16

Pilares P20, P21, P22, P23 e P24

Pilares P25 e P26

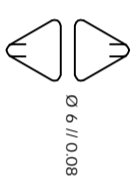
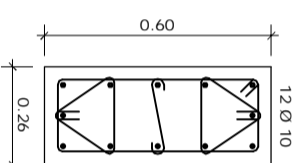
Pilar P30

Pilares P31 P32

3 P I S O

MATERIAIS

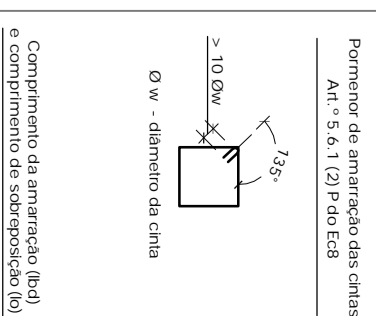
BETÃO	
Pilares	NP-EN206-1 C30/37
XC3/P	CO/40
Dmax 25mm	S3
C-35	
C = Recobrimento (mm)	
ACÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD C



Cintas:
Zona intermediária Ø 6 // 0.20
Icr = 0.60 m Ø 6 // 0.08

3 P I S O

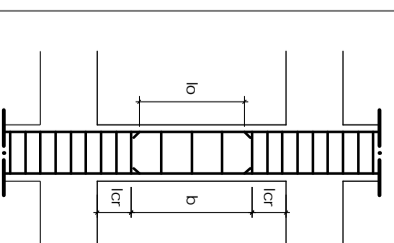
2 P I S O



Comprimento da amarração (l_{ar}) e comprimento de sobreposição (l_o)

Ø Varão	l _{ar}	l _o
Ø 12	0.65	0.95
Ø 16	0.85	1.25
Ø 20	1.05	1.55
Ø 25	1.29	1.94

Comprimento da zona crítica (l_{cr})

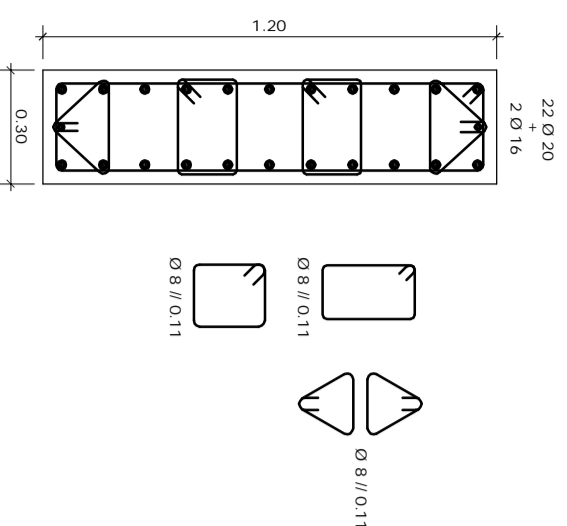


Nota:
Aumentar o vão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.

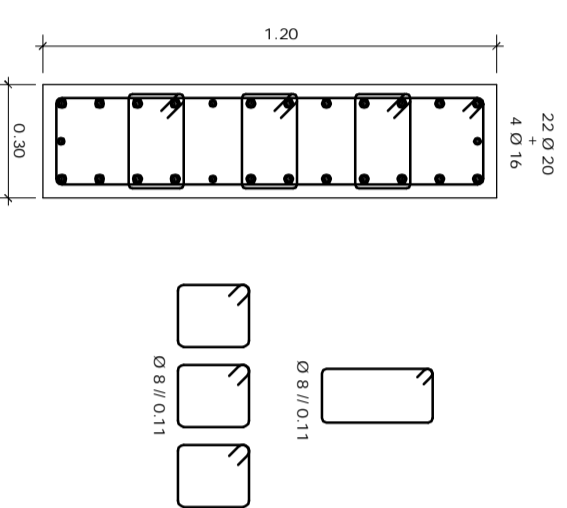
1 P I S O

1 P I S O

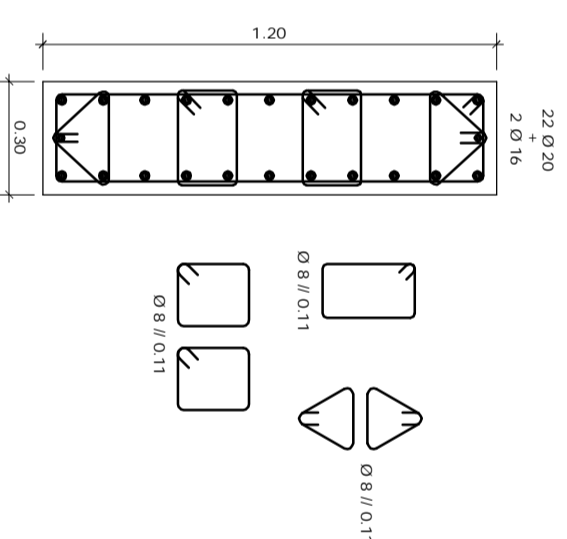
Pilar P33



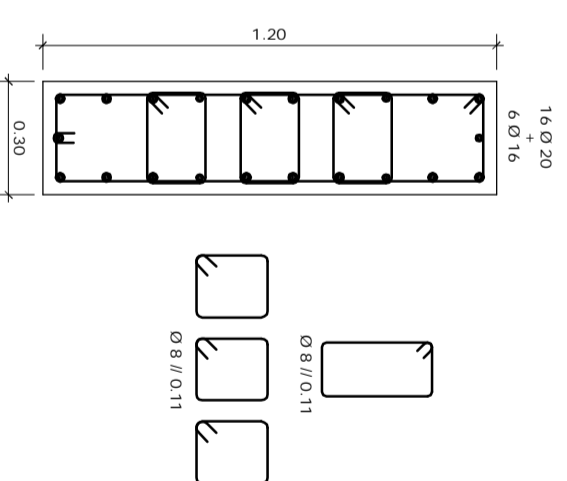
Pilares P34 e P35



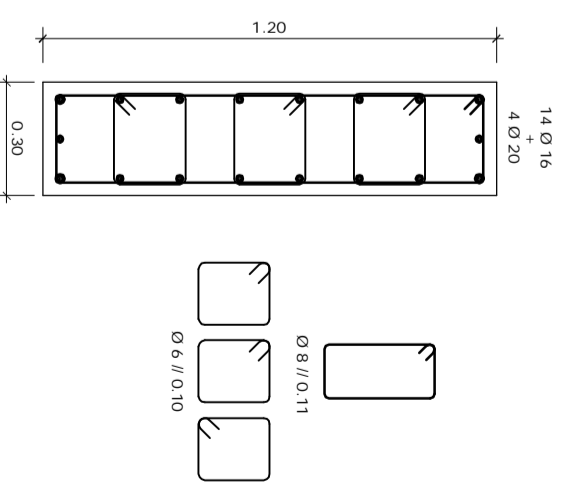
Pilar P36



Pilar P37



Pilar P38



0 P I S O

0 P I S O



Mestrado em Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marquês Pinhal

N.º 39518

Setembro 2015

Bloco A

Belaço Armado

Pilares

Escala: 1 / 20

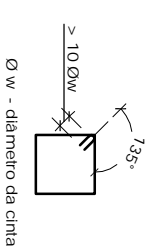
Revo

MATERIAIS

BETÃO	
Pilares	
NP EN 206-1	C30/37
XC3(P)	C10,40
Dmax 25mm	S3
C=35	
C = Recobrimento (mm)	

AÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C

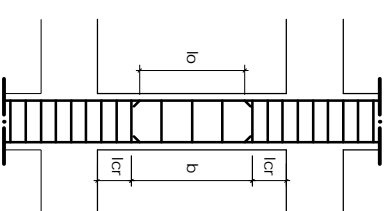
Pormenor de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do EC8



Comprimento da amarração (l_{bd}) e comprimento de sobreposição (l_o)

\varnothing Varão	l _{bd}	l _o
$\varnothing 12$	0,65	0,95
$\varnothing 16$	0,85	1,25
$\varnothing 20$	1,05	1,55
$\varnothing 25$	1,29	1,94

Comprimento da zona crítica (l_{cr})



Nota:
A emenda do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.

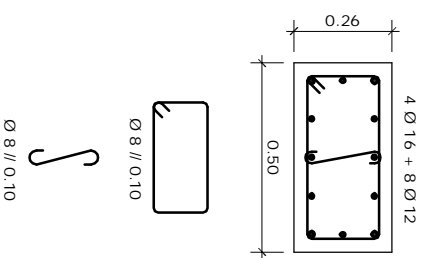


Mestrado em Engenharia Civil
Trabalho Final de Mestrado
Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal
N.º 39518
Setembro 2015

Bloco A
Beirão Amado
Pilares
Escala: 1 / 20
Desenho número: 15

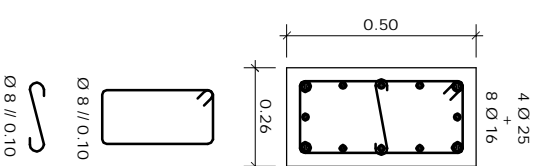
P
I
L
A
R
E
S

Pilar P41



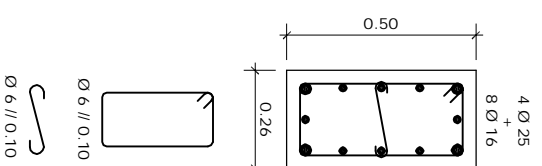
Cintas :
Zona Intermediária) Ø8 // 0.20
l_{cr} = 0.50 m Ø8 // 0.10

Pilar P42



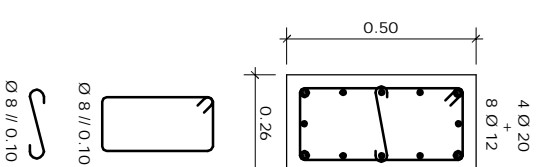
Cintas :
Zona Intermediária) Ø8 // 0.20
l_{cr} = 0.50 m Ø8 // 0.10

Pilar P45



Cintas :
Zona Intermediária) Ø6 // 0.20
l_{cr} = 0.50 m Ø6 // 0.10

Pilar P46



Cintas :
Zona Intermediária) Ø8 // 0.20
l_{cr} = 0.50 m Ø8 // 0.10

P
I
L
A
R
E
S

Pilar P41

Pilar P42

Pilar P45

Pilar P46

P
I
L
A
R
E
S

Pilar P41

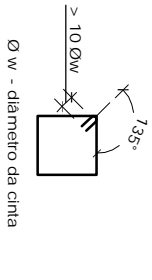
Rev0

MATERIAIS

BETÃO	
Pilares	
NIP EN206-1	C30/37
XC3(P)	C10,40
Dmax 25mm	S3
C=35	
C = Recobrimento (mm)	

AÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C

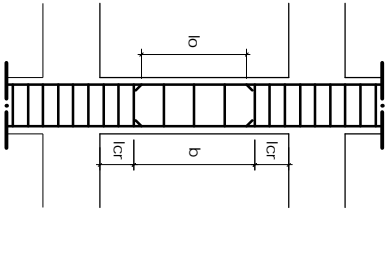
Pormenor de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do Ec8



Comprimento da amarração (lbd)
e comprimento da sobreposição (lo)

\varnothing Varão	lbd	lo
$\varnothing 12$	0,65	0,95
$\varnothing 16$	0,85	1,25
$\varnothing 20$	1,05	1,55
$\varnothing 25$	1,29	1,94

Comprimento da zona crítica (lcr)



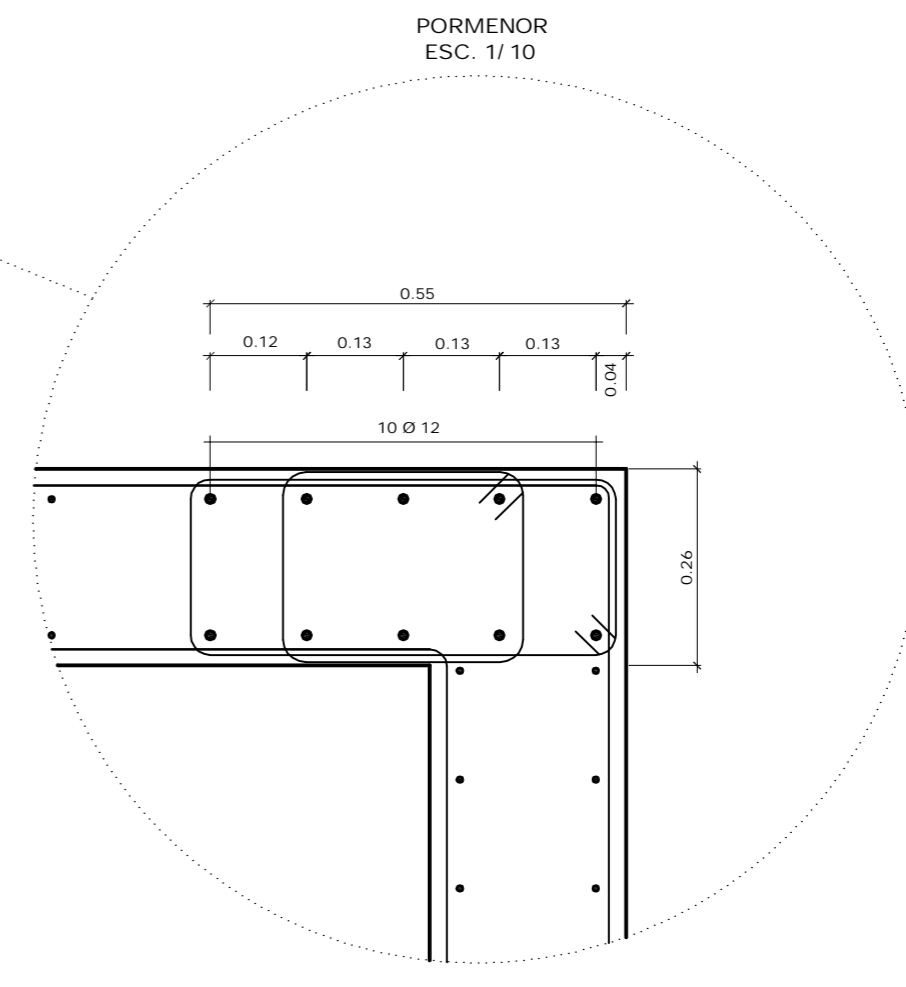
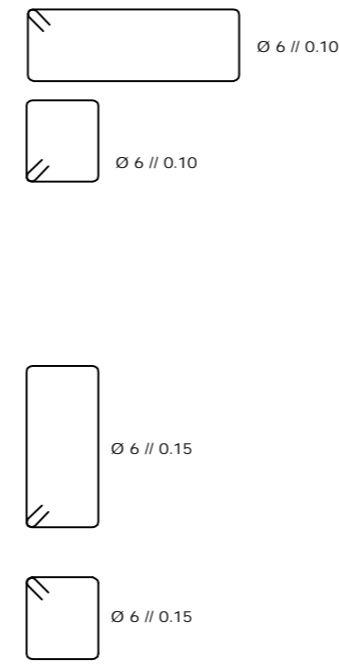
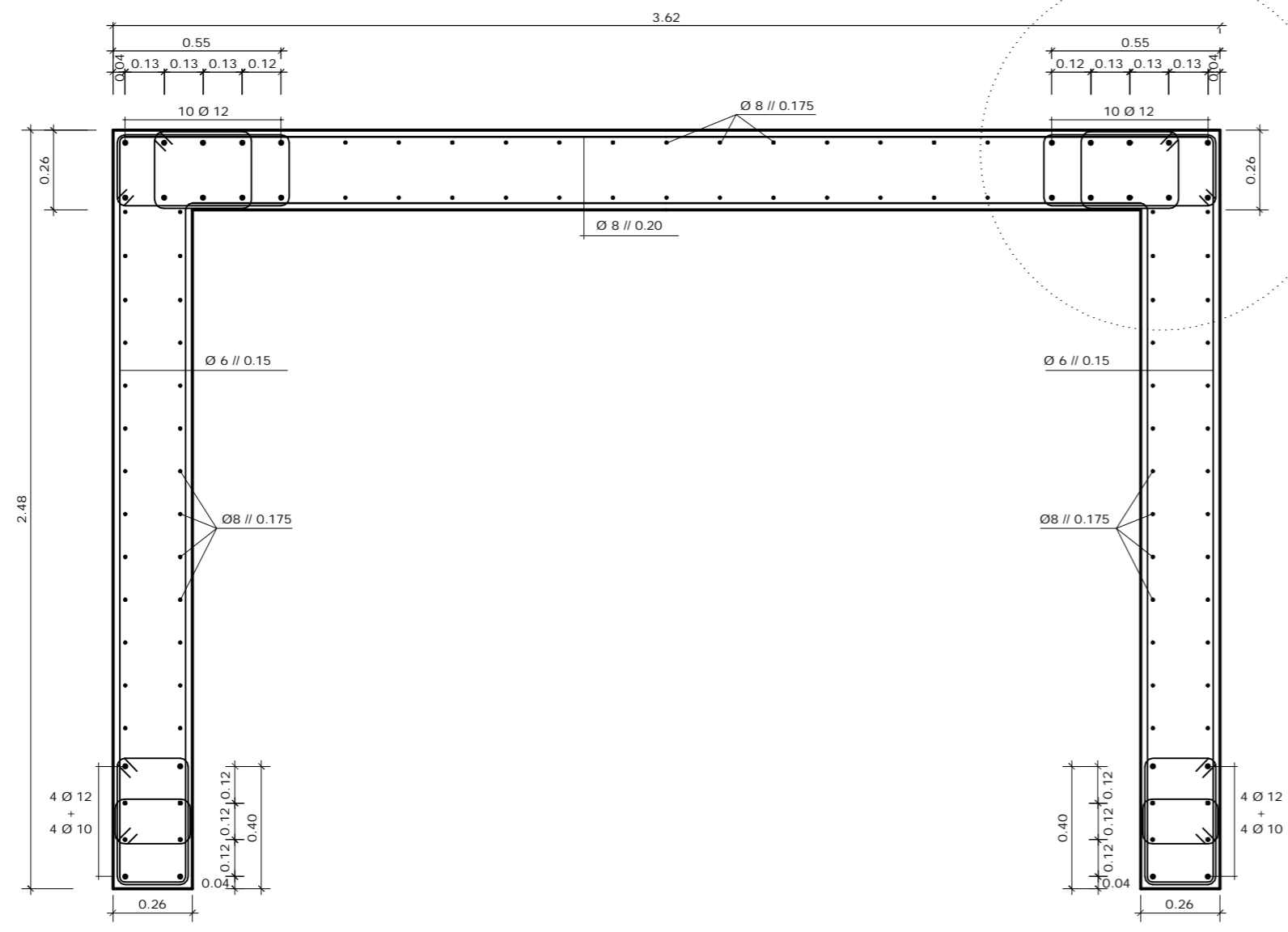
Nota:
A emenda do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.



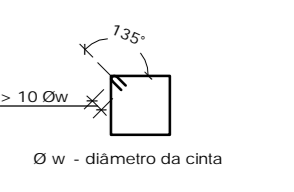
Mestrado em Engenharia Civil
Trabalho Final de Mestrado
Realizado por:
Francisco Pedro Marquês Pinhal
N.º 39518
Setembro 2015

Bloco A
Beirão Amado
Pilares
Escala: 1 / 20
Desenho número: 16

P I L A R E S P 5 0 e P 5 1		P I L A R P 5 2	
<p>Pilar P50</p> <p>Cintas : Zona Intermediária(b) Ø 8 // 0,20 lcr = 0,45 m Ø 8 // 0,10</p>	<p>Pilar P51</p> <p>Cintas : Zona Intermediária(b) Ø 6 // 0,20 lcr = 0,45 m Ø 6 // 0,10</p>	<p>Pilar P52</p> <p>Cintas : Zona Intermediária(b) Ø 6 // 0,20 lcr = 0,50 m Ø 6 // 0,10</p>	<p>Pilares P52 , P53 , P54 e P55</p> <p>Cintas : Zona Intermediária(b) Ø 6 // 0,20 lcr = 0,55 m Ø 6 // 0,10</p>
<p>P I L A R P 5 0</p>	<p>P I L A R P 5 1</p>	<p>P I L A R P 5 2</p>	<p>P I L A R E S P 5 2 , P 5 3 , P 5 4 e P 5 5</p>

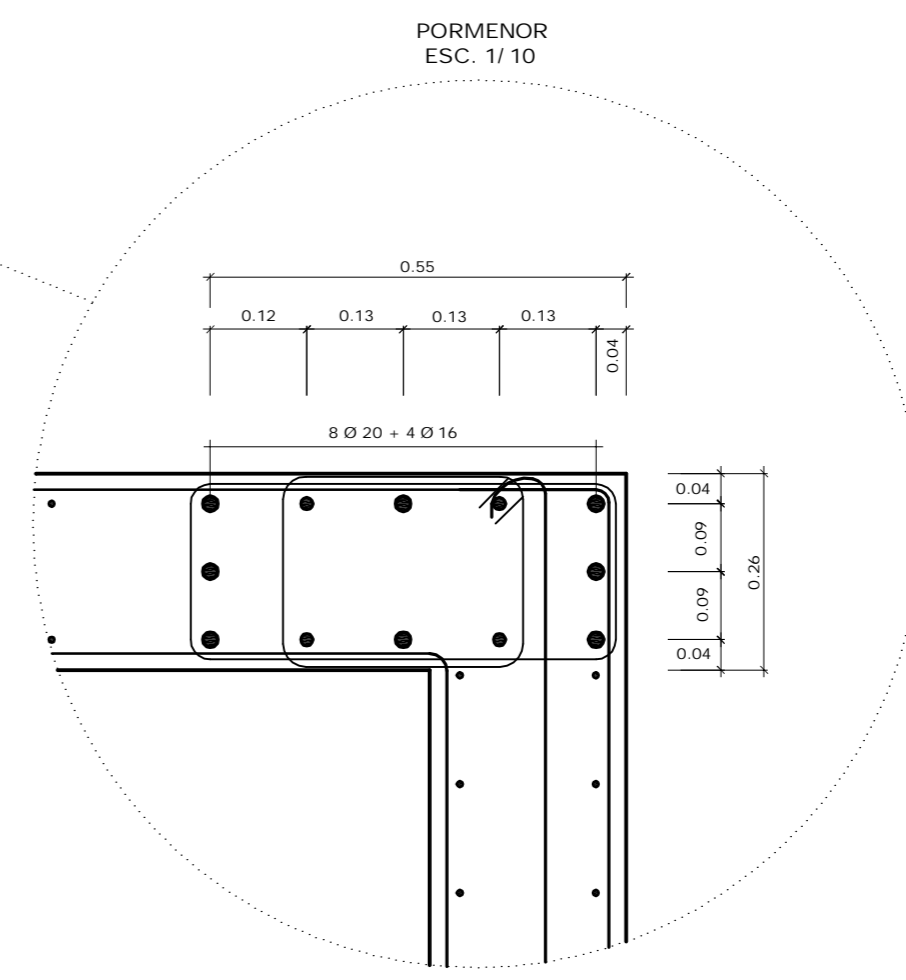
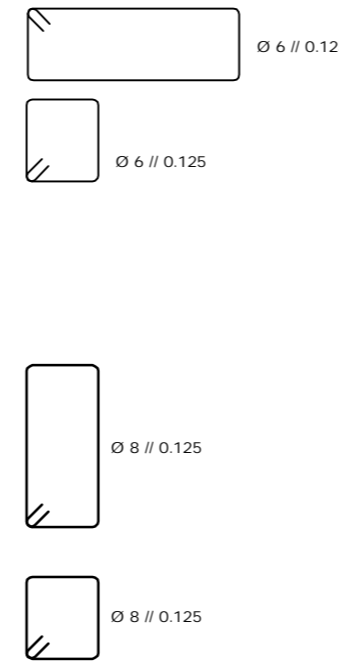
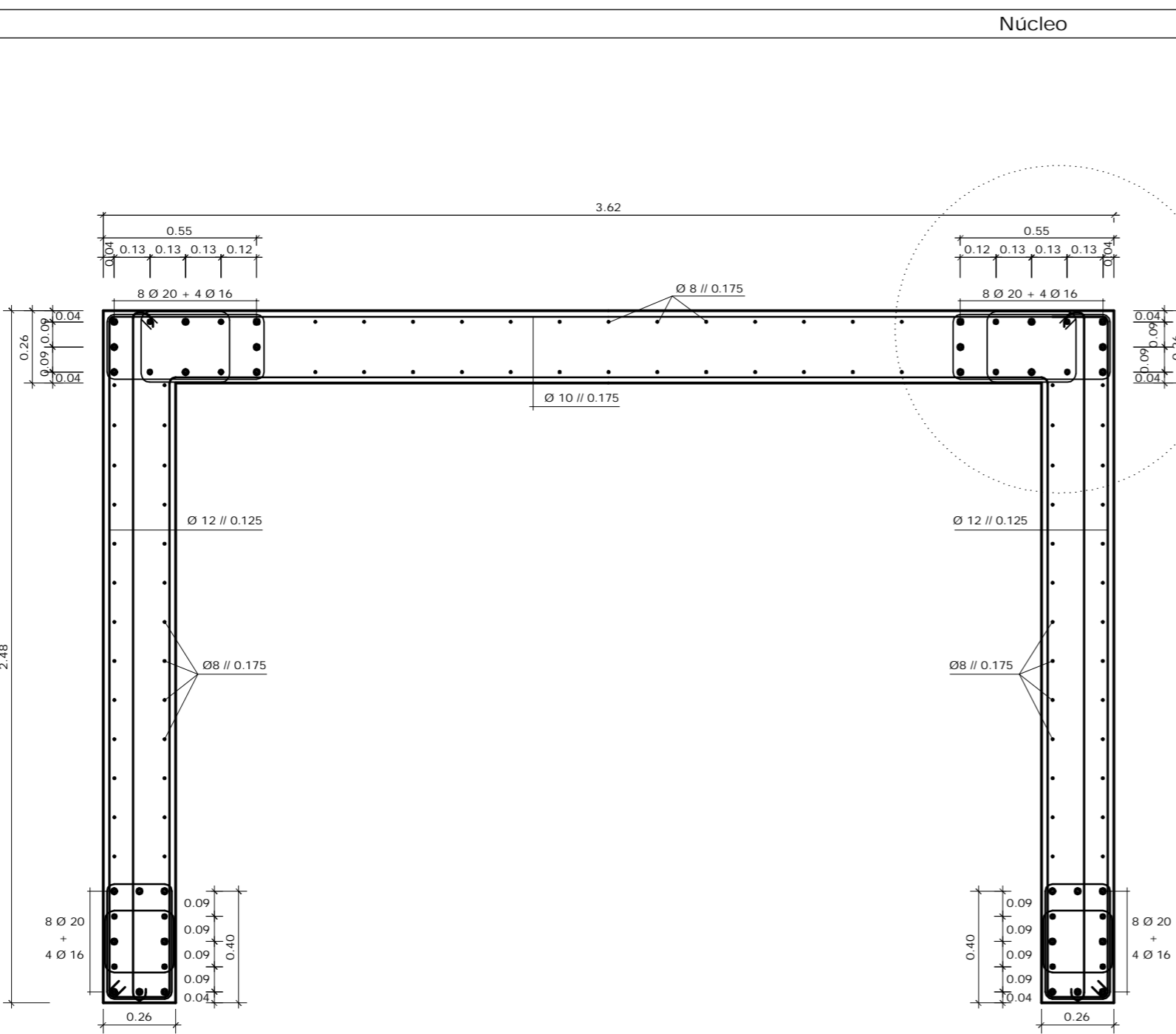
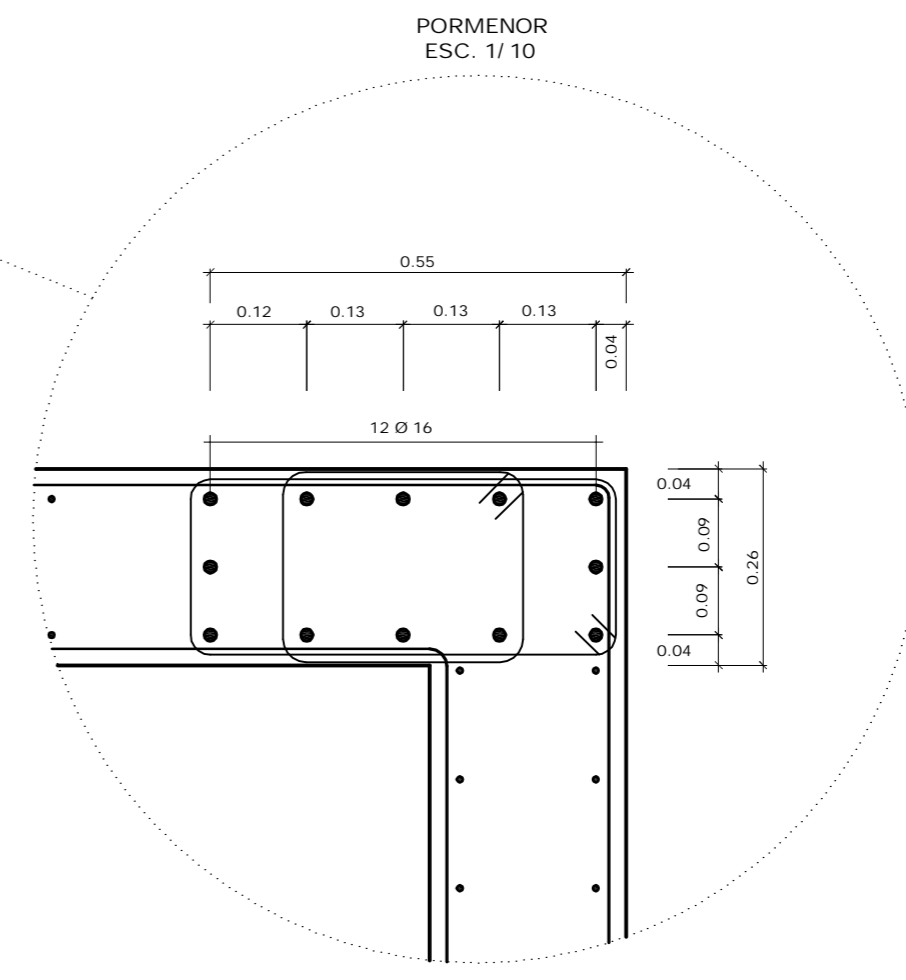
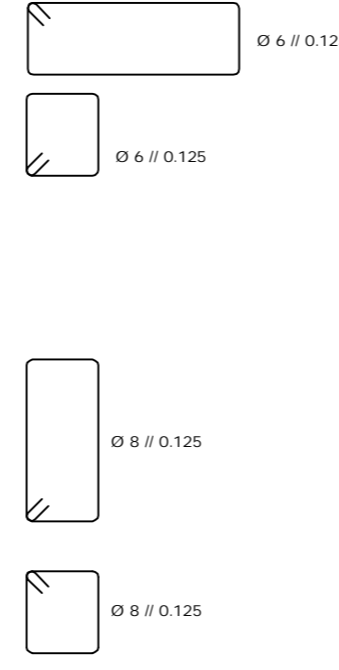
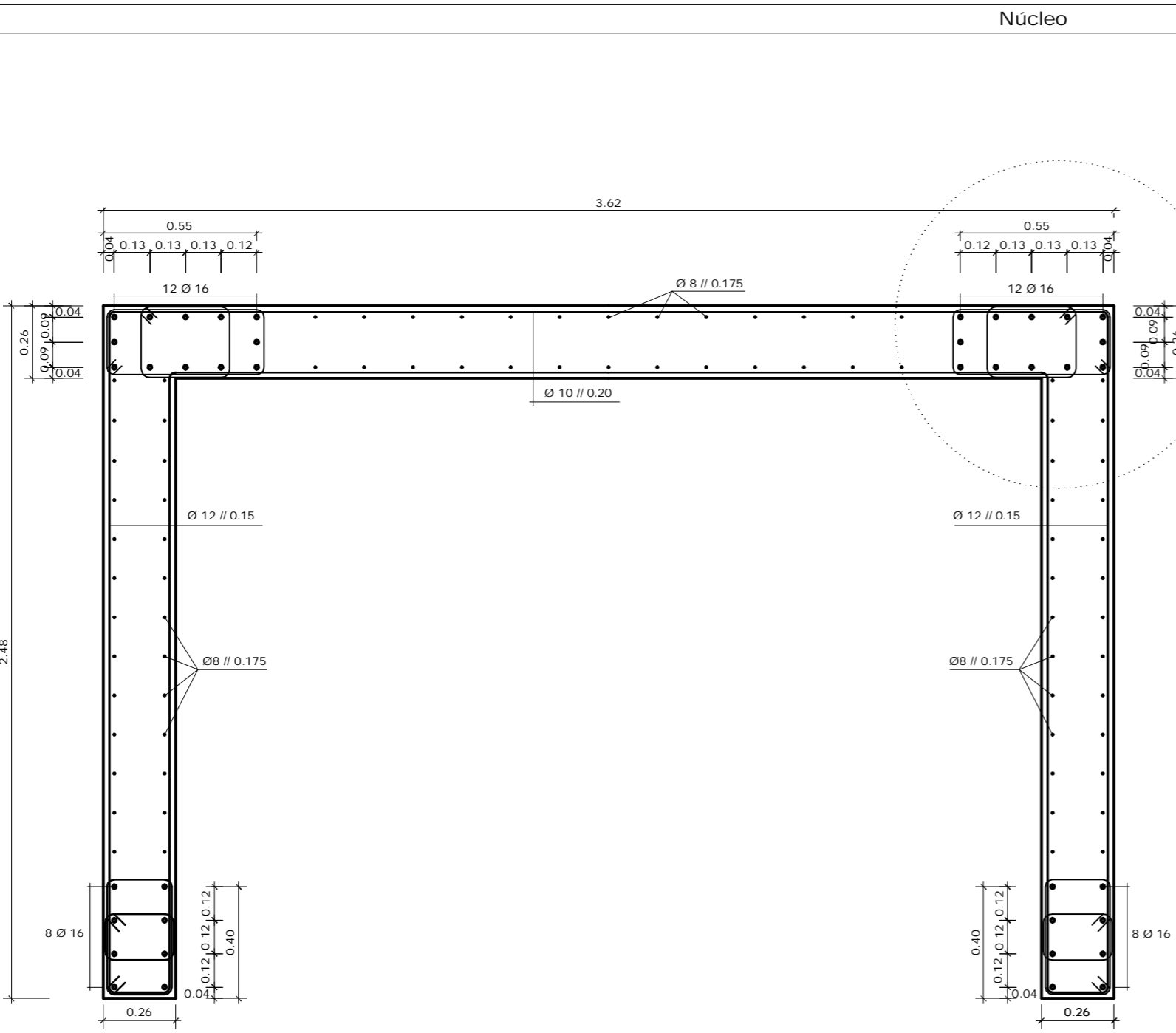


Pormenor de amarração das cristas

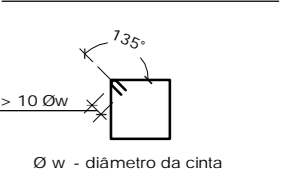


MATERIAIS

BETÃO	
Paredes	NP EN206-1 C30/37
XC3/39	Cl. 40
D _{max} 25mm	S3
C=35	
C=	Recobrimento (mm)
AÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD C

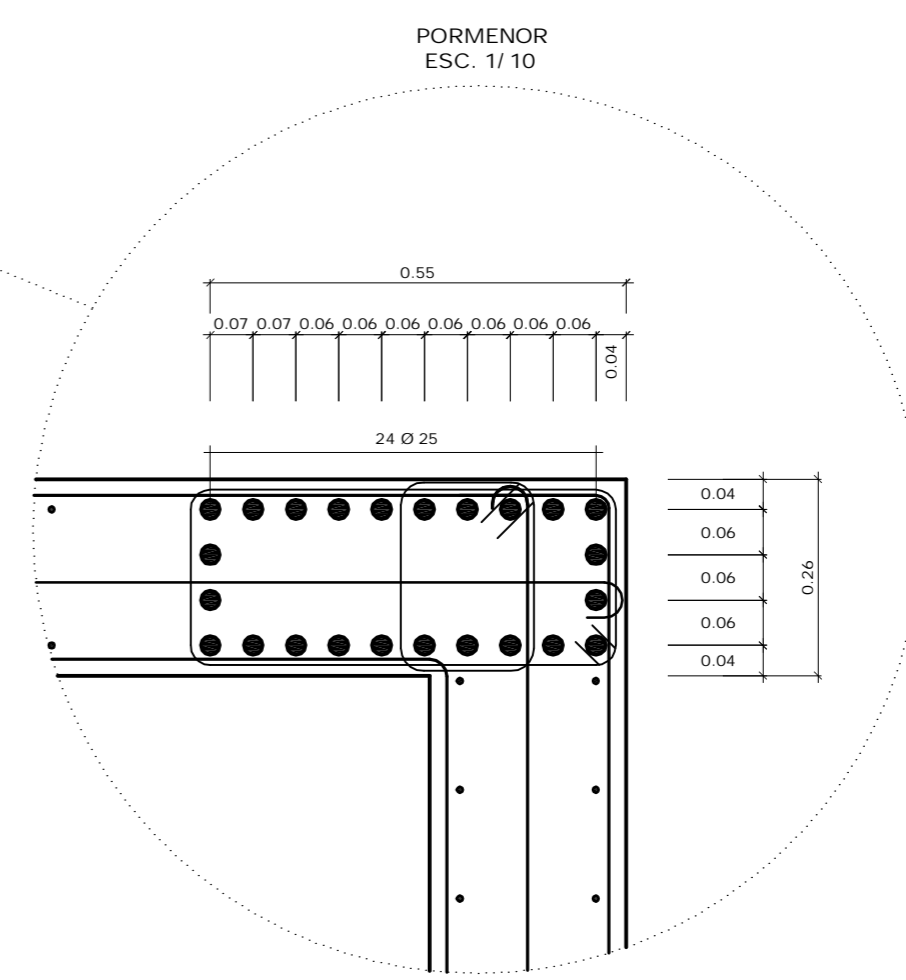
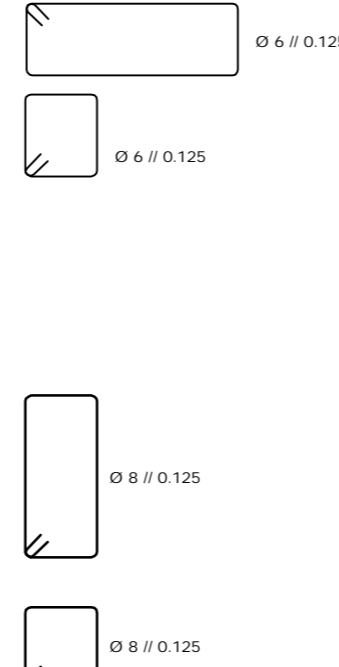
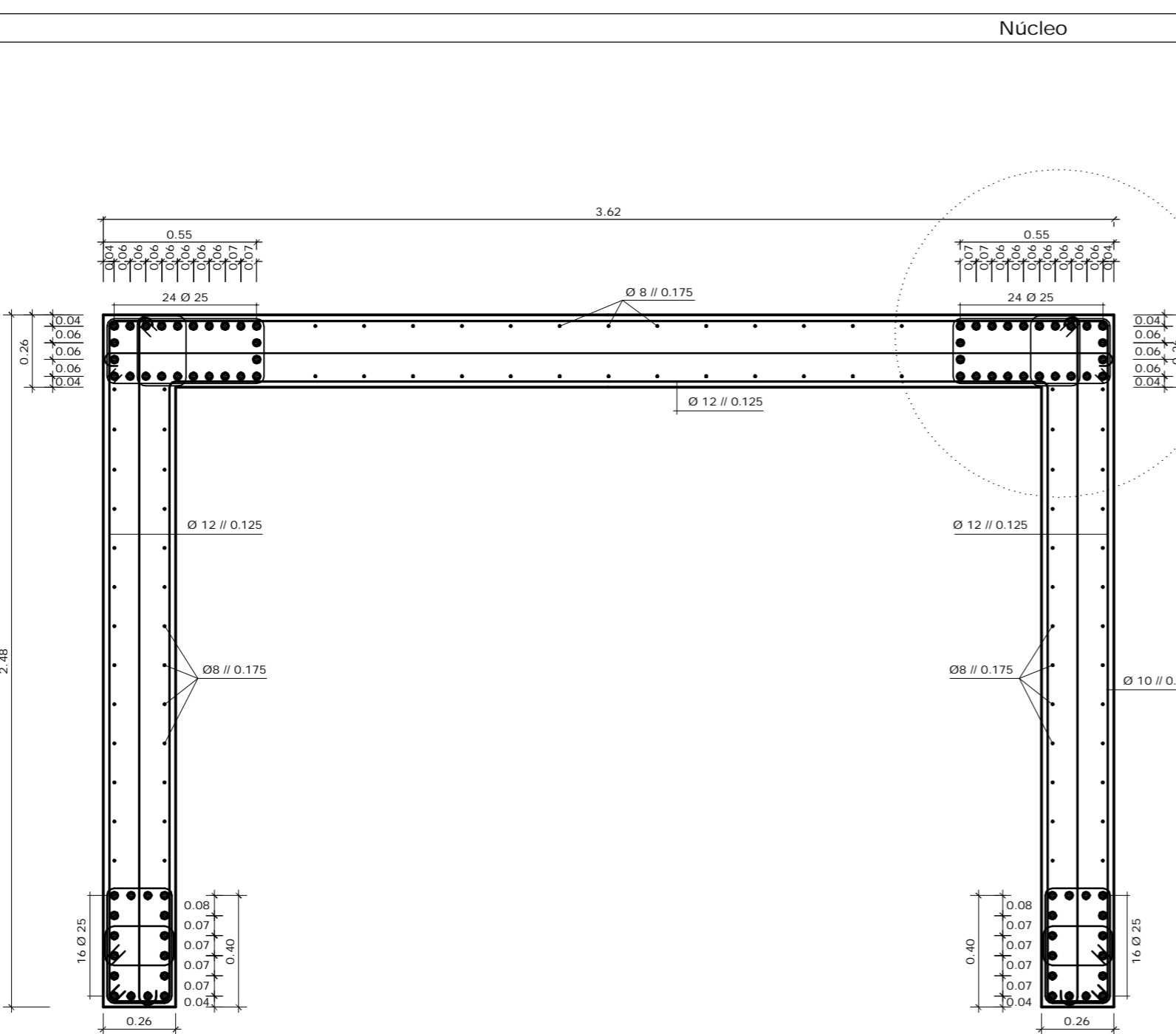


Pormenor de amarração das cristas



MATERIAIS

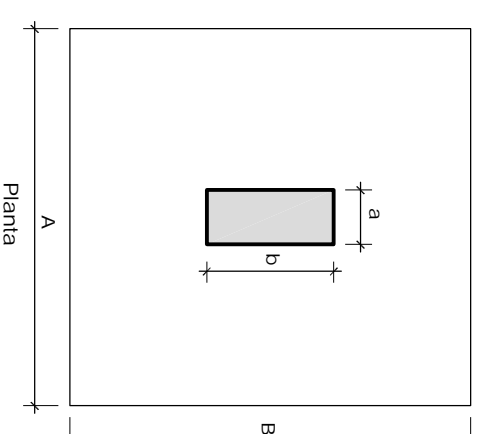
BETÃO	
Paredes	NP EN206-1 C30/37
XC3/39	Cl. 40
D _{max} 25mm	S3
C=35	
C=	Recobrimento (mm)
AÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD C



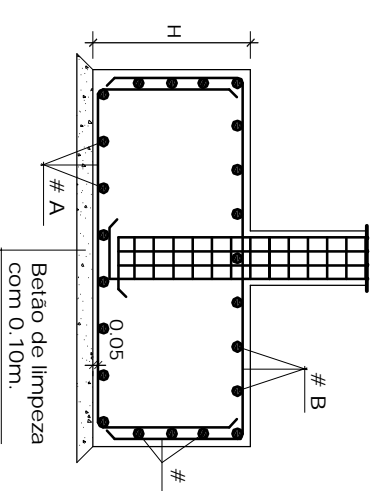
QUADRO DE SAPATAS

Designação do Pilar	Dimensão do Pilar (m)		Dimensões da Sapata (m)		Altura da Sapata H (m)	Armaduras	
	a	b	A	B		# A	# B
P 1	0.26	0.80	2.10	2.60	0.95	# Ø 12 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 8	0.26	0.95	2.20	2.90	1.00	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 9	0.70	0.45	2.90	2.65	1.10	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 10	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 11	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 12	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 13	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 14	0.70	0.45	3.00	2.75	1.15	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 15	0.95	0.26	3.40	2.70	1.25	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 16	0.26	0.95	2.10	2.80	0.95	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 20	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 21	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 22	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 23	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 24	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 25	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 26	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 30	0.30	1.20	2.60	3.50	1.25	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 31	0.30	1.20	2.85	3.75	1.30	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 32	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 33	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 34	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 35	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 36	0.30	1.20	2.75	3.60	1.20	# Ø 16 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 37	0.30	1.20	2.85	3.75	1.30	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 38	0.30	1.20	2.45	3.35	1.10	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 41	0.50	0.26	1.85	1.60	0.70	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 42	0.26	0.50	2.10	2.35	0.95	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 45	0.26	0.50	2.30	2.50	1.05	# Ø 12 // 0.10	# Ø 10 // 0.20 m
P 46	0.26	0.50	2.05	2.25	0.90	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 50	0.26	0.35	1.40	1.50	0.60	# Ø 10 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 51	0.30	0.26	1.35	1.30	0.55	# Ø 10 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 52	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	# Ø 10 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 53	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	# Ø 10 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 54	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	# Ø 10 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 55	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	# Ø 10 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 52	0.26	0.50	2.30	2.50	1.05	# Ø 12 // 0.10	# Ø 10 // 0.20 m
PA 1-Y	0.26	3.70	1.35	4.75	0.55	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
PA 2-Y	0.26	3.70	1.15	4.60	0.45	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
PA 1-X	3.45	0.26	5.00	1.90	0.80	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
PA 2-X	2.60	0.26	3.70	1.45	0.55	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
PA 1							
PA 2	2.42	3.52	3.80	4.50	0.70	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
PA 3							
Núcleo	3.62	2.48	5.10	4.00	0.80	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m

SAPATA TIPO



Corte A-A - Tipo



MATERIAIS

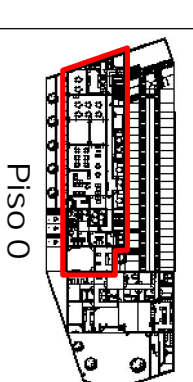
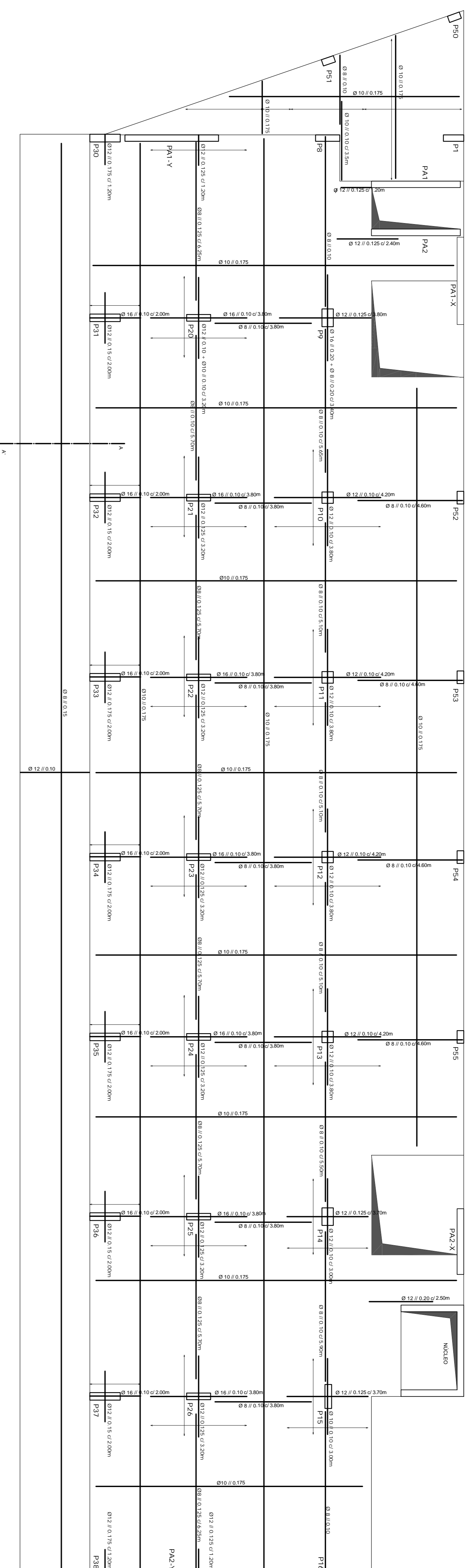
BETÃO	
Fundações	C25/30
NP EN206-1	C10,40
XC2(P)	S3
Dmax 25mm	
C=50	
C = Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	C
A500 NR SD	



Mestrado em Engenharia Civil
 Trabalho Final de Mestrado
 Realizado por:
Francisco Pedro Marquês Pinhal
 N.º 39518
 Setembro 2015

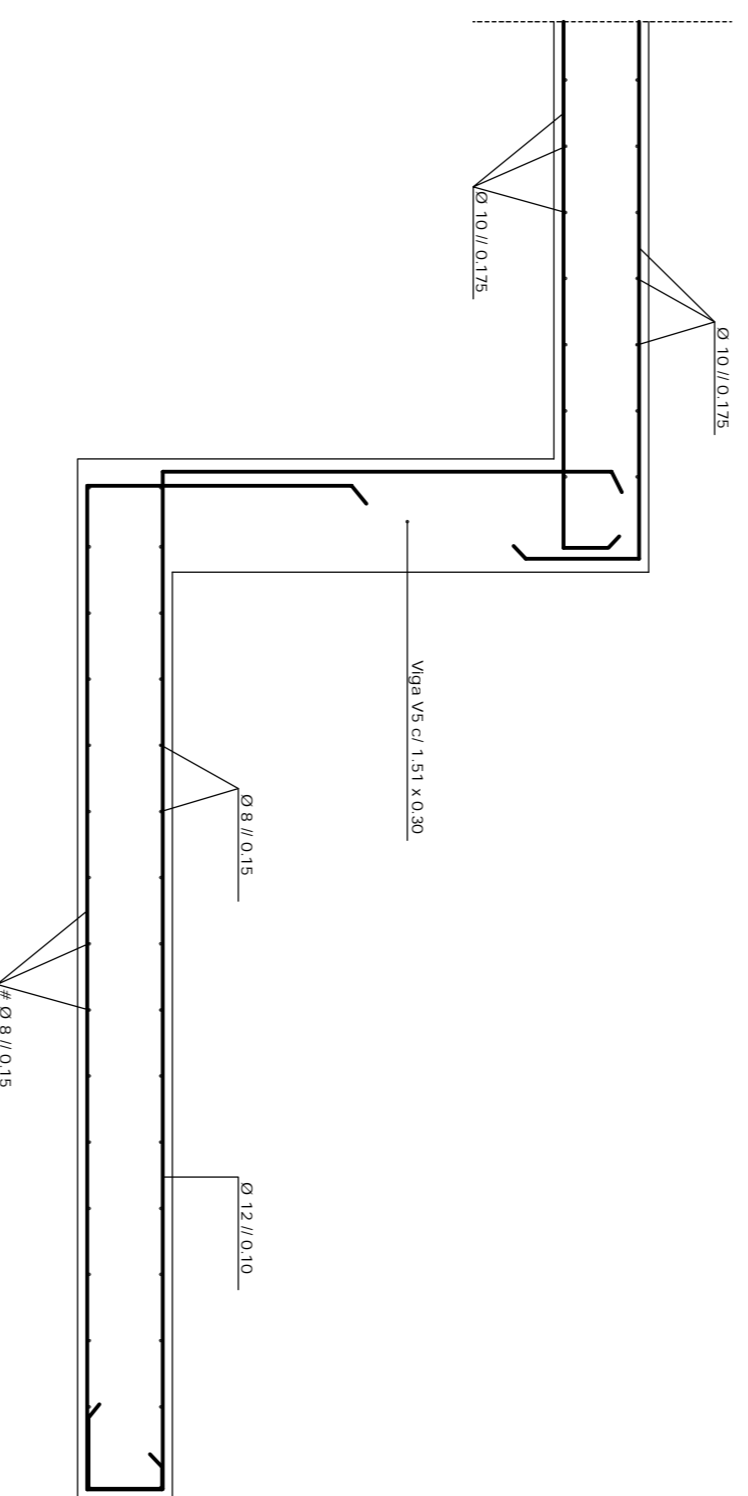
Bloco A
 Betão Armado
 Sapatas
 Escala: 1/ Escala
 Desenho número: 19

Armadura Superior

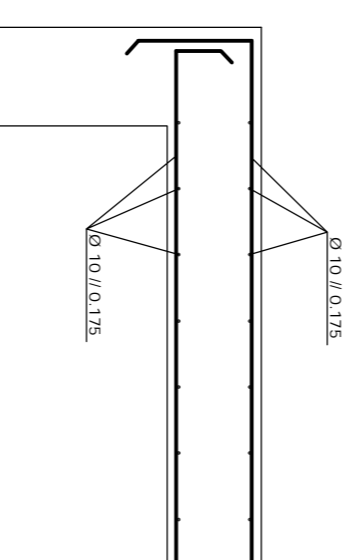


Piso 0

Corta A-A



Formador da Ligação Laje/Viga

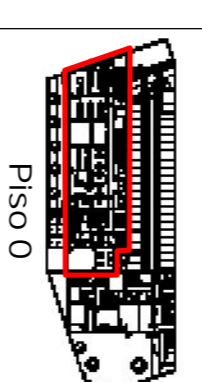


Formador Borda Livre da Laje



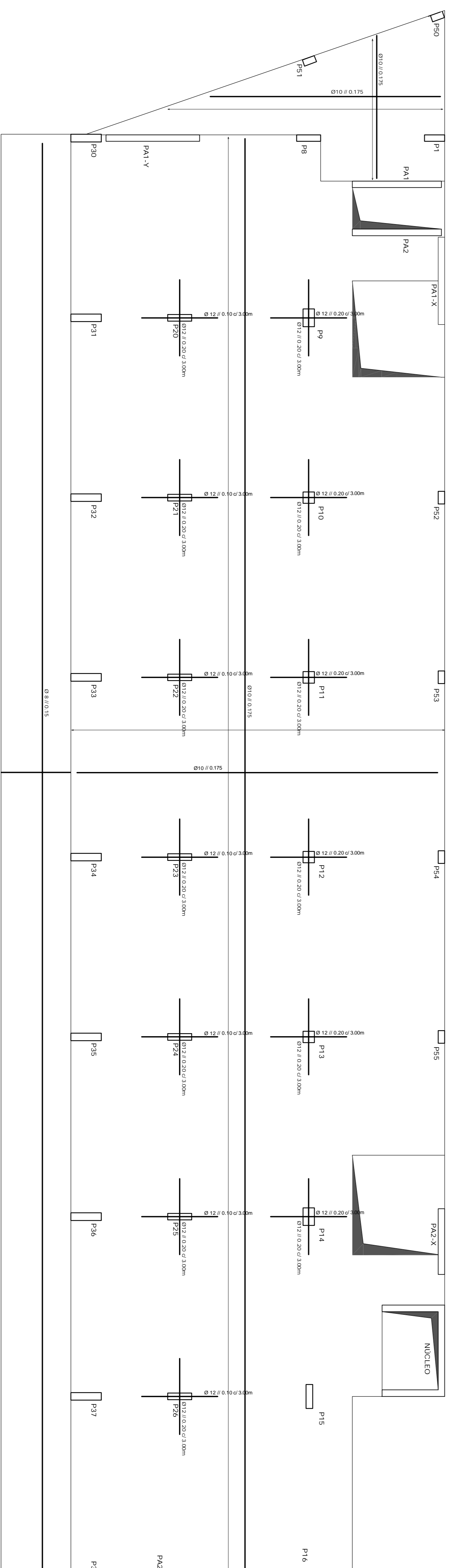
MATERIAIS

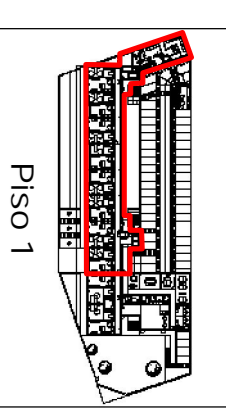
REFER.	Quantidade	REFER.	Quantidade
FE E0006-1	C20/25	X019	C10
FE E0006-1	C20/25	X020	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X021	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X022	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X023	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X024	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X025	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X026	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X027	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X028	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X029	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X030	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X031	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X032	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X033	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X034	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X035	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X036	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X037	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X038	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X039	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X040	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X041	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X042	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X043	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X044	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X045	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X046	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X047	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X048	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X049	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X050	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X051	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X052	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X053	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X054	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X055	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X056	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X057	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X058	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X059	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X060	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X061	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X062	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X063	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X064	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X065	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X066	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X067	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X068	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X069	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X070	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X071	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X072	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X073	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X074	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X075	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X076	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X077	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X078	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X079	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X080	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X081	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X082	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X083	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X084	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X085	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X086	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X087	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X088	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X089	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X090	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X091	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X092	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X093	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X094	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X095	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X096	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X097	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X098	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X099	Dma 25mm
FE E0006-1	C20/25	X100	Dma 25mm



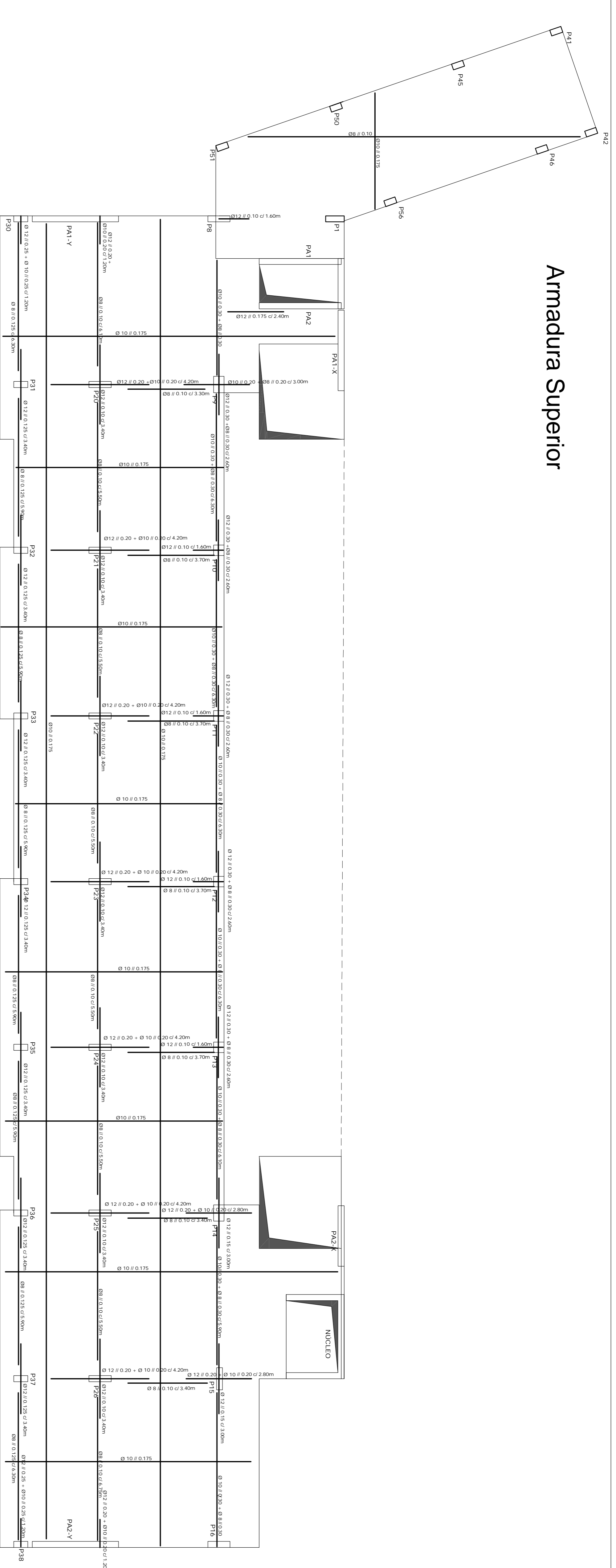
Piso 0

Armadura Inferior



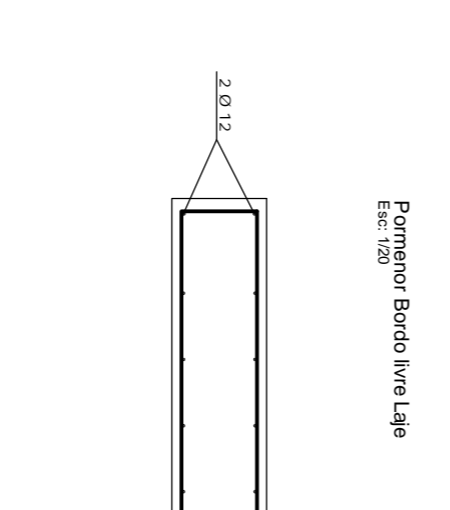
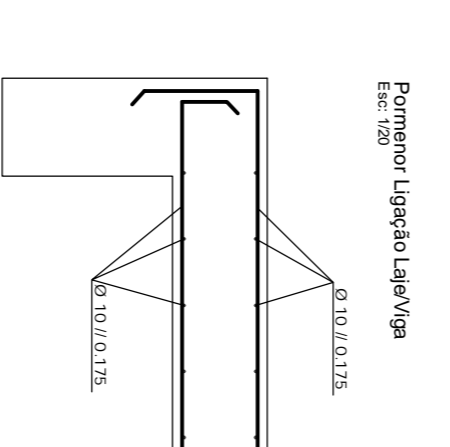
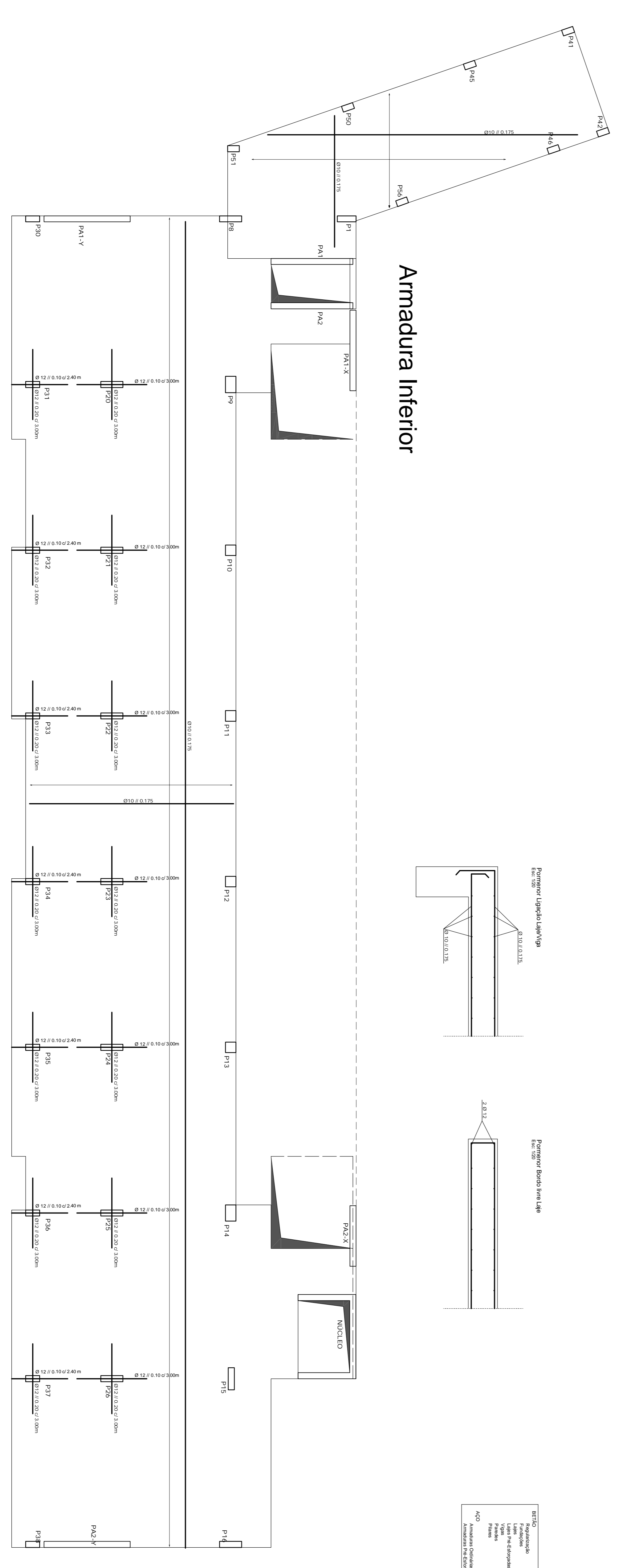


Piso 1



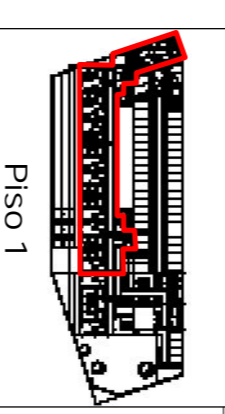
Armadura Superior

Armadura Inferior

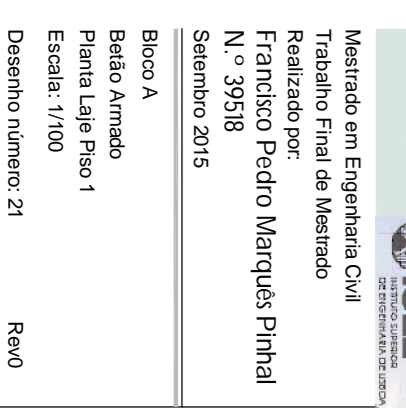


MATERIAIS

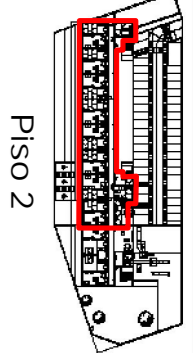
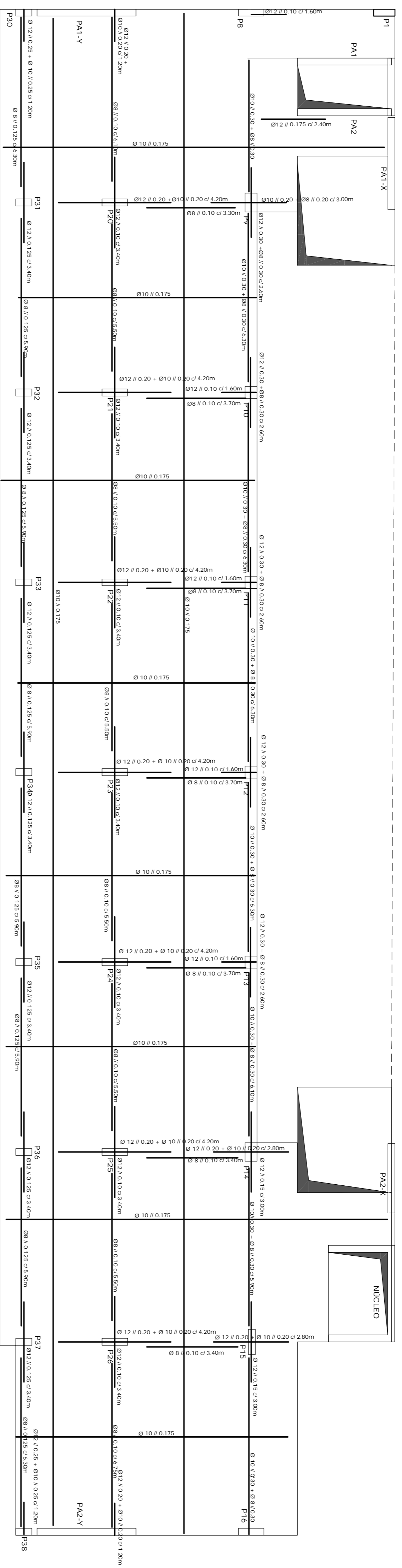
BETÃO	Resistência	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctk}	f _{yk}
Formação	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Lig. Purm. Ligado	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Lig. Purm. Bordo	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Armadura	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Formação	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Armadura	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Formação	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0
Armadura	NR EN12523-1	C20/25	X20/25	2,9	20,0



Piso 1

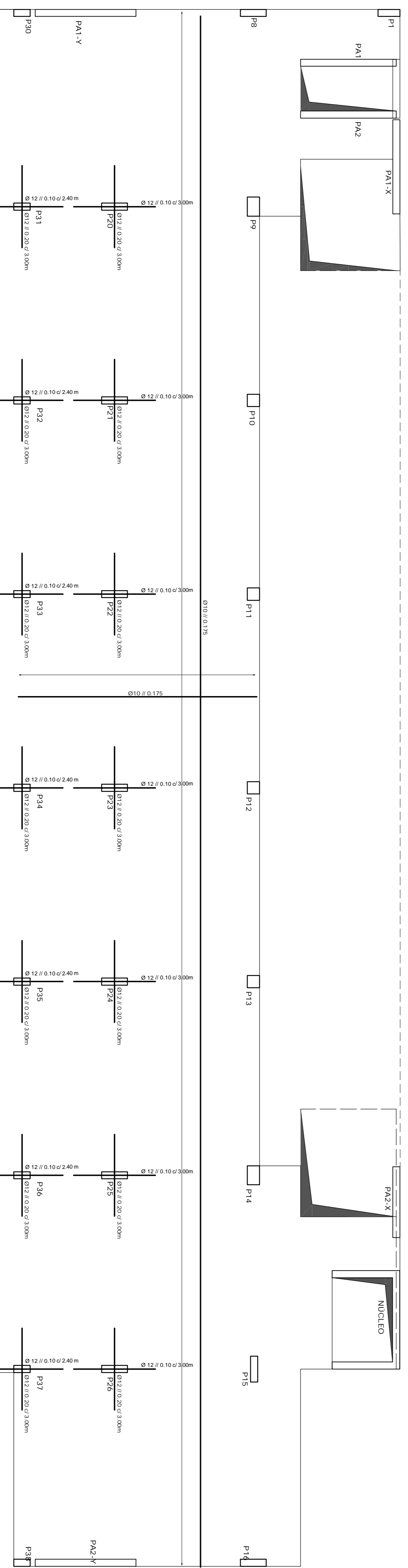


Armadura Superior

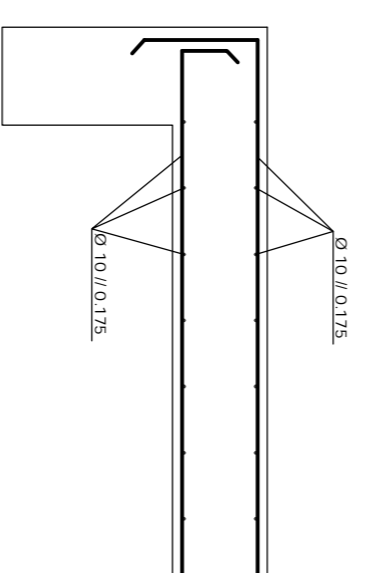


Piso 2

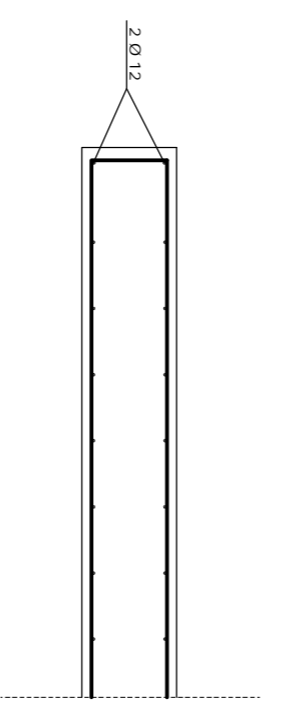
Armadura Inferior



Reinforcement Layout Top



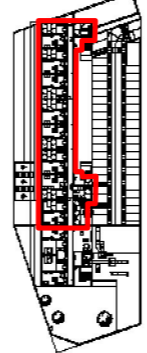
Reinforcement Layout Bottom



MATERIAIS

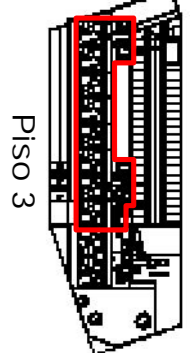
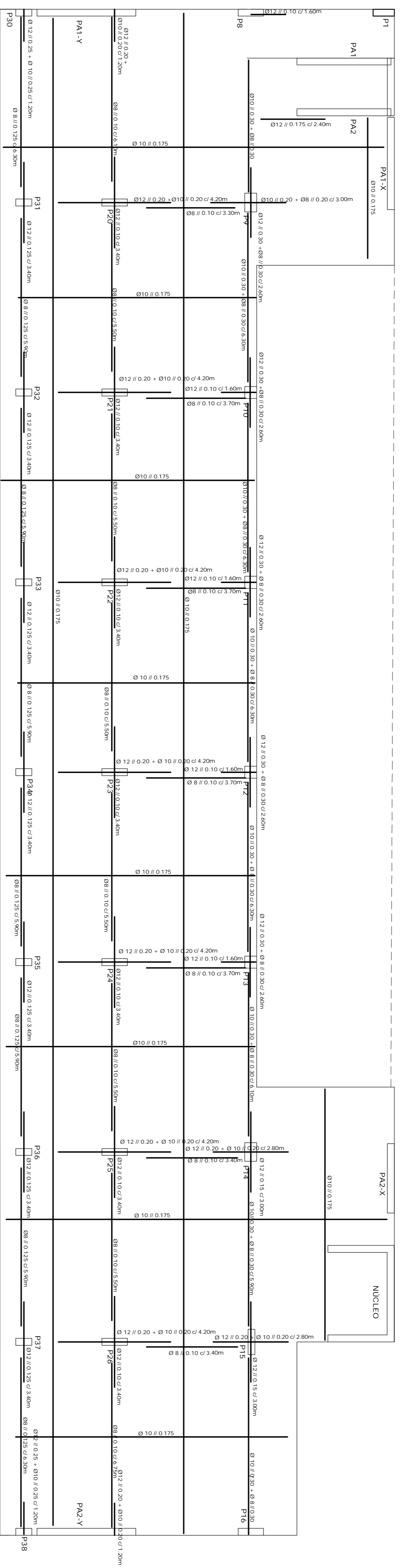
ITEM	Descrição	Quantidade	Unidade
1	Armadura Superior	1.200,00	m
2	Armadura Inferior	1.200,00	m
3	Reinforcement Layout Top	1.200,00	m
4	Reinforcement Layout Bottom	1.200,00	m

Piso 2



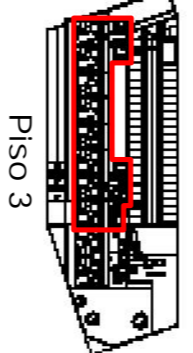
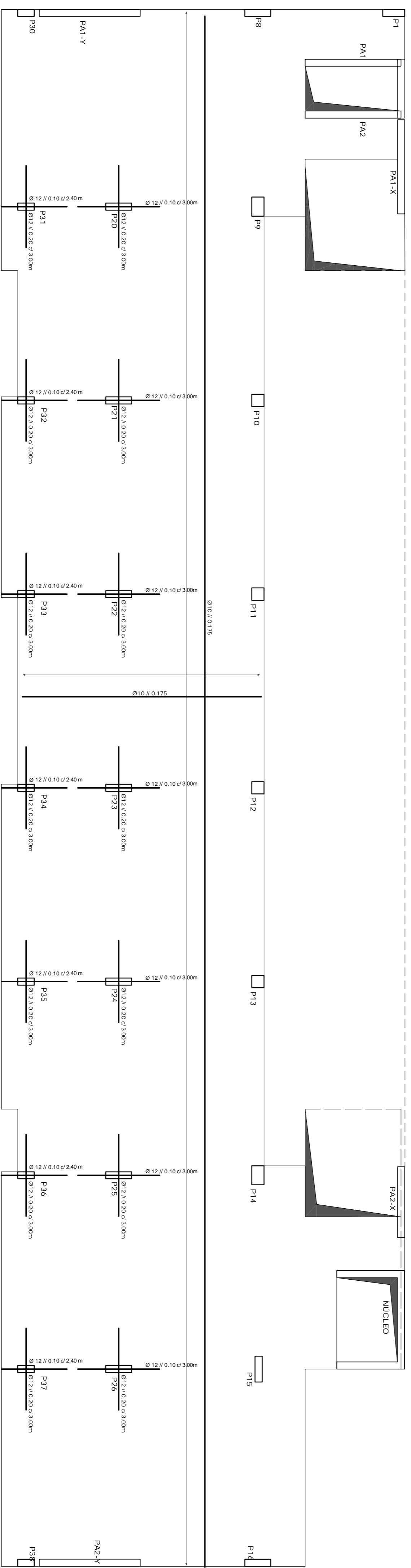
Piso 2

Armadura Superior



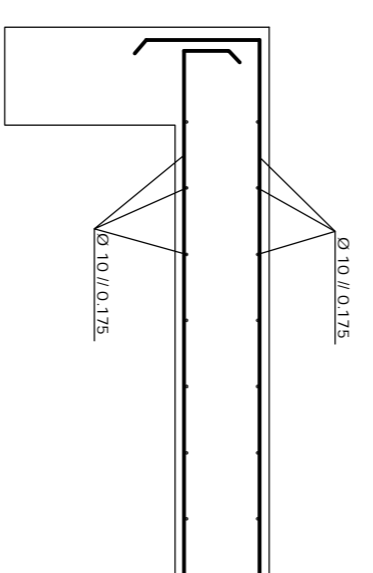
Piso 3

Armadura Inferior

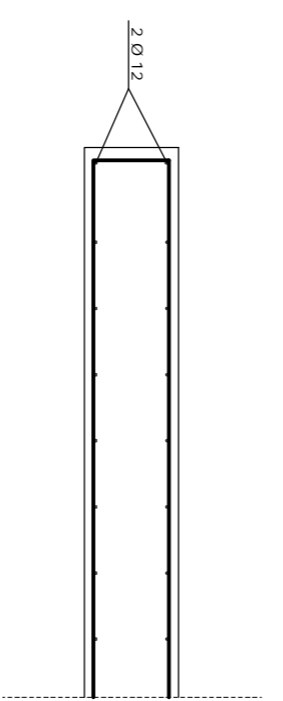


Piso 3

Pormenor Ligação Laje/Viga

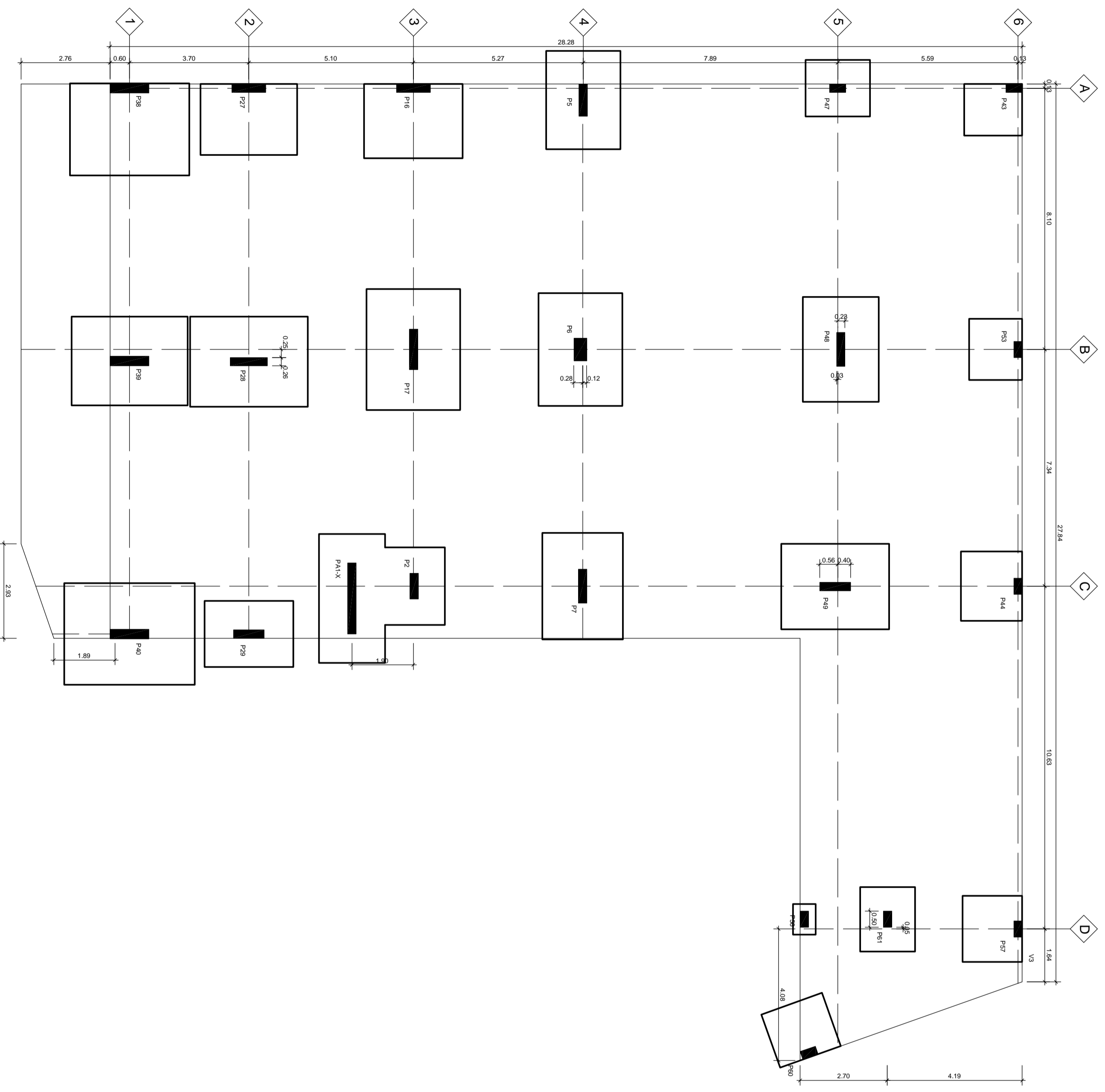


Pormenor Bordo livre Laje



MATERIAIS

ITEM	Descrição	Quantidade	Unidade	Observações
1	Armadura de aço	1000	kg	
2	Armadura de aço	1000	kg	
3	Armadura de aço	1000	kg	
4	Armadura de aço	1000	kg	
5	Armadura de aço	1000	kg	
6	Armadura de aço	1000	kg	
7	Armadura de aço	1000	kg	
8	Armadura de aço	1000	kg	
9	Armadura de aço	1000	kg	
10	Armadura de aço	1000	kg	
11	Armadura de aço	1000	kg	
12	Armadura de aço	1000	kg	
13	Armadura de aço	1000	kg	
14	Armadura de aço	1000	kg	
15	Armadura de aço	1000	kg	
16	Armadura de aço	1000	kg	
17	Armadura de aço	1000	kg	
18	Armadura de aço	1000	kg	
19	Armadura de aço	1000	kg	
20	Armadura de aço	1000	kg	
21	Armadura de aço	1000	kg	
22	Armadura de aço	1000	kg	
23	Armadura de aço	1000	kg	
24	Armadura de aço	1000	kg	
25	Armadura de aço	1000	kg	
26	Armadura de aço	1000	kg	
27	Armadura de aço	1000	kg	
28	Armadura de aço	1000	kg	
29	Armadura de aço	1000	kg	
30	Armadura de aço	1000	kg	
31	Armadura de aço	1000	kg	
32	Armadura de aço	1000	kg	
33	Armadura de aço	1000	kg	
34	Armadura de aço	1000	kg	
35	Armadura de aço	1000	kg	
36	Armadura de aço	1000	kg	
37	Armadura de aço	1000	kg	
38	Armadura de aço	1000	kg	
39	Armadura de aço	1000	kg	
40	Armadura de aço	1000	kg	
41	Armadura de aço	1000	kg	
42	Armadura de aço	1000	kg	
43	Armadura de aço	1000	kg	
44	Armadura de aço	1000	kg	
45	Armadura de aço	1000	kg	
46	Armadura de aço	1000	kg	
47	Armadura de aço	1000	kg	
48	Armadura de aço	1000	kg	
49	Armadura de aço	1000	kg	
50	Armadura de aço	1000	kg	

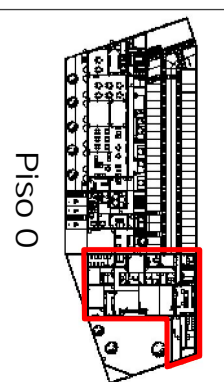


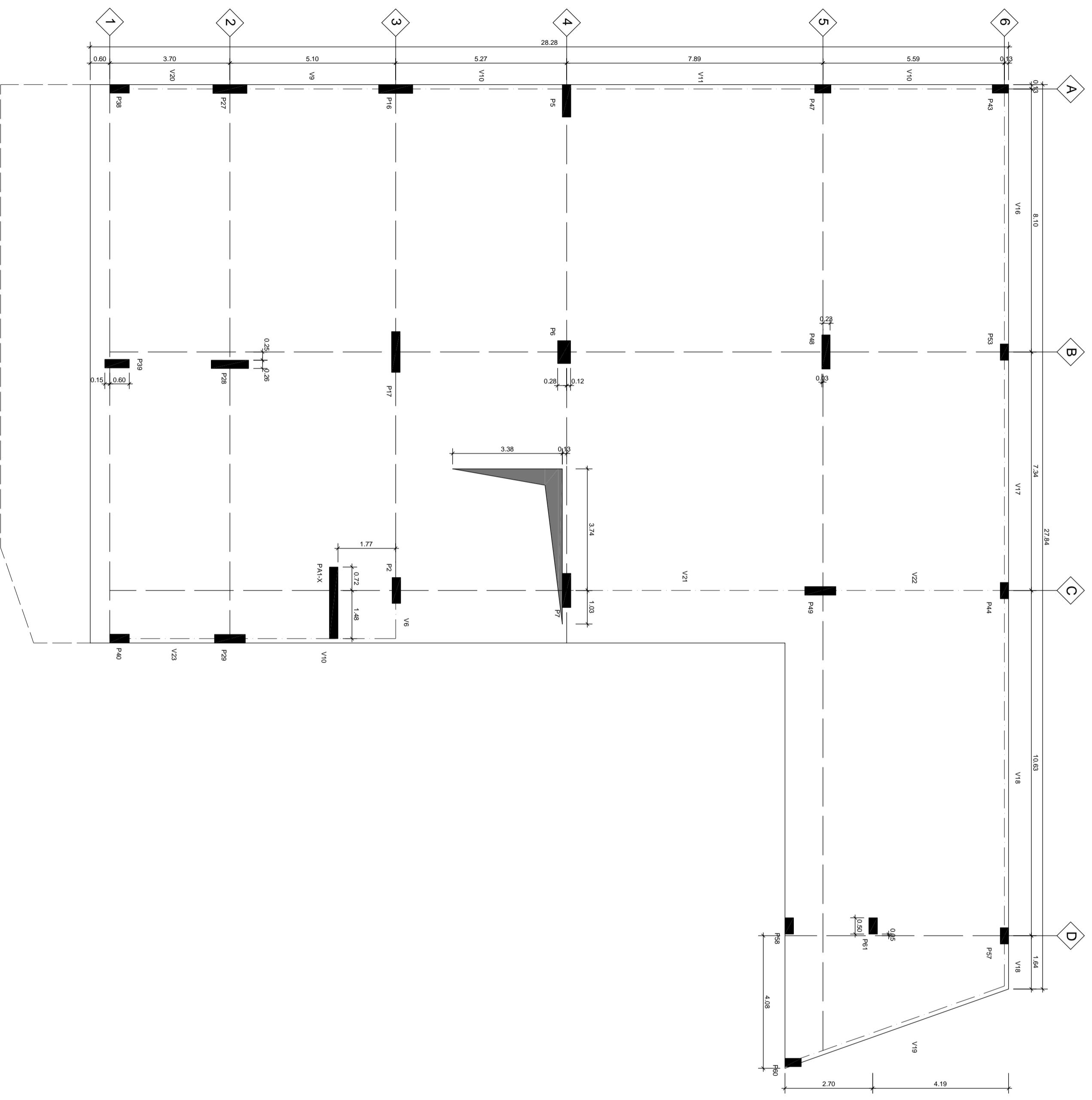
DIMENSÕES DAS SAPATAS

PILAR	DIMENSÃO		ALTURA (m)
	X (m)	Y (m)	
P2	2,40	1,95	0,85
P5	3,05	2,30	1,05
P6	2,60	3,50	1,05
P7	3,30	2,50	1,15
P16	2,30	3,05	1,05
P17	2,90	3,75	1,35
P27	2,20	3,00	1,00
P28	2,80	3,65	1,30
P29	2,05	2,75	0,90
P38	2,65	3,70	1,30
P39	2,75	3,60	1,25
P40	3,15	4,05	1,45
P43	1,60	1,80	0,70
P44	2,15	1,90	0,85
P47	1,75	2,00	0,75
P48	2,35	3,25	1,05
P49	2,65	3,35	1,20
P53	1,90	1,65	0,70
P57	2,05	1,85	0,80
P58	0,95	0,70	0,40
P80	1,75	2,00	0,75
P81	2,00	1,70	0,75
P35	2,75	3,60	1,25
P36	2,75	3,60	1,25
P37	2,65	3,75	1,30
P38	2,45	3,35	1,10
P41	1,65	1,60	0,70
P42	2,10	2,35	0,85
PA1-X	4,00	2,05	0,90

MATERIAIS

BETÃO	ACÇO
Regulamentação	NP EN206-1 C12/15 X0/P CH 10 Dmax 25mm S3 C-40
Fundações	NP EN206-1 C25/30 XC2/P CH 20 Dmax 25mm S3 C-40
Lajes Pré-Estregadas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P CH 20 Dmax 25mm S3 C-45
Colunas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P CH 20 Dmax 25mm S3 C-45
Belezes	NP EN206-1 C30/37 XC3/P CH 20 Dmax 25mm S3 C-45
Placas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P CH 20 Dmax 25mm S3 C-45
Armaduras Overtadas	A500 NR S3 C
Armaduras Pré-Estregadas	Y1860 S7/152 Z



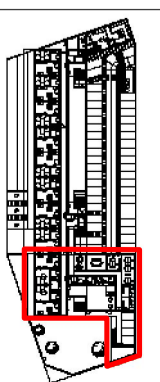


DIMENSÕES DAS VIGAS

VIGA	LARGURA (m)	ALTURA (m)
V6	0,26	0,70
V9	0,26	0,70
V10	0,26	0,70
V11	0,26	0,70
V16	0,26	0,70
V17	0,26	0,70
V18	0,26	0,90
V19	0,26	0,70
V20	0,26	0,70
V21	0,26	0,70
V22	0,26	0,70
V23	0,26	0,70

MATERIAIS

BETÃO	
Fundação	NP-EN206-1 C25/30 XC3/PI CD20 Dmax 25mm S3 C-50
Lajes	NP-EN206-1 C30/37 XC3/PI CD20 Dmax 25mm S3 C-25
Lajes Pré-Estregadas	NP-EN206-1 C30/37 XC3/PI CD20 Dmax 25mm S3 C-25
Vigas	NP-EN206-1 C30/37 XC3/PI CD40 Dmax 25mm S3 C-35
Parapeitos	NP-EN206-1 C30/37 XC3/PI CD40 Dmax 25mm S3 C-35
Placas	NP-EN206-1 C30/37 XC3/PI CD40 Dmax 25mm S3 C-35
AÇO	
Amarruras Ordinárias	A500 NR S3 C
Amarruras Pré-Estregadas	Y1860 S7 152 2



Piso 1



Maestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marques Pinhal

N.º 39518

setembro 2015

Bloco B

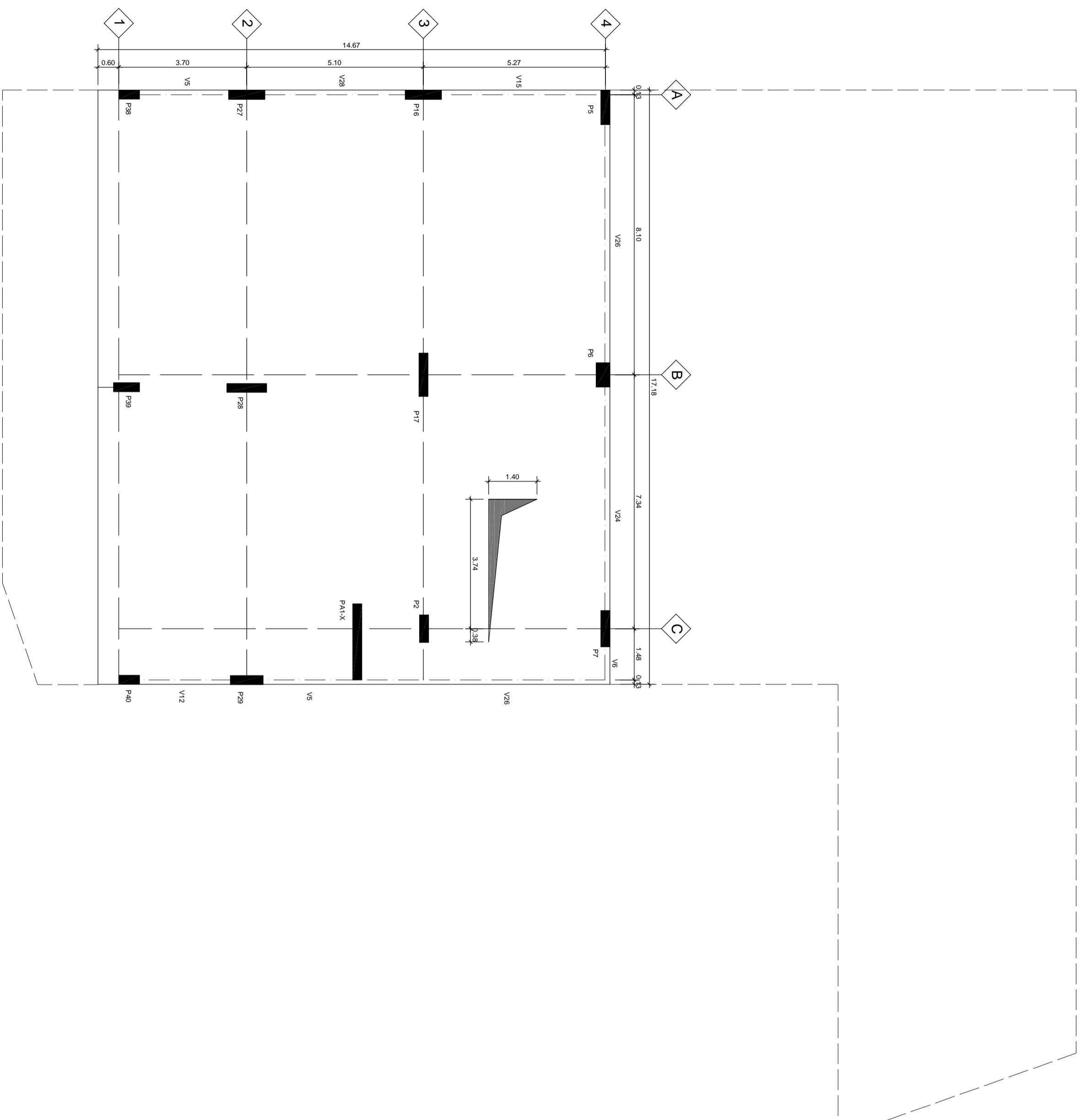
Dimensionamento

Planta Piso 1

Escala: 1/100

Desenho número: 26

Rev0

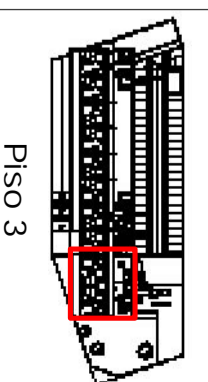


DIMENSÕES DAS VIGAS

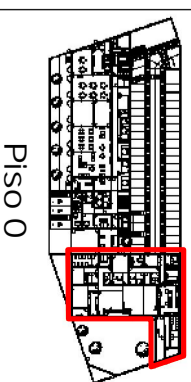
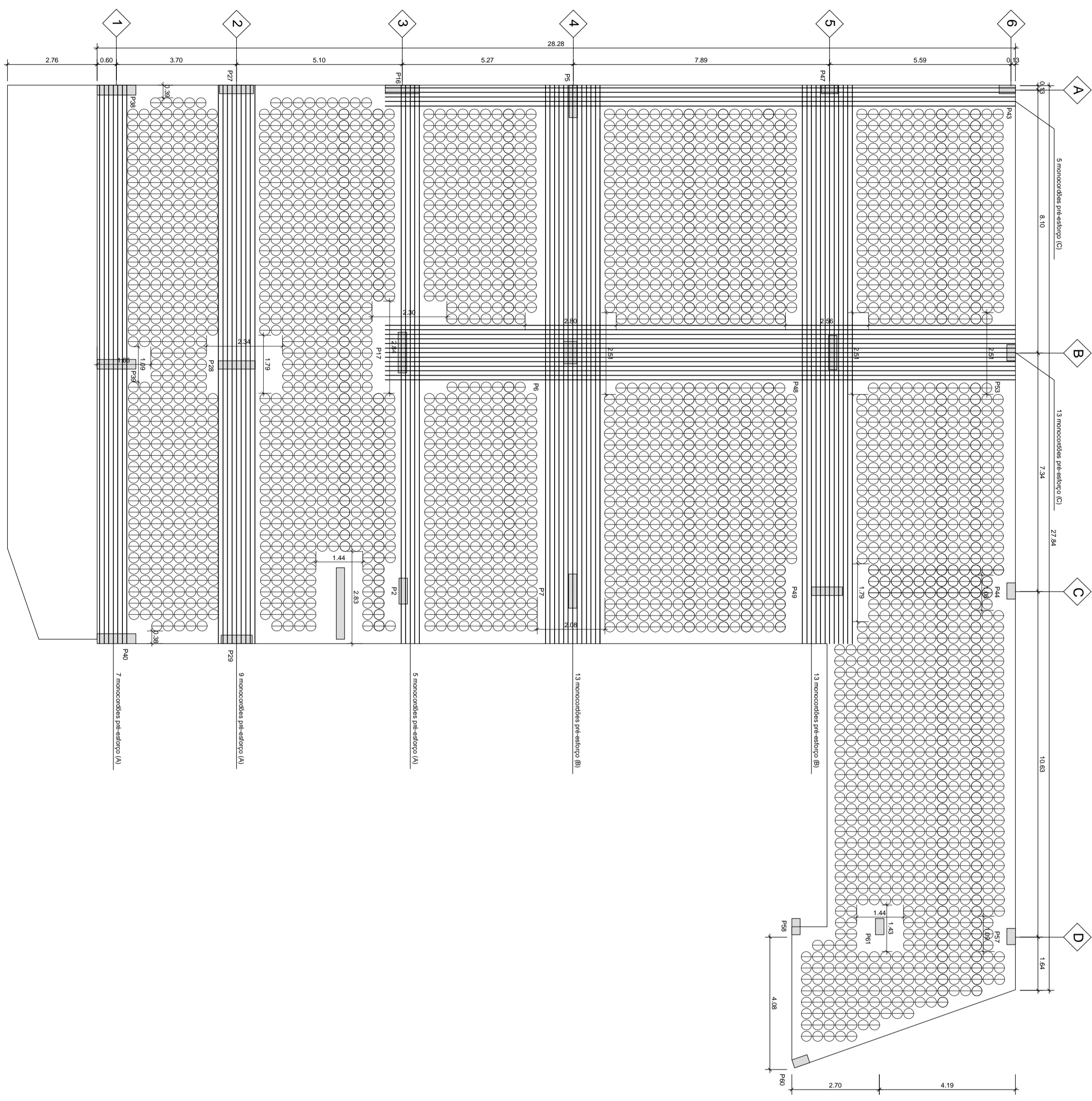
VIGA	LARGURA (m)	ALTURA (m)
V5	0,26	0,70
V6	0,26	0,70
V12	0,26	0,70
V15	0,26	0,70
V24	0,26	0,70
V26	0,26	0,70
V28	0,26	0,70

MATERIAIS

BETÃO	ACO
Estruturação Fundações Vigas Lajes Pré-fabricadas Vigas Paredes Placas	A500 NR S10 C Y1860 S7 152 2



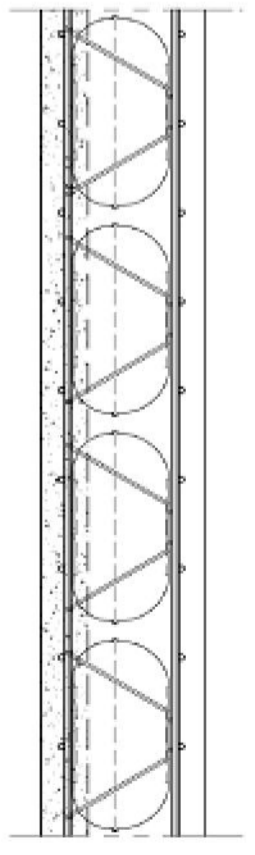
PISO 3

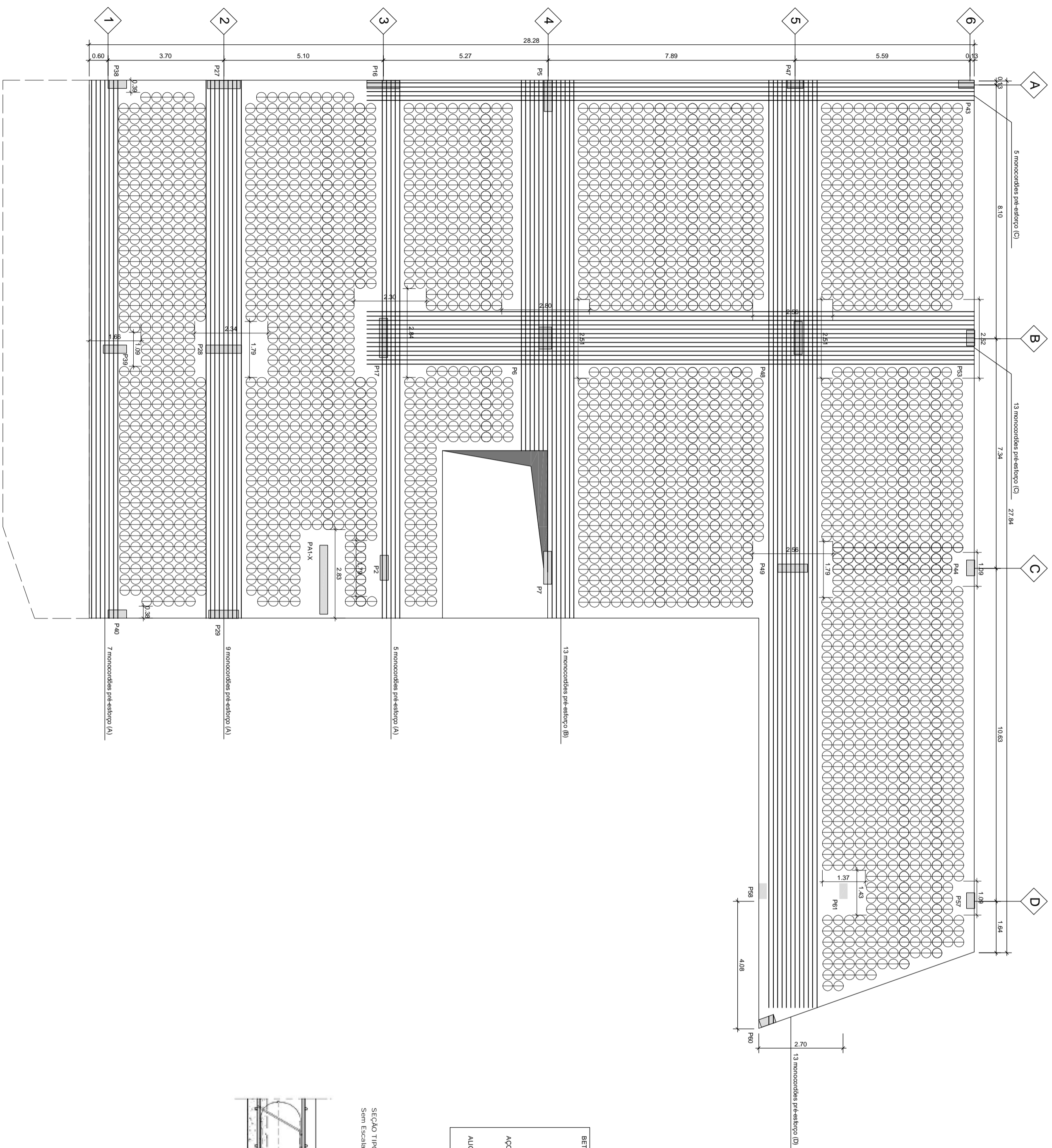


MATERIAIS

BETÃO	Regularização	NP EN206-1 C12/15	X0/P1	Cl. 0	Dmax 25mm	S3
Fundações	NP EN206-1 C25/30	XC2/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-50
Lajes	NP EN206-1 C30/37	XC3/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-25
Lajes Pré-Estregadas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-25
Lajes Pré-Estregadas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-25
Placas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-25
Placas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P1	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-25
ACO	Armaduras Ordinárias	A500 NR S2	C			C= Recolhimento (mm)
Armaduras Pré-Estregadas	Y1860 S7 15.2	Z				
ALGUEIRAMENTO						
Tipo Cobax	CBOM - S - 140					

SECÇÃO TIPO DA LAJE ALGERIADA
Semi Escala

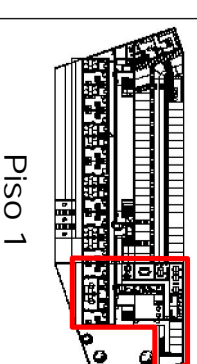
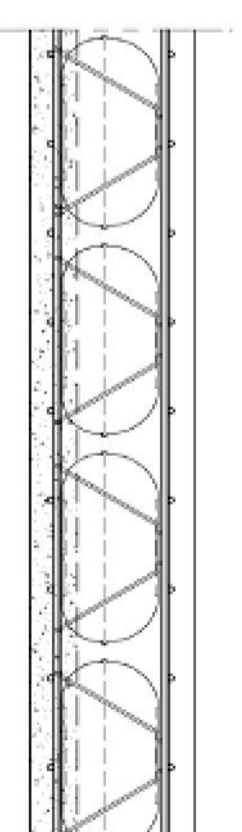




MATERIAIS

BETÃO	Regulização	NP EN206-1 C12/15 X0/P	CH. 0	Dmax 25mm	S3
Fundações	NP EN206-1 C25/30	XC3/P	CR.20	Dmax 25mm	S3 C-40
Lajes Pré-Estregidas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	CR.20	Dmax 25mm	S3 C-40
Vigas Pré-Estregidas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	CR.40	Dmax 25mm	S3 C-40
Paralelos	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	CR.40	Dmax 25mm	S3 C-40
Placas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	CR.40	Dmax 25mm	S3 C-40
ACO	Amolduras Oculadas	A500 NR S/D	C		
Amolduras Pré-Estregidas	Y1990 S7 152	2			
ALGUEIRAMENTO	Tipos Cobax	CBGM - S - 140			

SEÇÃO TIPO DA LAJE ALIGEIRADA
Sem Escala

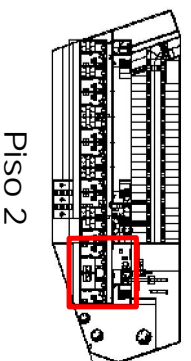
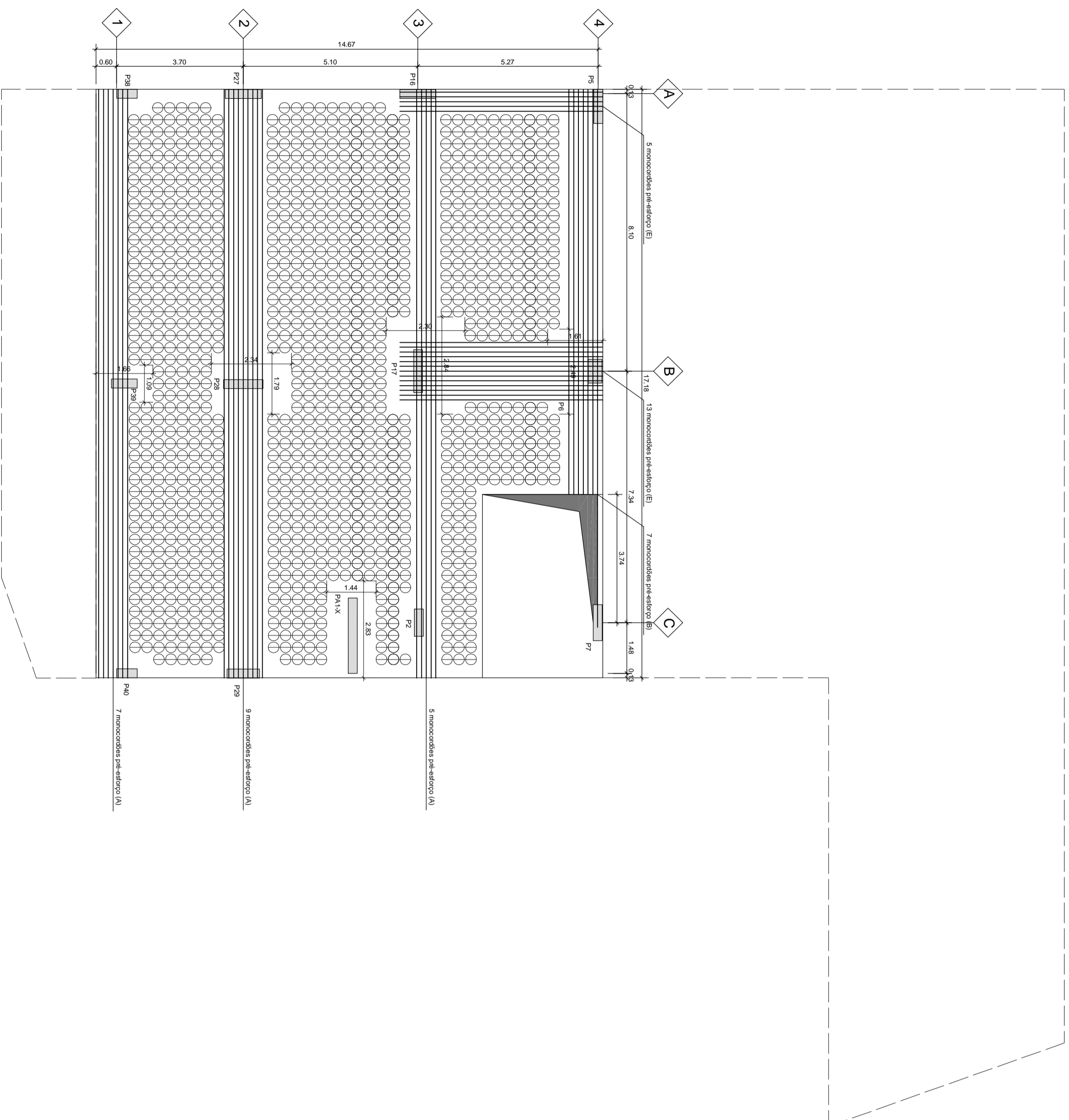


Piso 1



Maestrado em Engenharia Civil
 Projeto de Mestrado
 Realizado por:
 Francisco Pedro Marques Pinhal
 N.º 39518
 setembro 2015

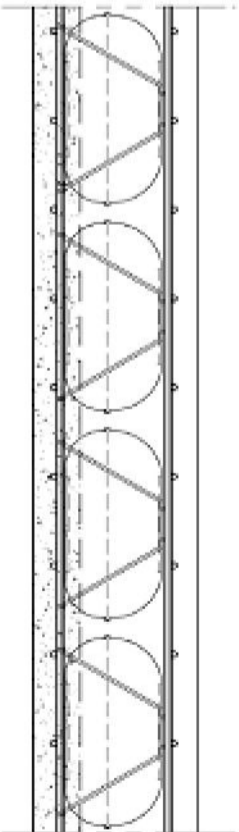
Bloco B
 Dimensionamento
 Planta Aligeiramento/Pré-Estregido Piso 1
 Escala: 1/100
 Desenho número: 30 Rev0

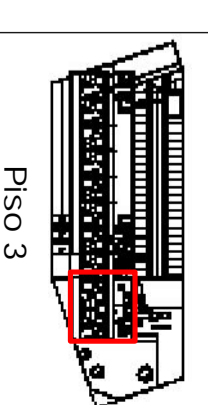
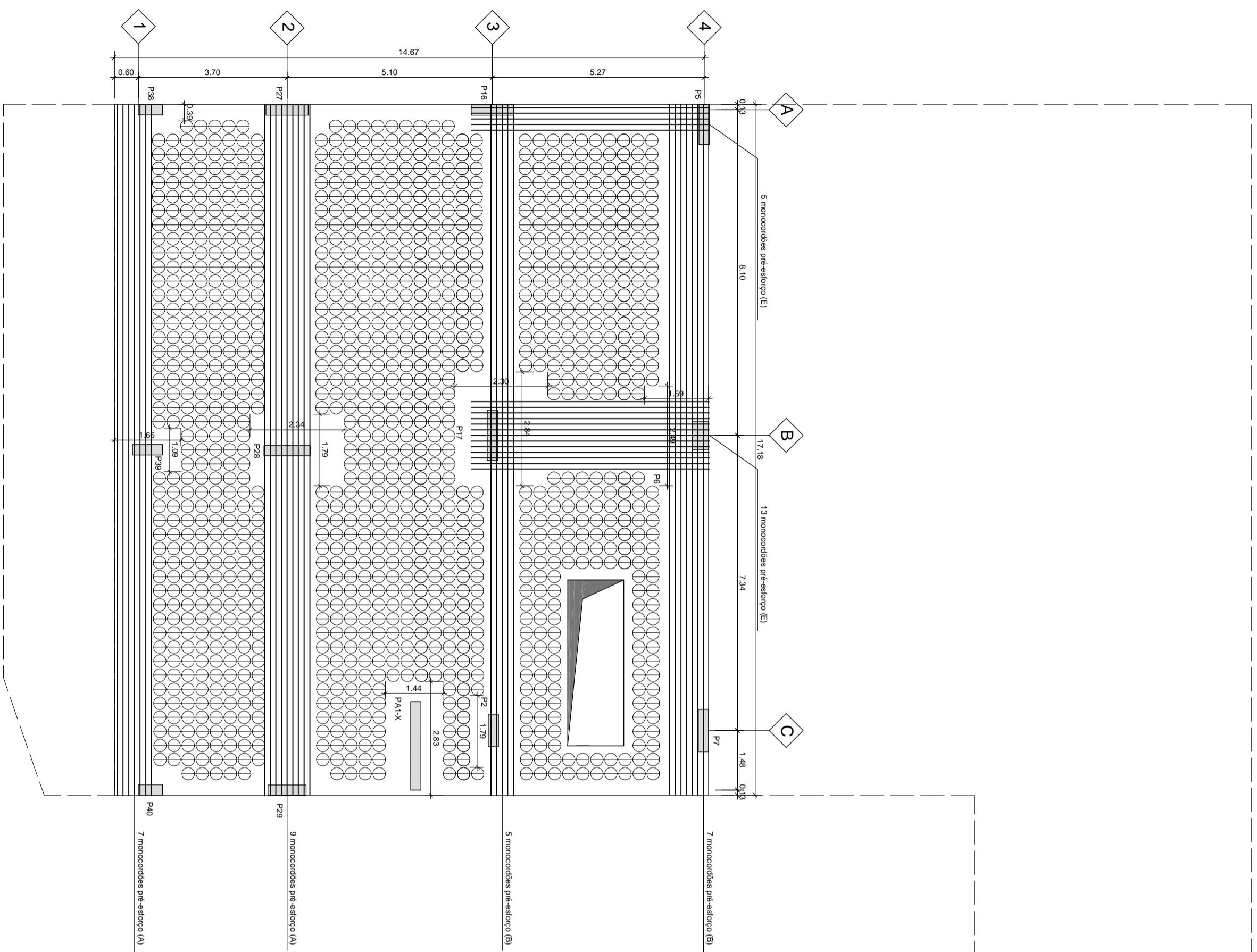


PISO 2

MATERIAS	
BETÃO	Regularização NP EN206-1 C12/15 XQ(P) C11.0 Dmax 25mm S3 C-50
Fundações	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.20 Dmax 25mm S3 C-50
Colunas	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.20 Dmax 25mm S3 C-50
Belezes	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.20 Dmax 25mm S3 C-50
Lajes Pré-Esforçadas	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.40 Dmax 25mm S3 C-35
Vigas Pré-Esforçadas	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.40 Dmax 25mm S3 C-35
Parapeitos	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.40 Dmax 25mm S3 C-35
Plafões	NP EN206-1 C25/30 XC3(P) C0.40 Dmax 25mm S3 C-35
	C= Recobrimento (mm)
ACO	Amplitude Outilhões A500 NR S0 C
Amplitude Pré-Esforçadas	Y180/57/15.2 2
ALGEBRAMENTO	CBQM - S - 140
Tipo Colar	

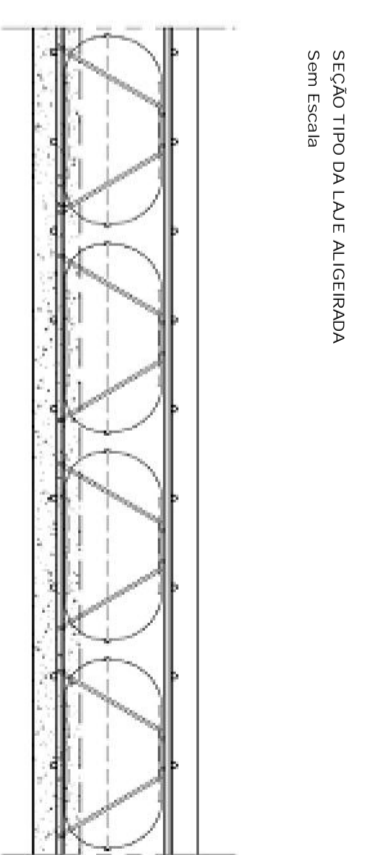
SECAO TIPO DA LAJE ALGERIADA
Sem Escala

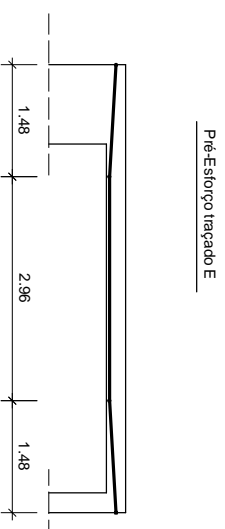
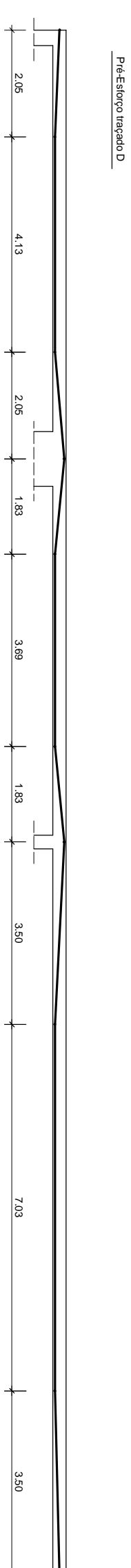
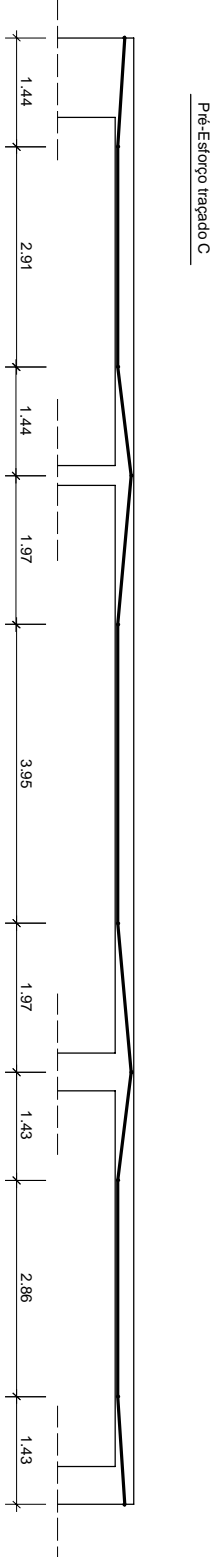
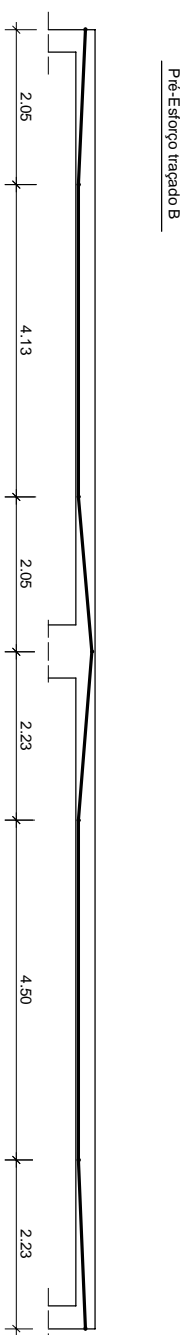
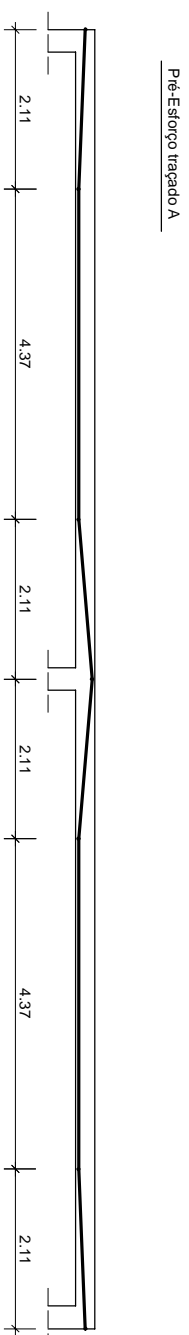




PISO 3

BETÃO		MATERIAS	
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0/P1	CH10	Dmax 25mm S3 C-50
Fundações	NP EN206-1 C25/30	XC2/P1	Cl020 Dmax 25mm S3 C-50
Colunas	NP EN206-1 C30/37	XC2/P1	Cl020 Dmax 25mm S3 C-50
Belezes Pré-Estovçadas	NP EN206-1 C30/37	XC2/P1	Cl020 Dmax 25mm S3 C-50
Vigas	NP EN206-1 C30/37	XC2/P1	Cl040 Dmax 25mm S3 C-35
Paredes	NP EN206-1 C30/37	XC2/P1	Cl040 Dmax 25mm S3 C-35
Plafões	NP EN206-1 C30/37	XC2/P1	Cl040 Dmax 25mm S3 C-35
			C = Recobrimento (mm)
ACO		MATERIAS	
Amarraduras Overtensas	AS50 NR S10	C	
Amarraduras Pré-Estovçadas	Y1860 S7 152	2	
ALGEBRAMENTO		CBGM - S - 140	
Tipo Colar			





MATERIALS

BETÃO	
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(P) C11.0 Dmax 25mm S3
Fundações	NP EN206-1 C25/30 X(C2)P C10.20 Dmax 25mm S3 C=50
Lajes	NP EN206-1 C30/37 X(C3)P C10.40 Dmax 25mm S3 C=25
Lajes Pré-Esforçadas	NP EN206-1 C30/37 X(C3)P C10.20 Dmax 25mm S3 C=25
Vigas	NP EN206-1 C30/37 X(C3)P C10.40 Dmax 25mm S3 C=35
Parades	NP EN206-1 C30/37 X(C3)P C10.40 Dmax 25mm S3 C=35
Pilares	NP EN206-1 C30/37 X(C3)P C10.40 Dmax 25mm S3 C=35
C = Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD C
Armaduras Pré-Esforçadas	Y1860 S7 15.2 2
ALIGERAMENTO	
Tipo Cobrax	CBCM - S - 140

Mestrado em Engenharia Civil
 Projeto de Mestrado
 Realizado por:
 Francisco Pedro Marquês Pinhal
 N.º 39518
 setembro 2015

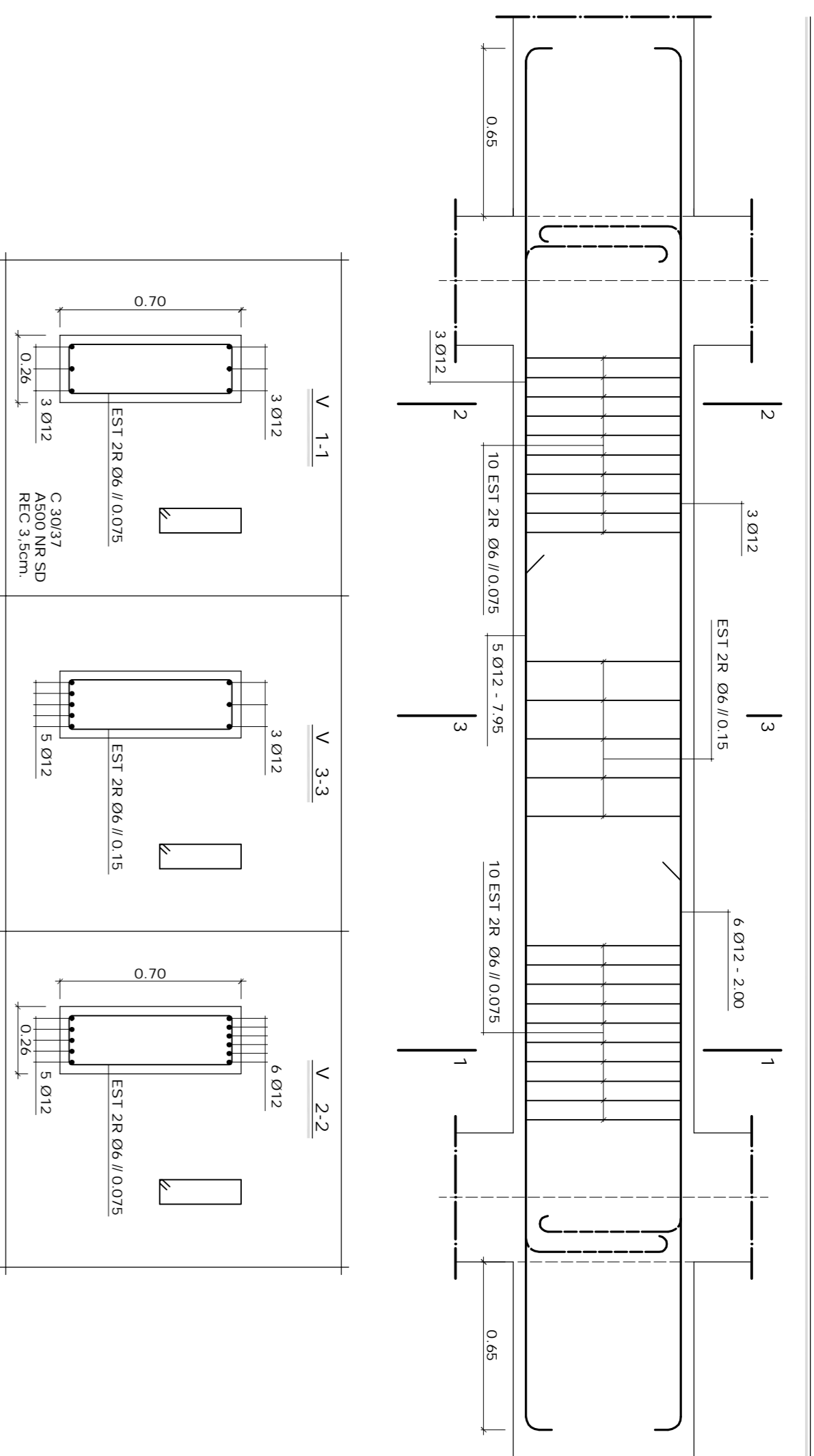


Bloco B
 Dimensionamento
 Traçado Pré-Esforço
 Escala: 1/100
 Desenho número: 33

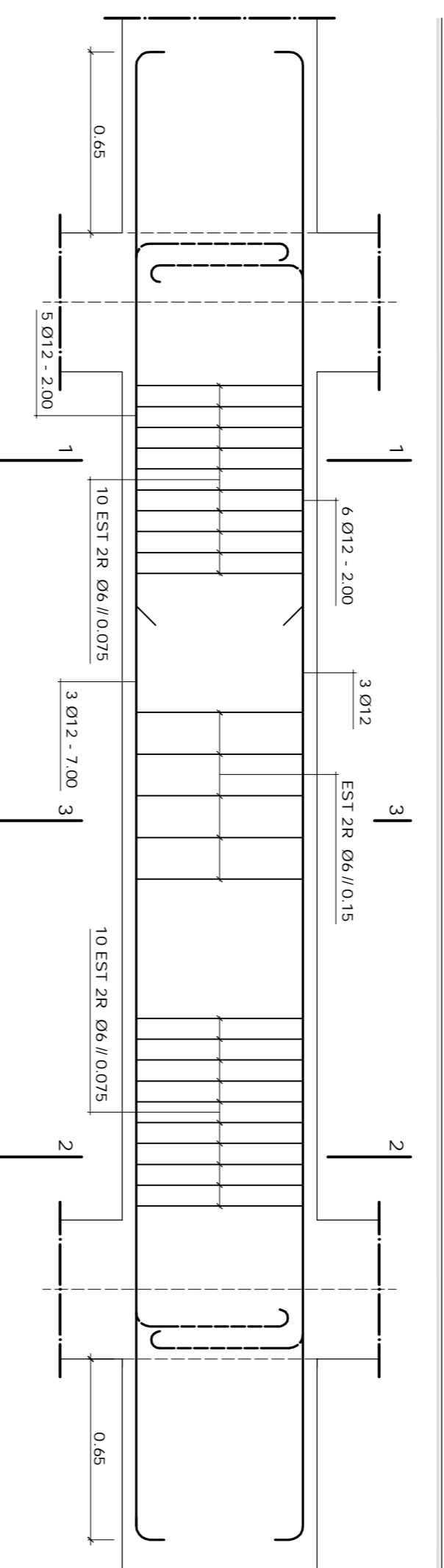
Rev0

297mm
 420mm

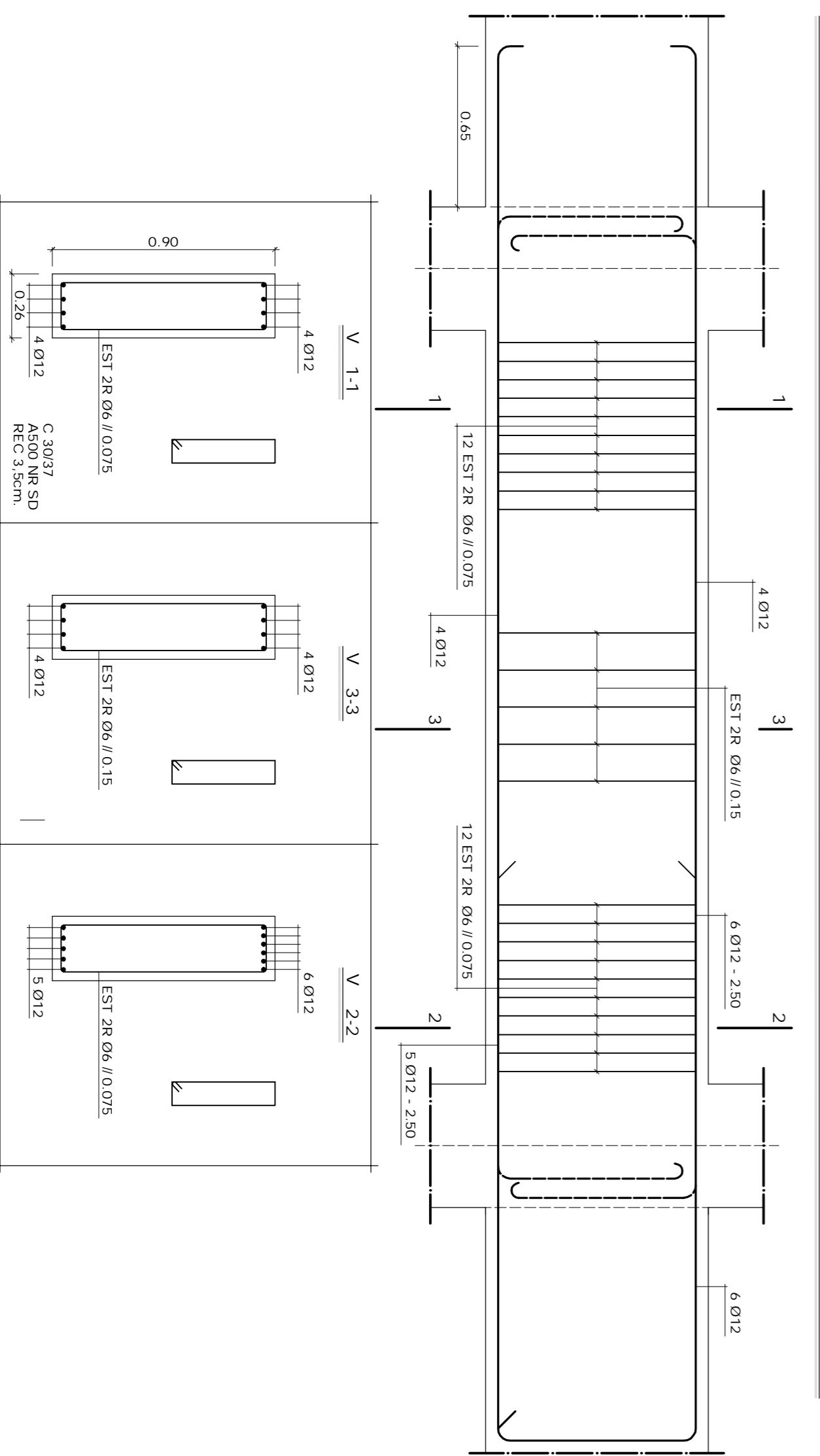
Viga V1



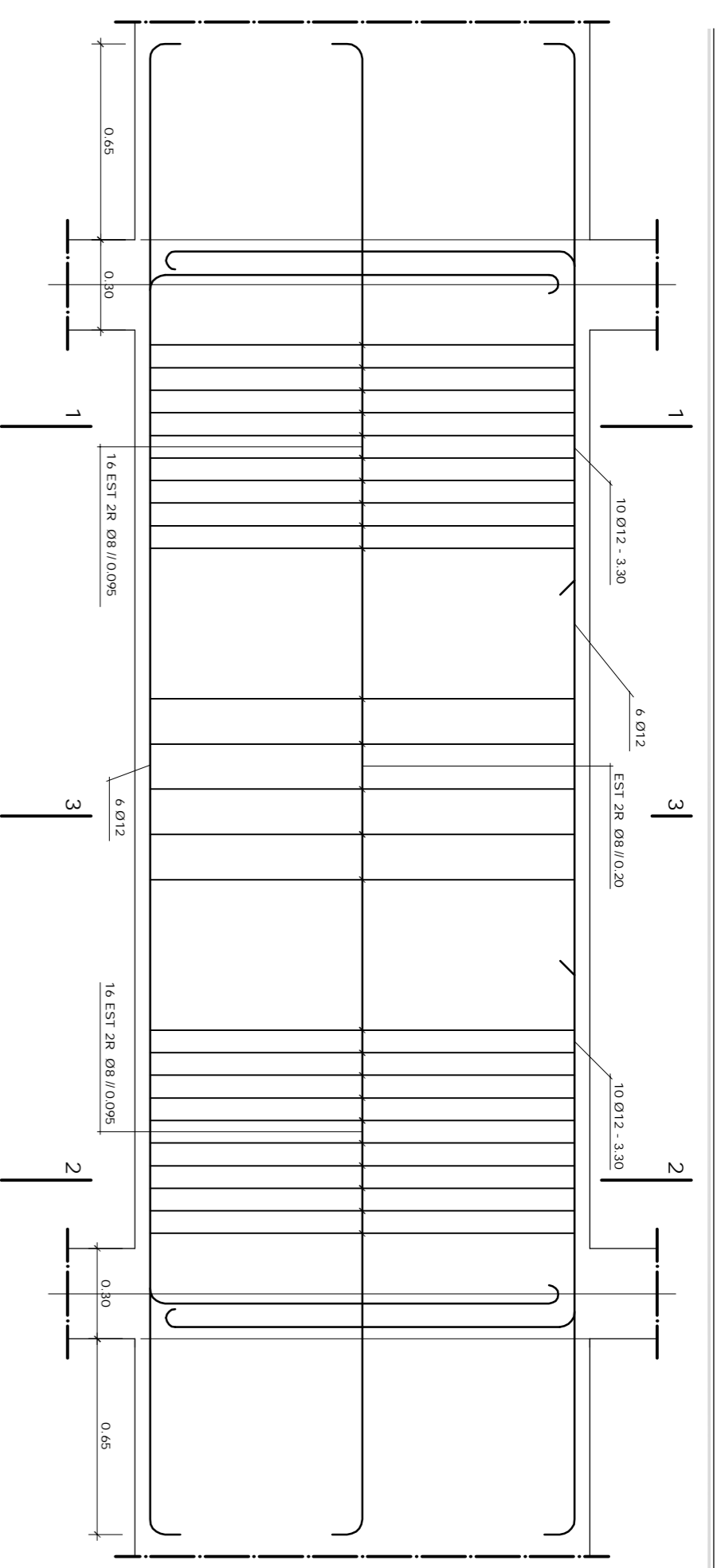
Viga V2



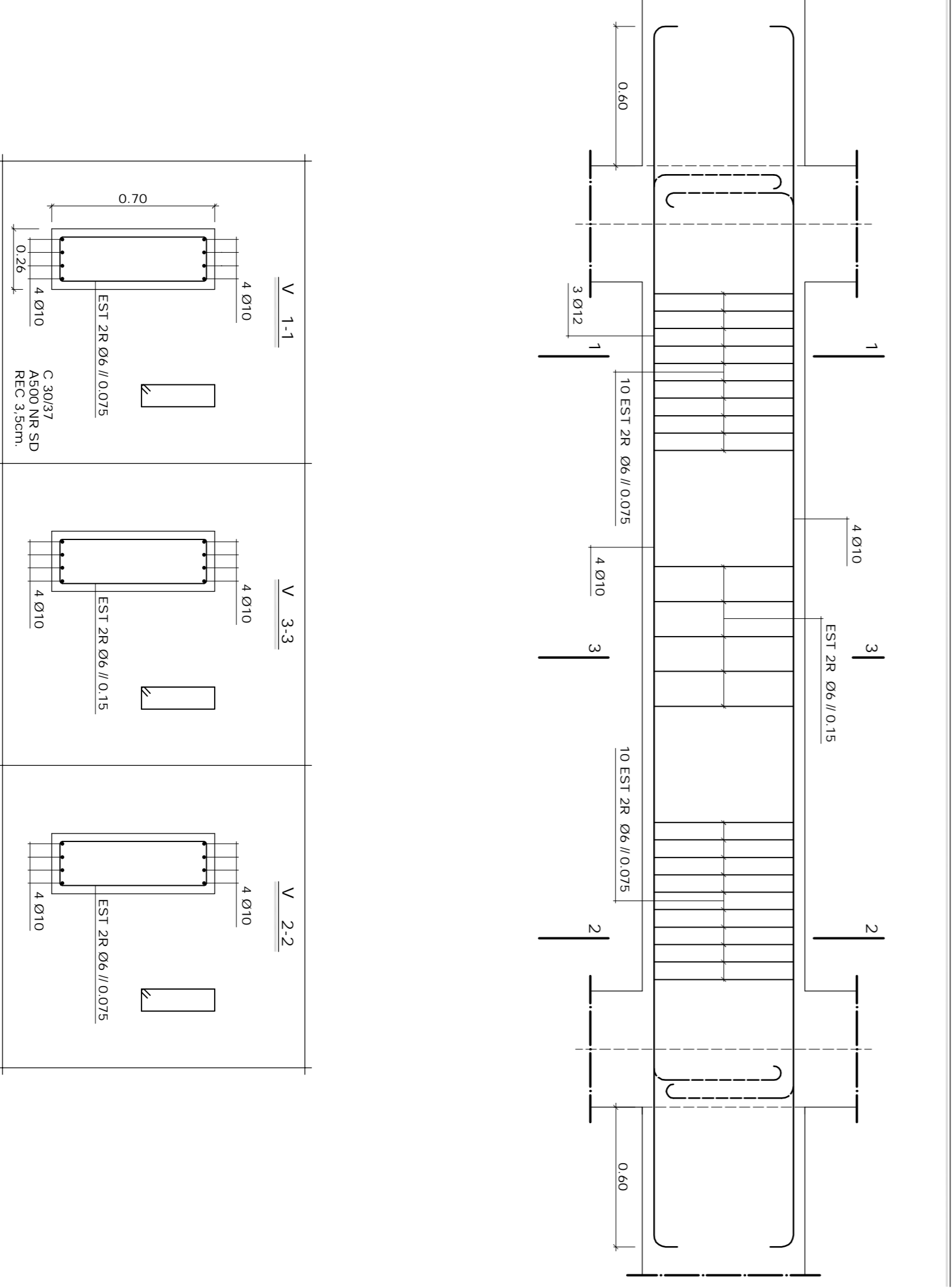
Viga V3



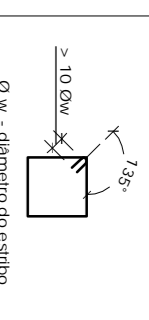
Viga V4



Viga V5



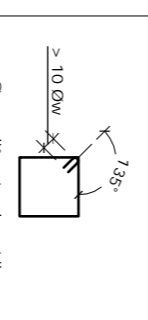
Formosa de engenharia de estruturas
Art. 13, 17 e 21 da Lei 5021



MATERIAIS

BETÃO	MP E2000-1	C30/37
Vigas	MP E2000-1	C30/37
Armaduras	ASTM A631	CA 40
C-38	Zemem	30
C-38	Recimento (mm)	
ACO	Armaduras Ombreas	
ASO/NR S10	C	

Formosa de engenharia de estruturas
Art. 13, 17 e 21 da Lei 5021



MATERIAIS

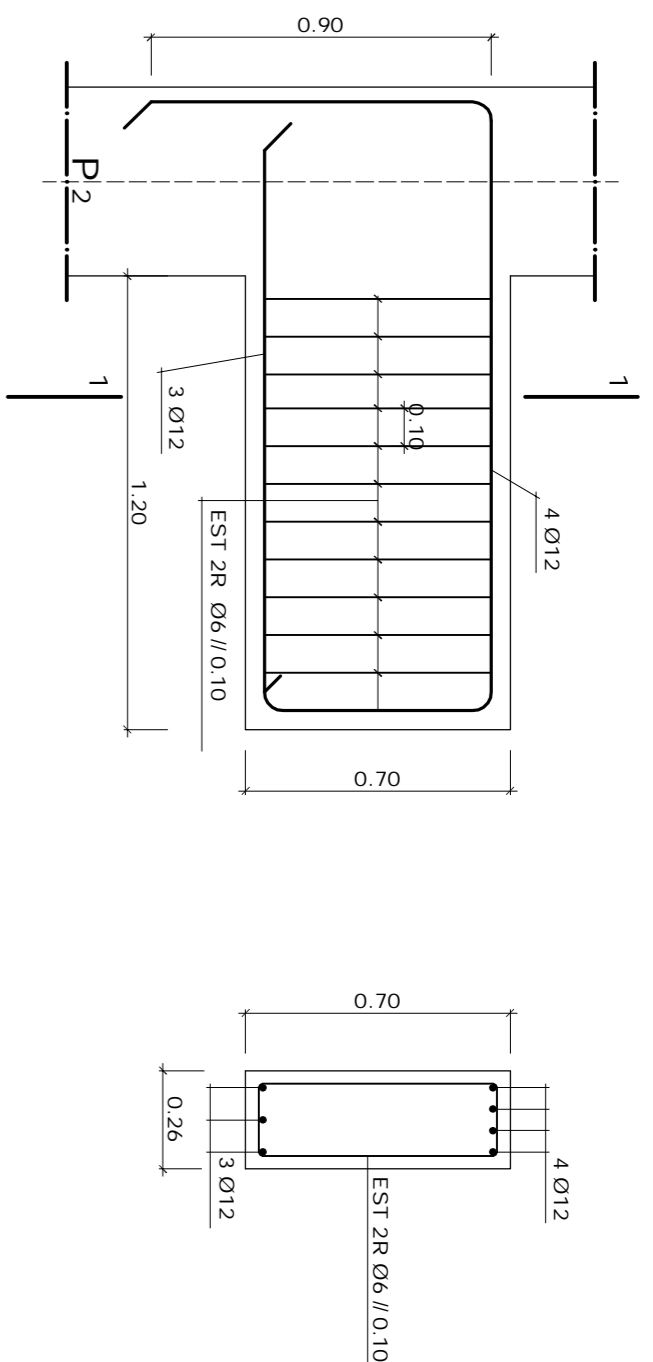
BETÃO	MP E2000-1	C30/37
Vigas	MP E2000-1	C30/37
Armaduras	ASTM A631	CA 40
C-38	Zemem	30
C-38	Recimento (mm)	
ACO	Armaduras Ombreas	
ASO/NR S10	C	



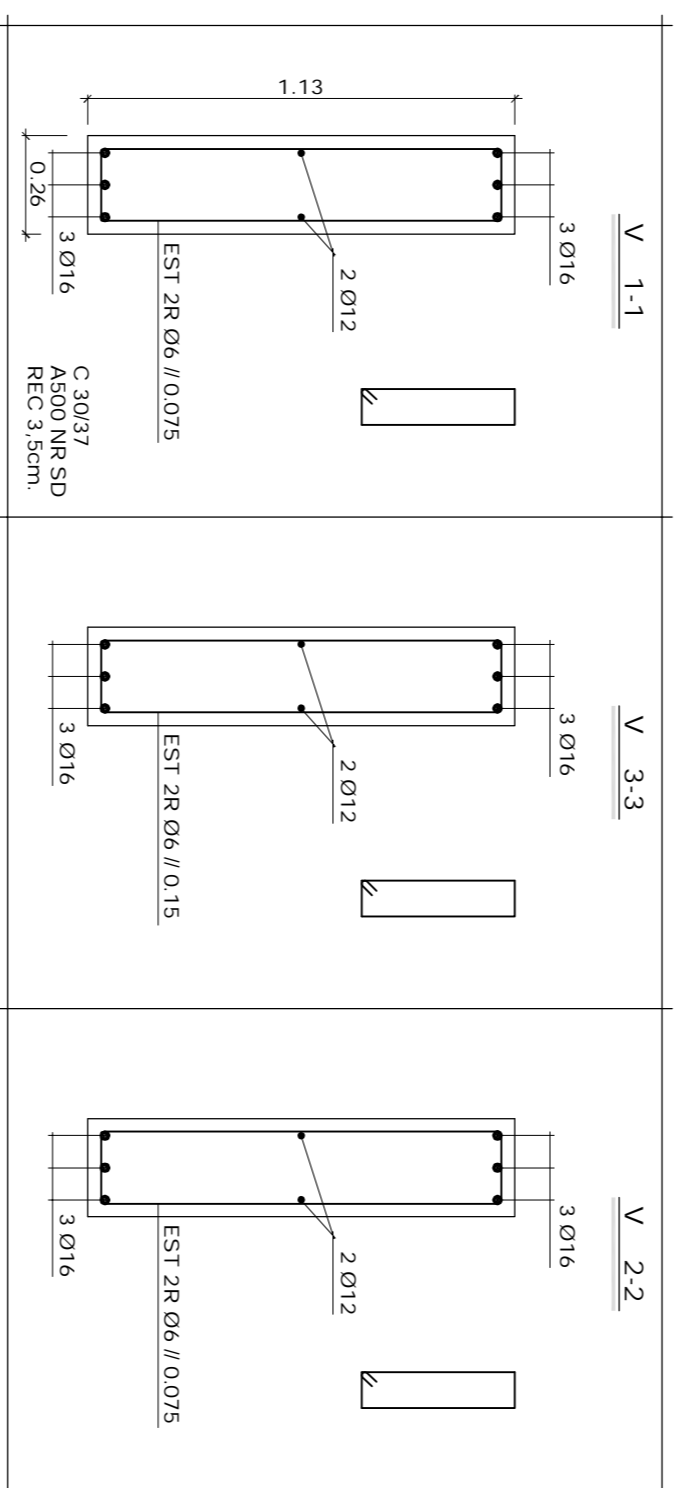
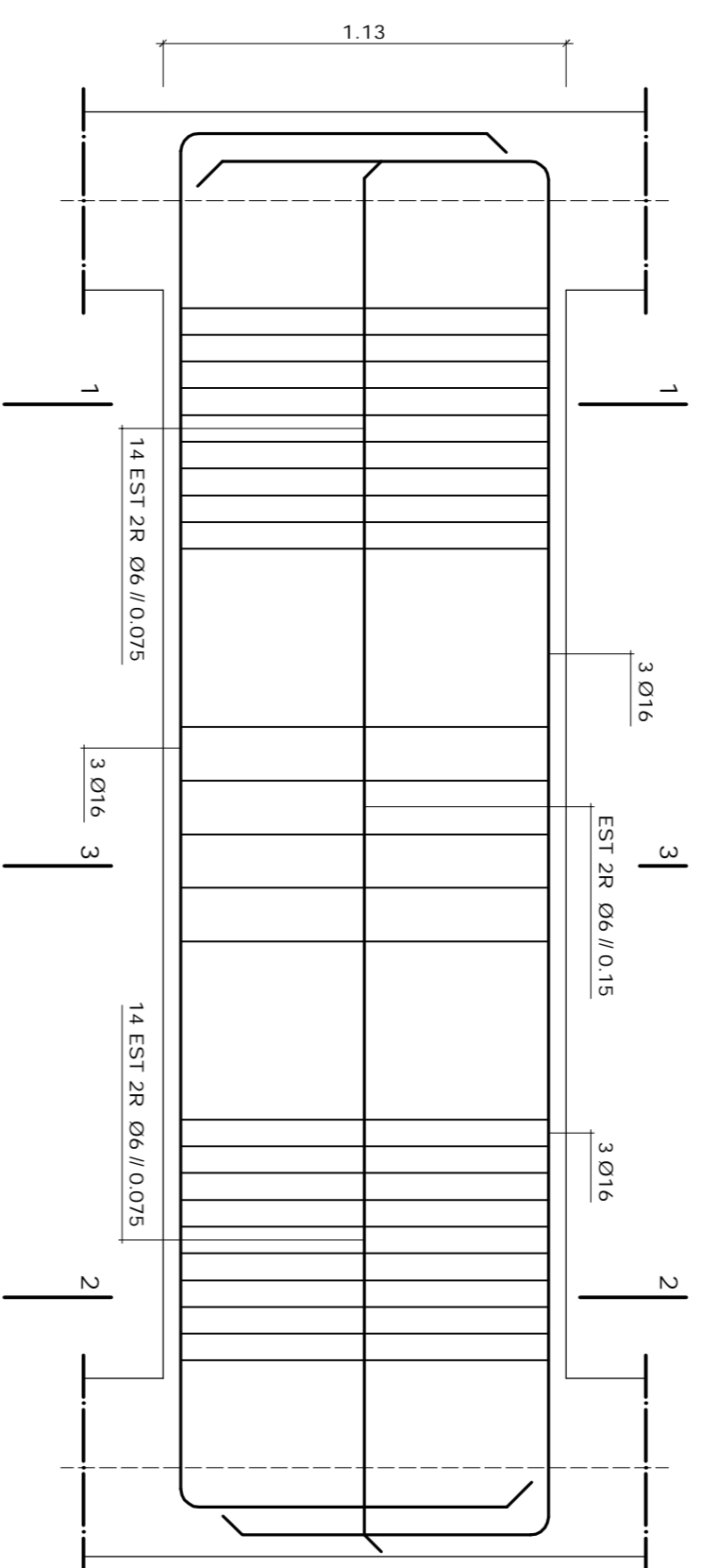
Mestrado em Engenharia Civil
Projeto de Mestrado
Realizado por
Pedro Marques Pinhal
N.º 3058
Setembro 2015

Grupo B
Belo Amado
Vigas
Escala: 1/20
Desenho número: 34 Rev.0

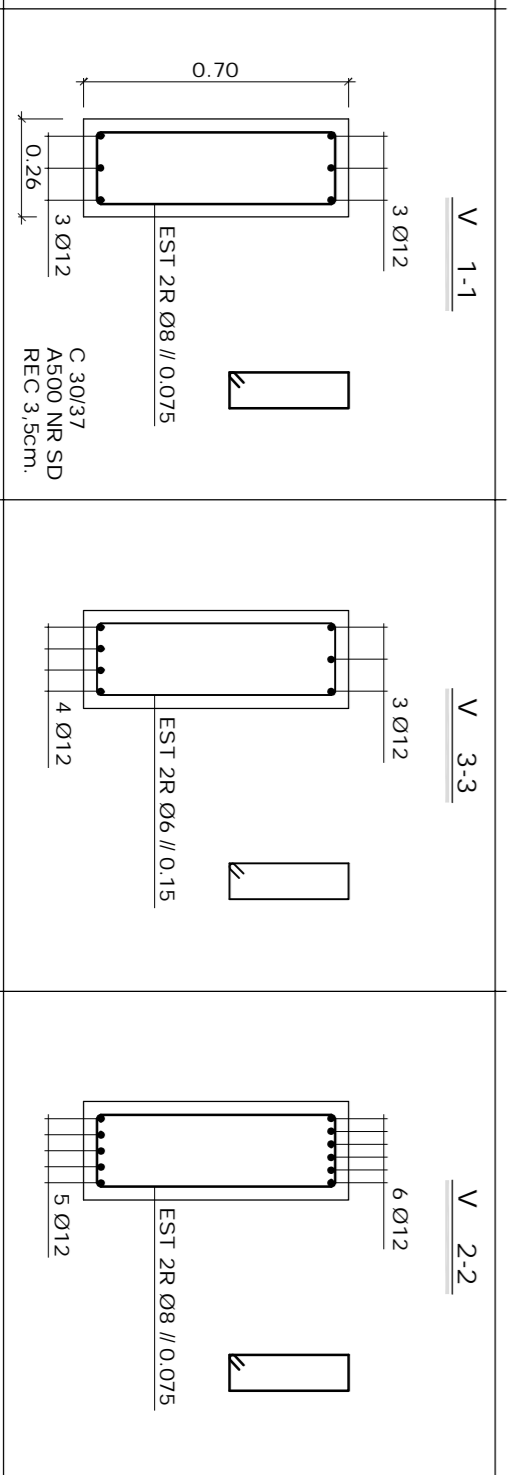
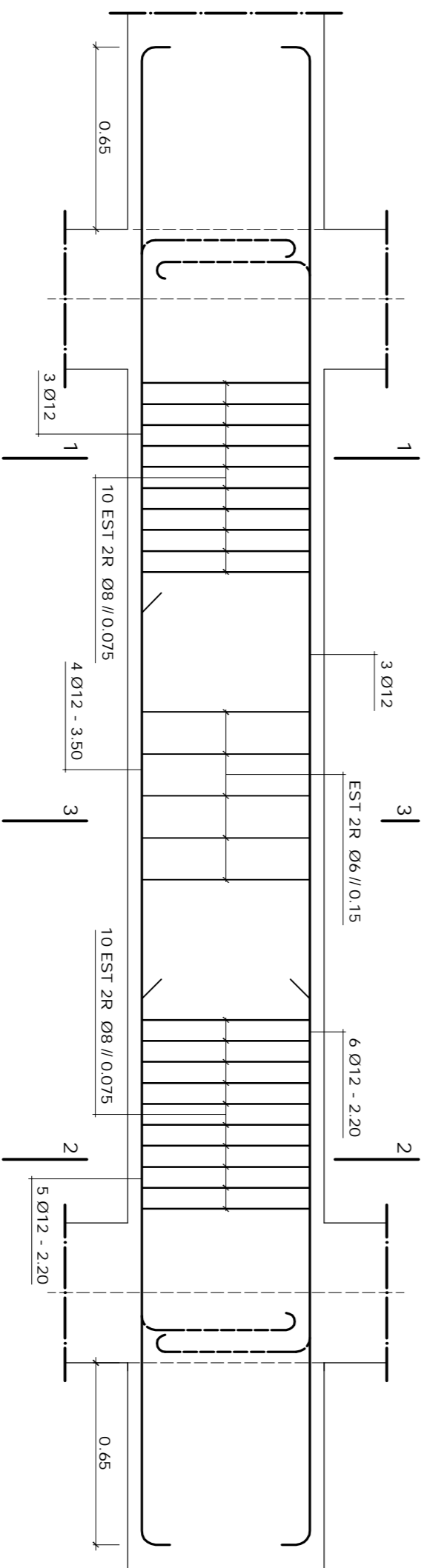
Viga V6



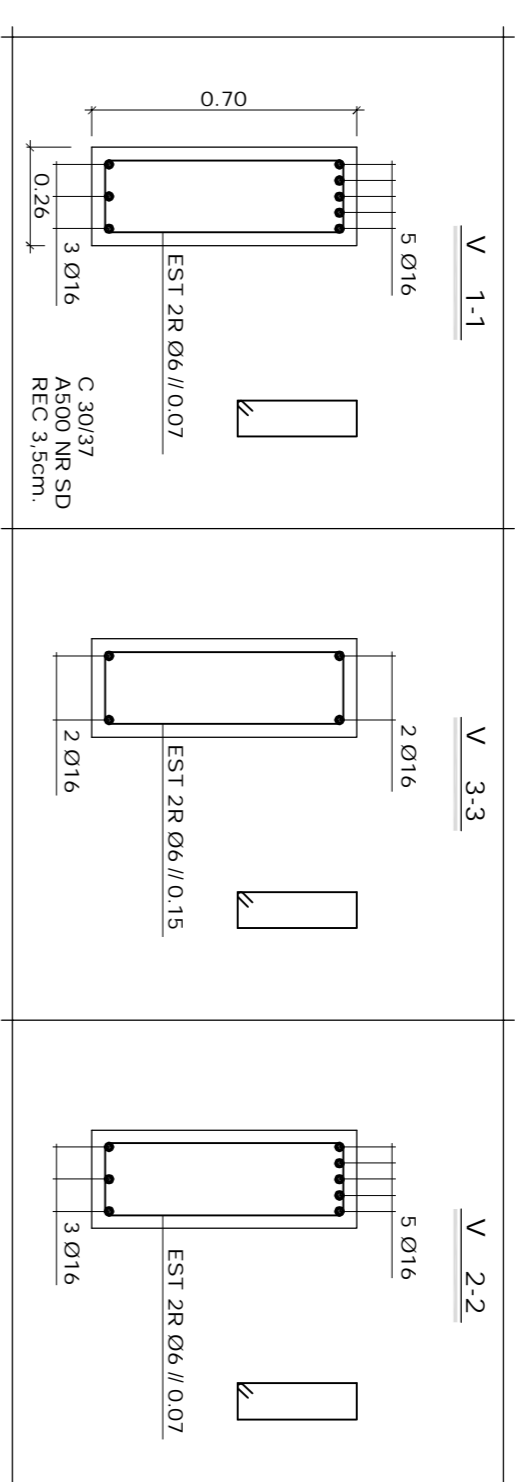
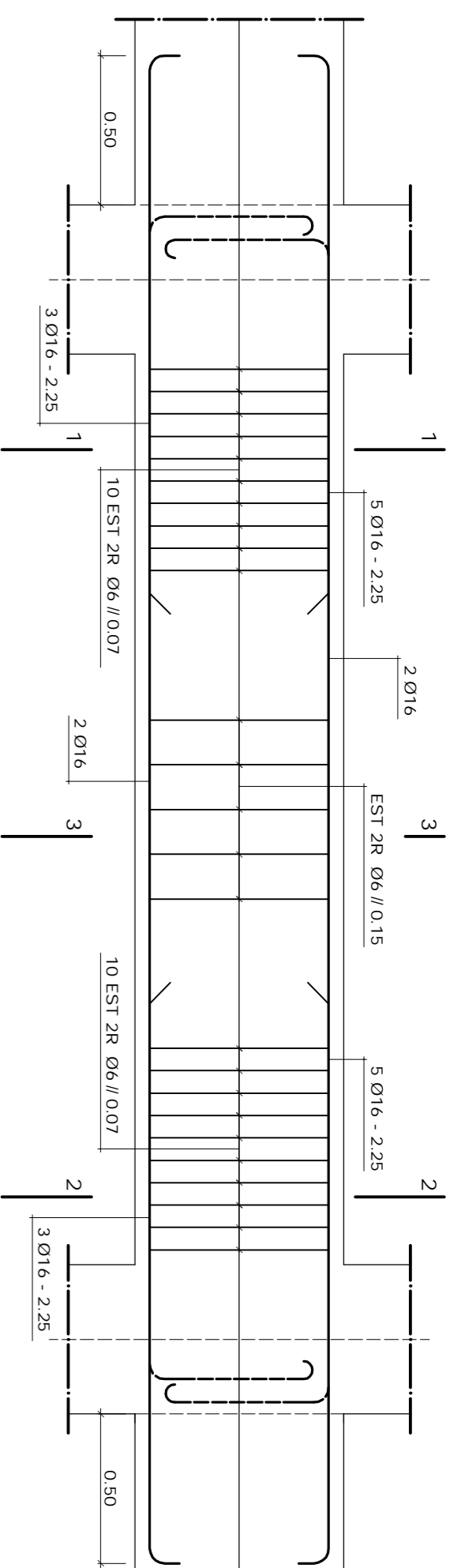
Viga V7



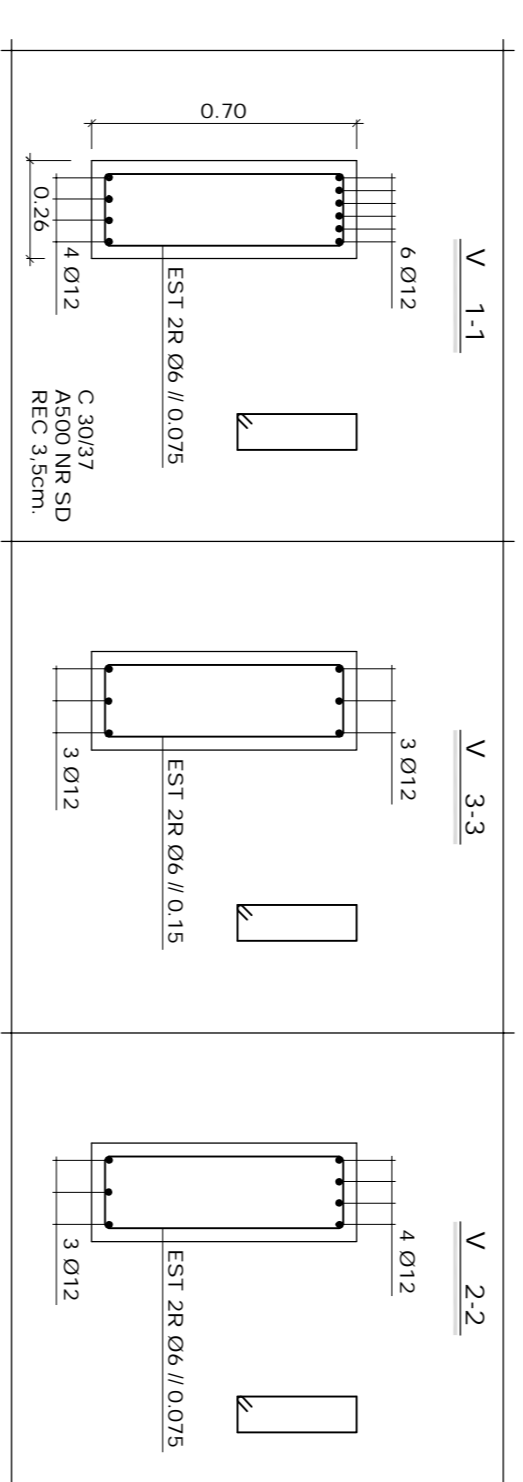
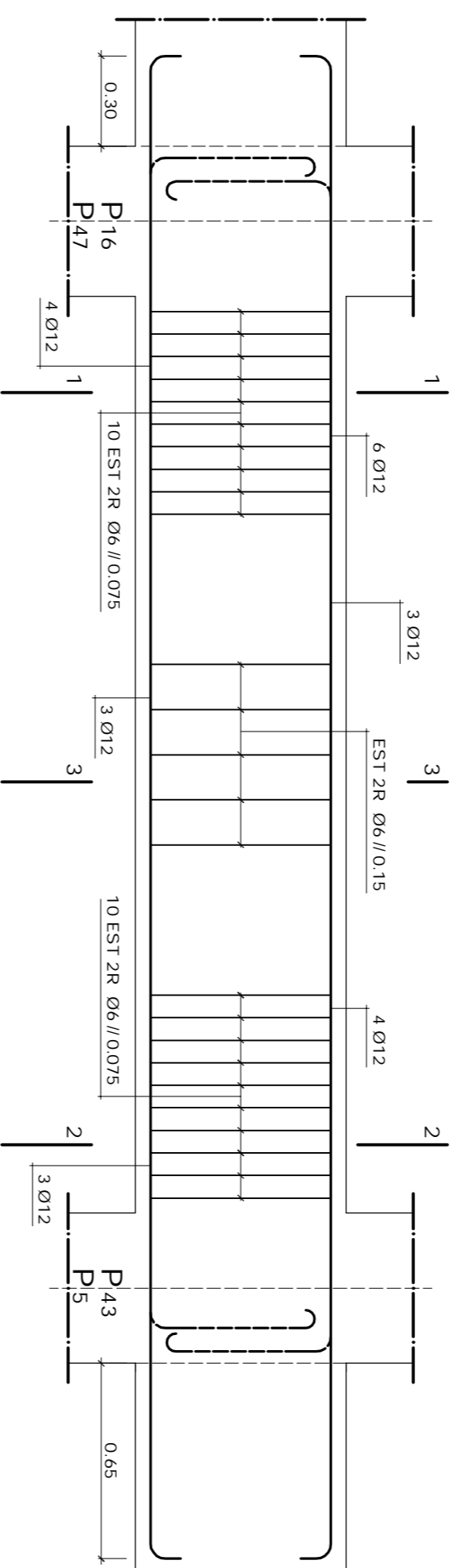
Viga V8



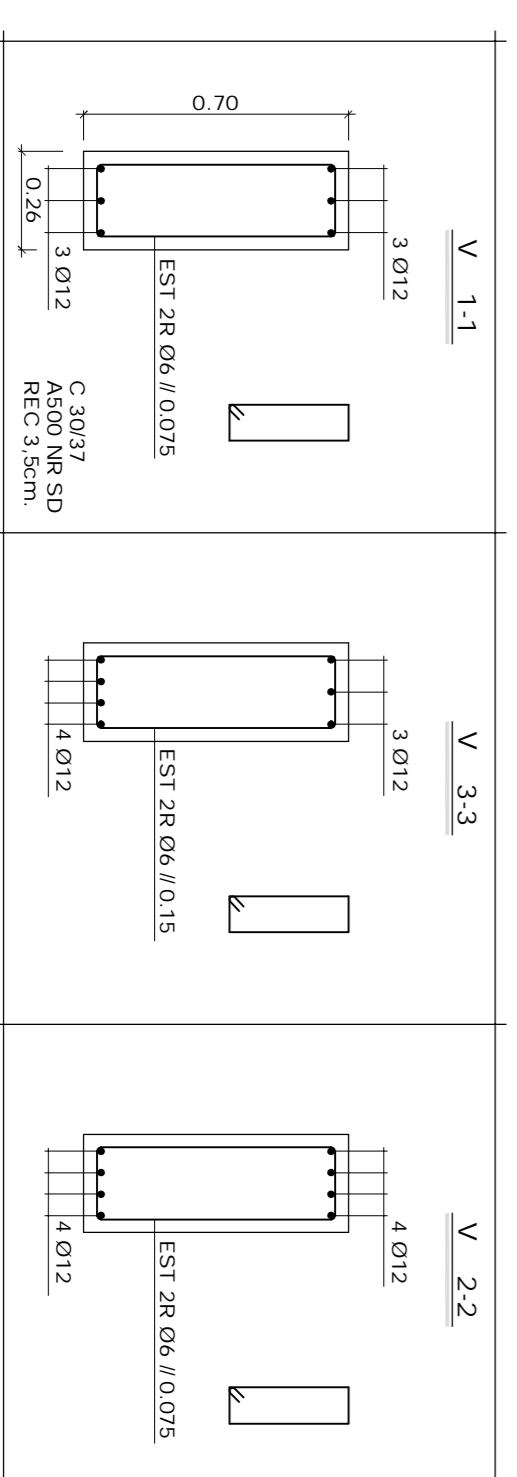
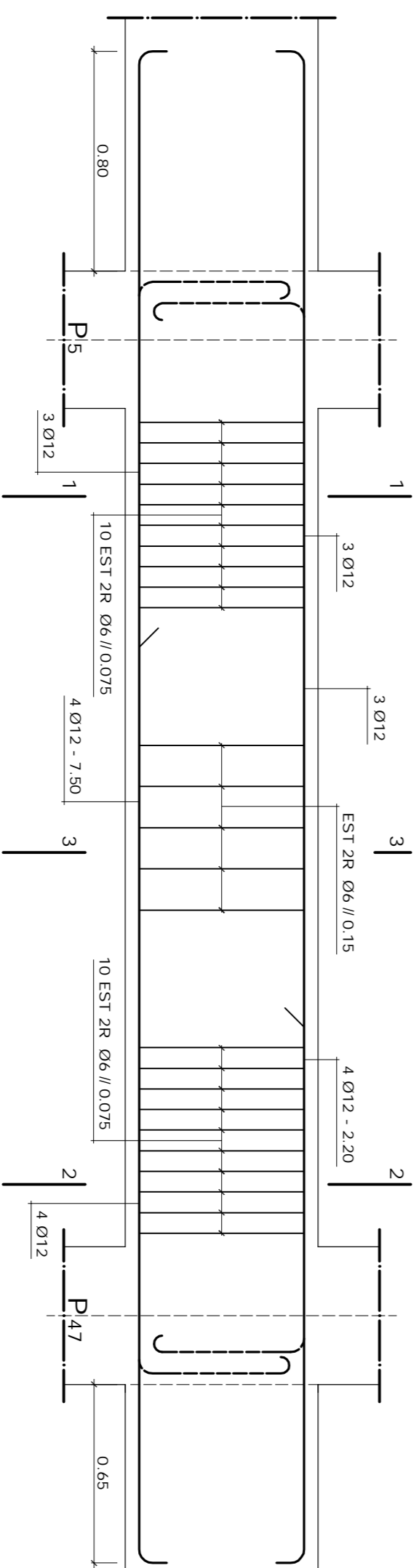
Viga V9



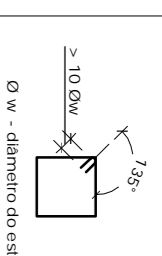
Viga V10



Viga V11



Formosa de amarração dos rebolos
Art. 15.1.1.21 do SNTCC

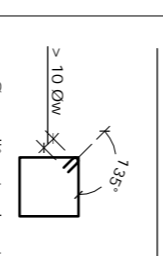


Ø 6 - abertura do estubo

MATERIAIS

BETÃO	MP E2000-1
Vigas	MP E2000-1
ACD	Amarras Ombreiras
ASB0 NR SD	C

Formosa de amarração dos rebolos
Art. 15.1.1.21 do SNTCC



Ø 6 - abertura do estubo

MATERIAIS

BETÃO	MP E2000-1
Vigas	MP E2000-1
ACD	Amarras Ombreiras
ASB0 NR SD	C

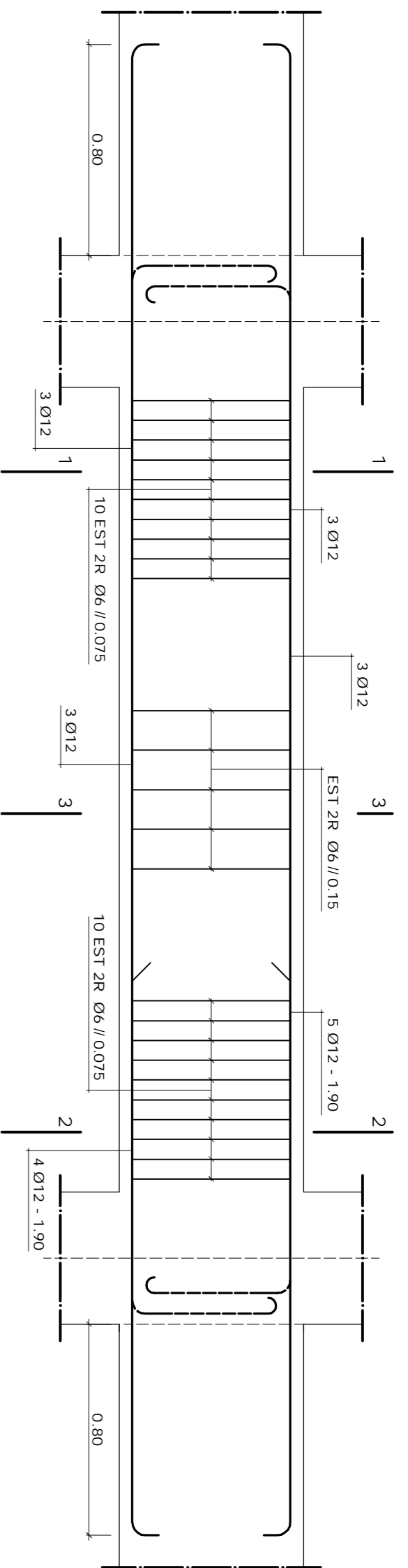


Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Faculdade de Engenharia
Reitoria do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua do Bispo, 12
1649-016 Lisboa
Tel: +351 21 790 3080
www.isel.pt

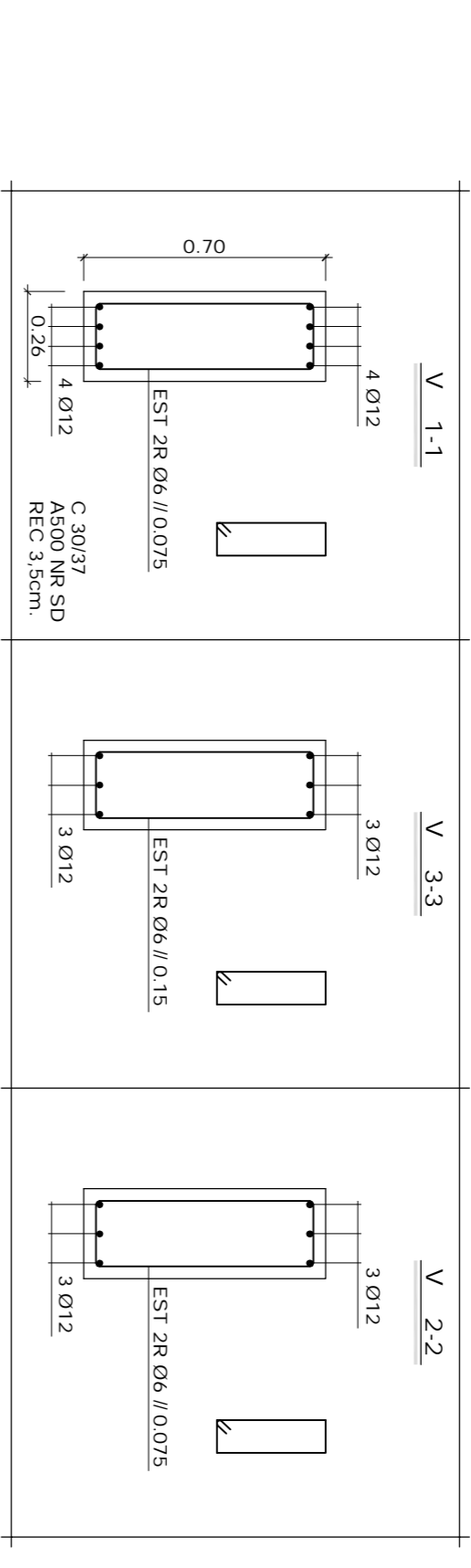
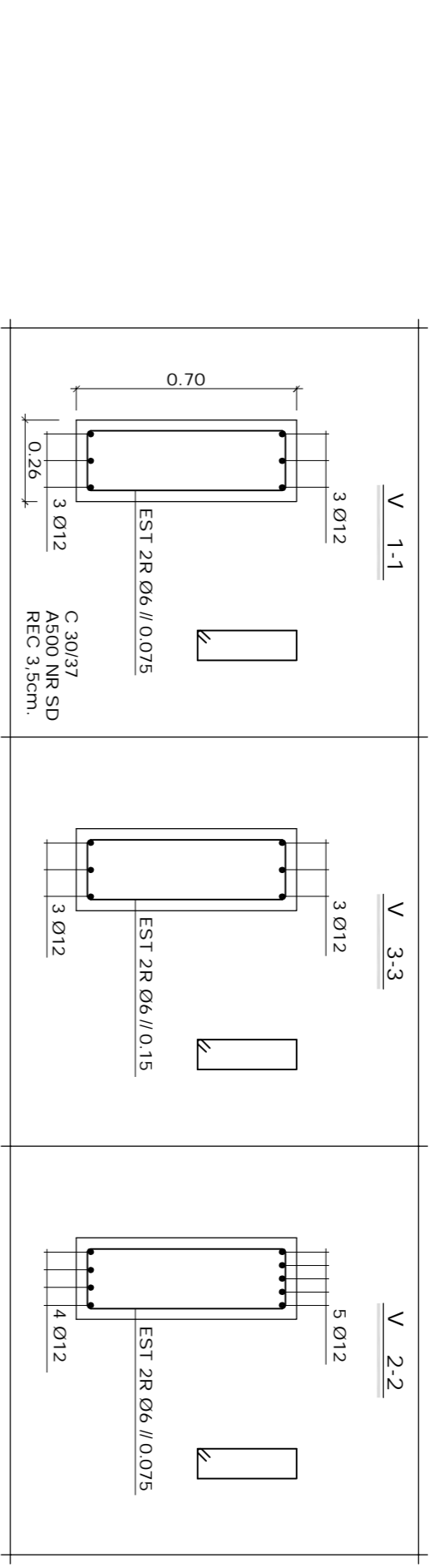
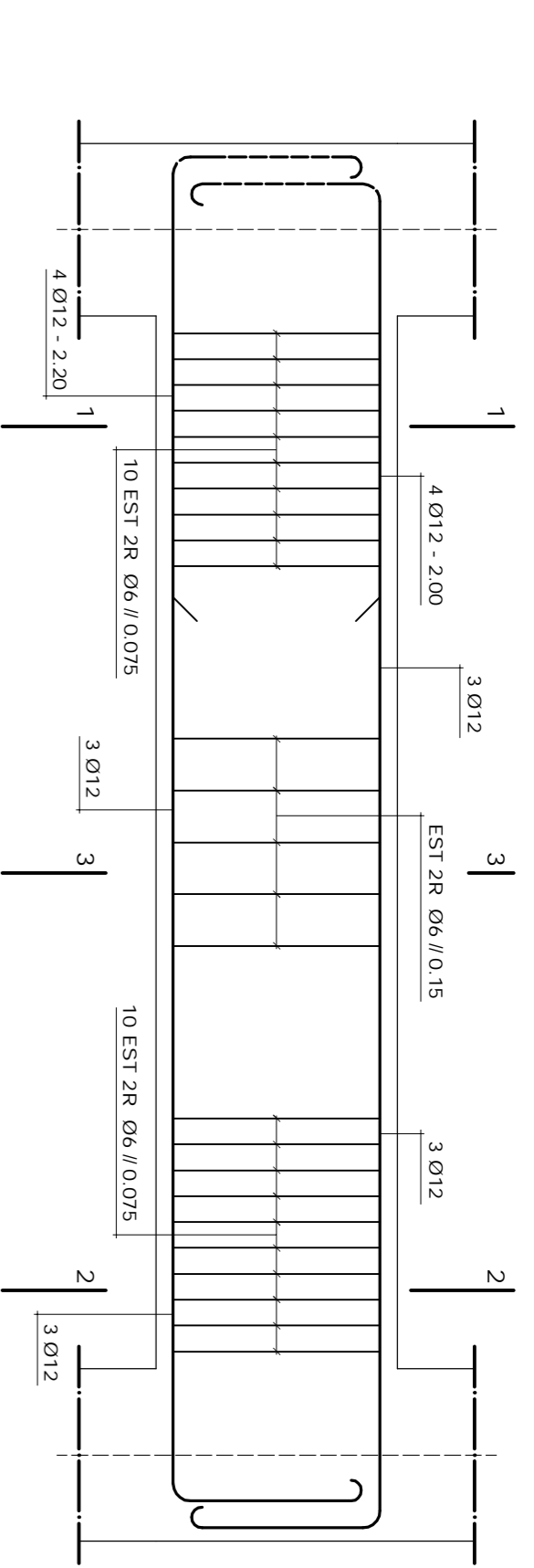
Projeto de Engenharia de Arquitetura
Reitoria do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua do Bispo, 12
1649-016 Lisboa
Tel: +351 21 790 3080
www.isel.pt

Projeto de Engenharia de Arquitetura
Reitoria do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua do Bispo, 12
1649-016 Lisboa
Tel: +351 21 790 3080
www.isel.pt

Viga V12

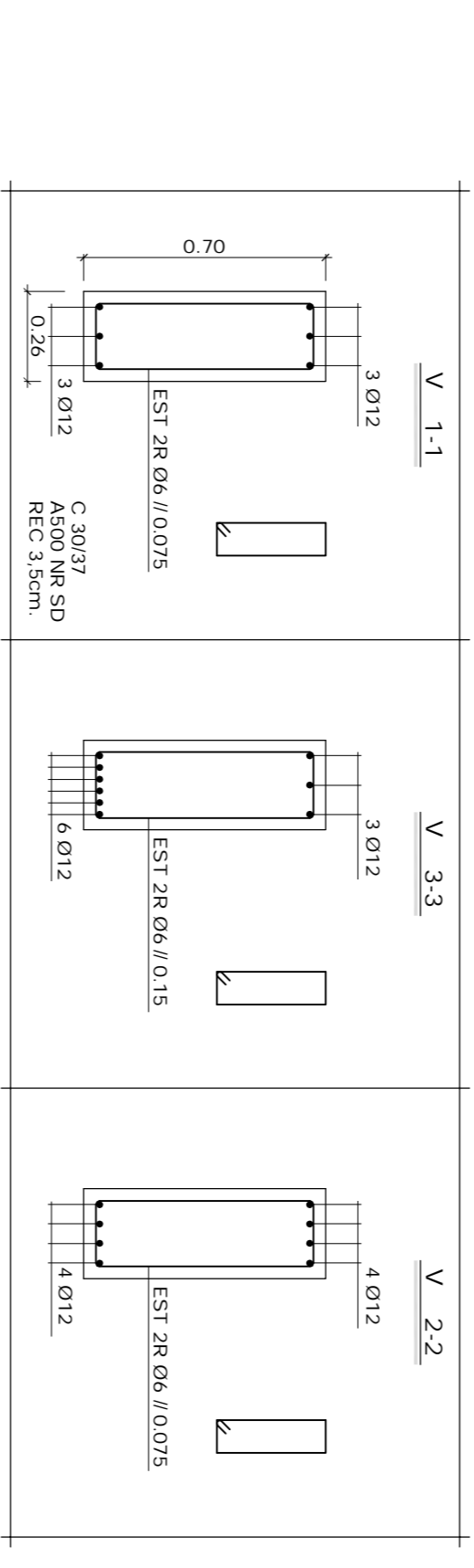
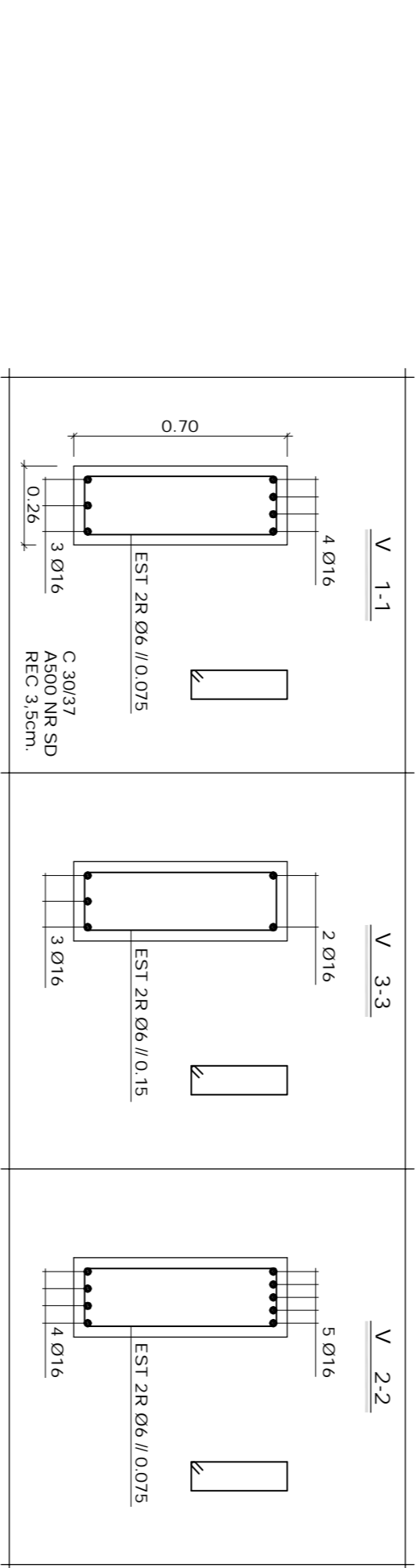
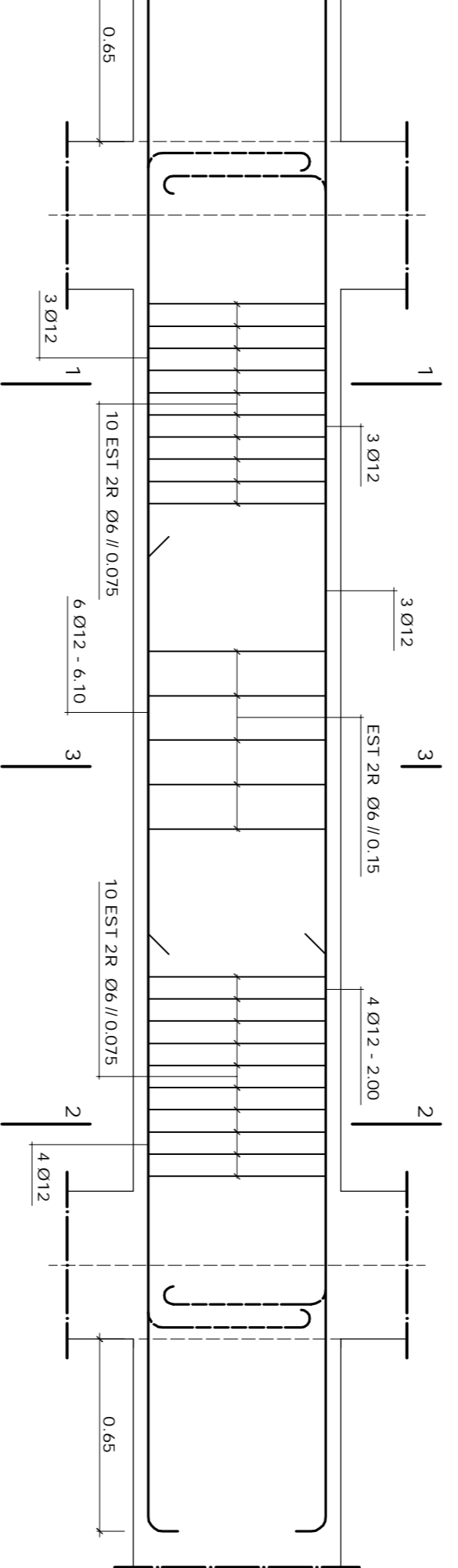
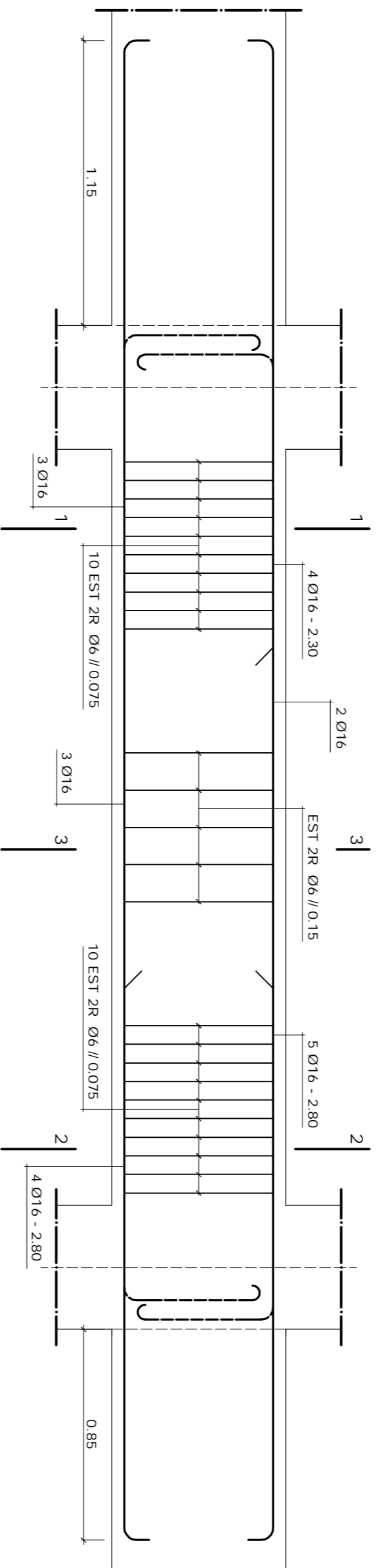


Viga V15



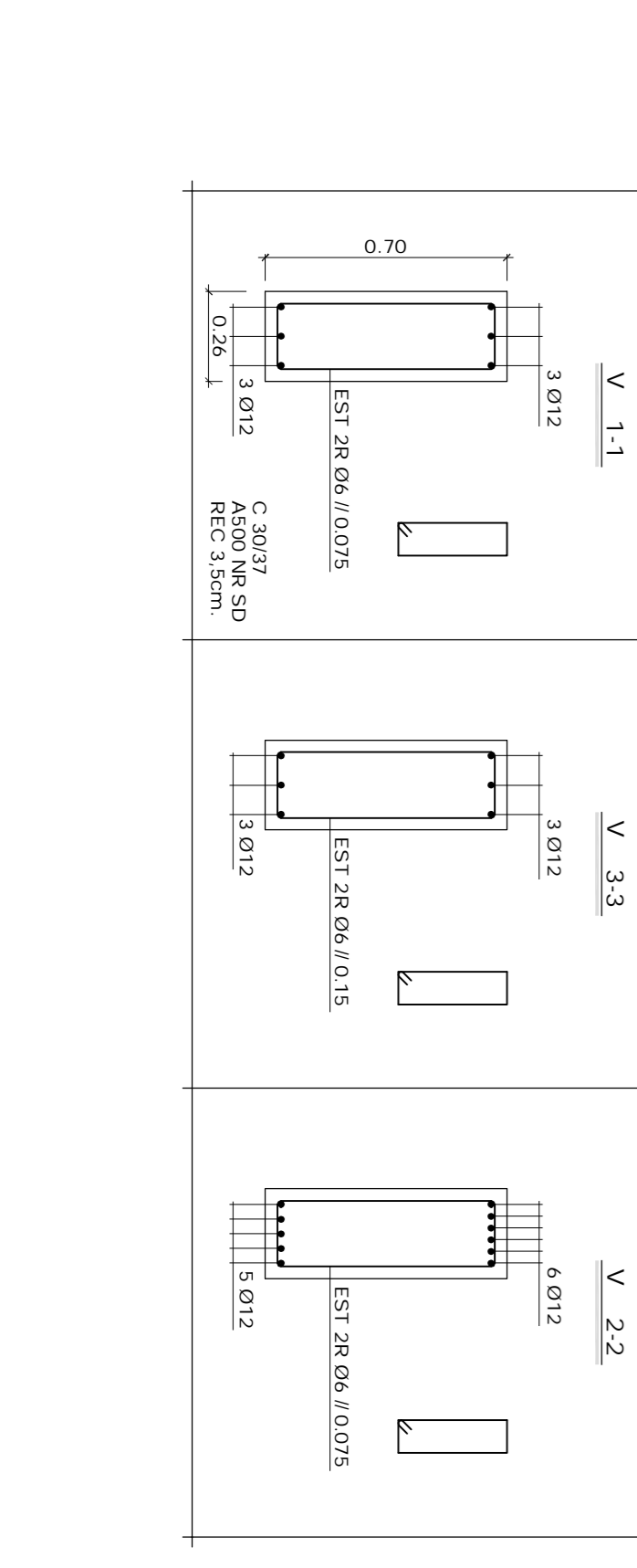
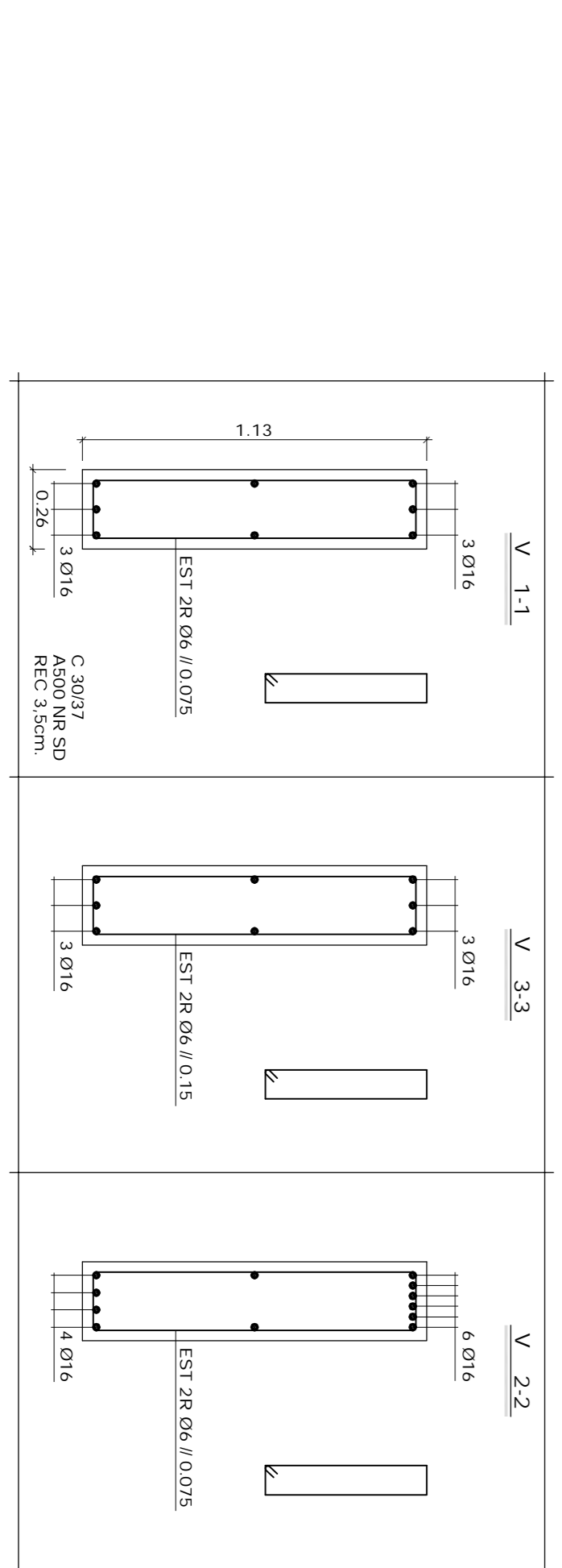
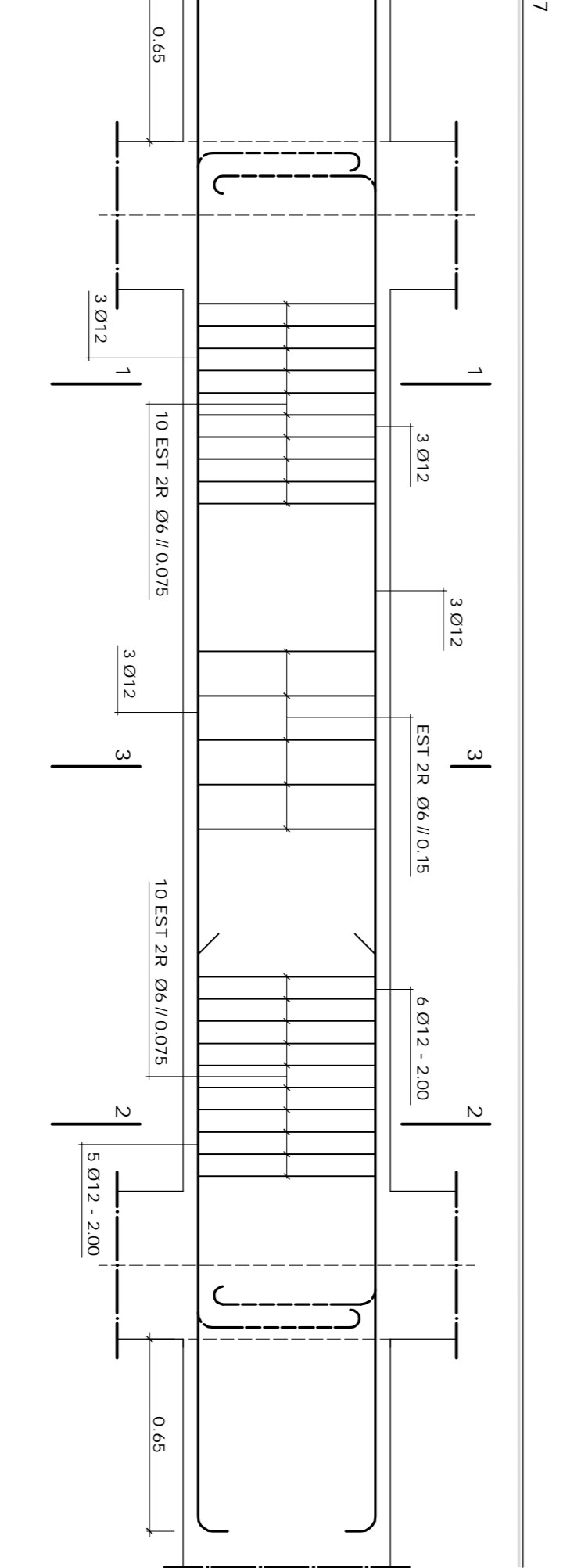
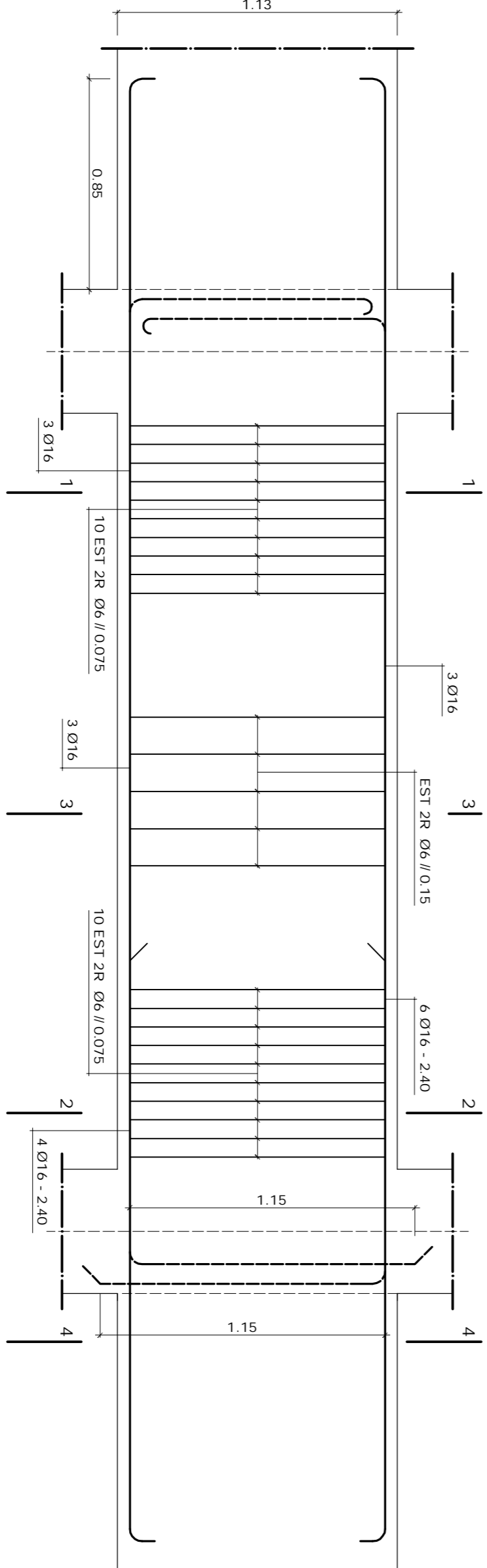
Viga V13

Viga V16

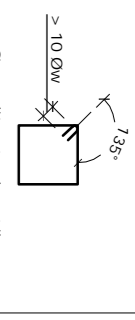


Viga V14

Viga V17



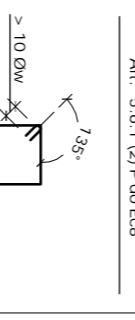
Formosa de amarração dos rebolos
Art. 3.1.1.12.1 do RDB



MATERIAIS

BETÃO	MP E200k.1	C30/37
Armaduras	AS500 NR SD	REC 3.5cm

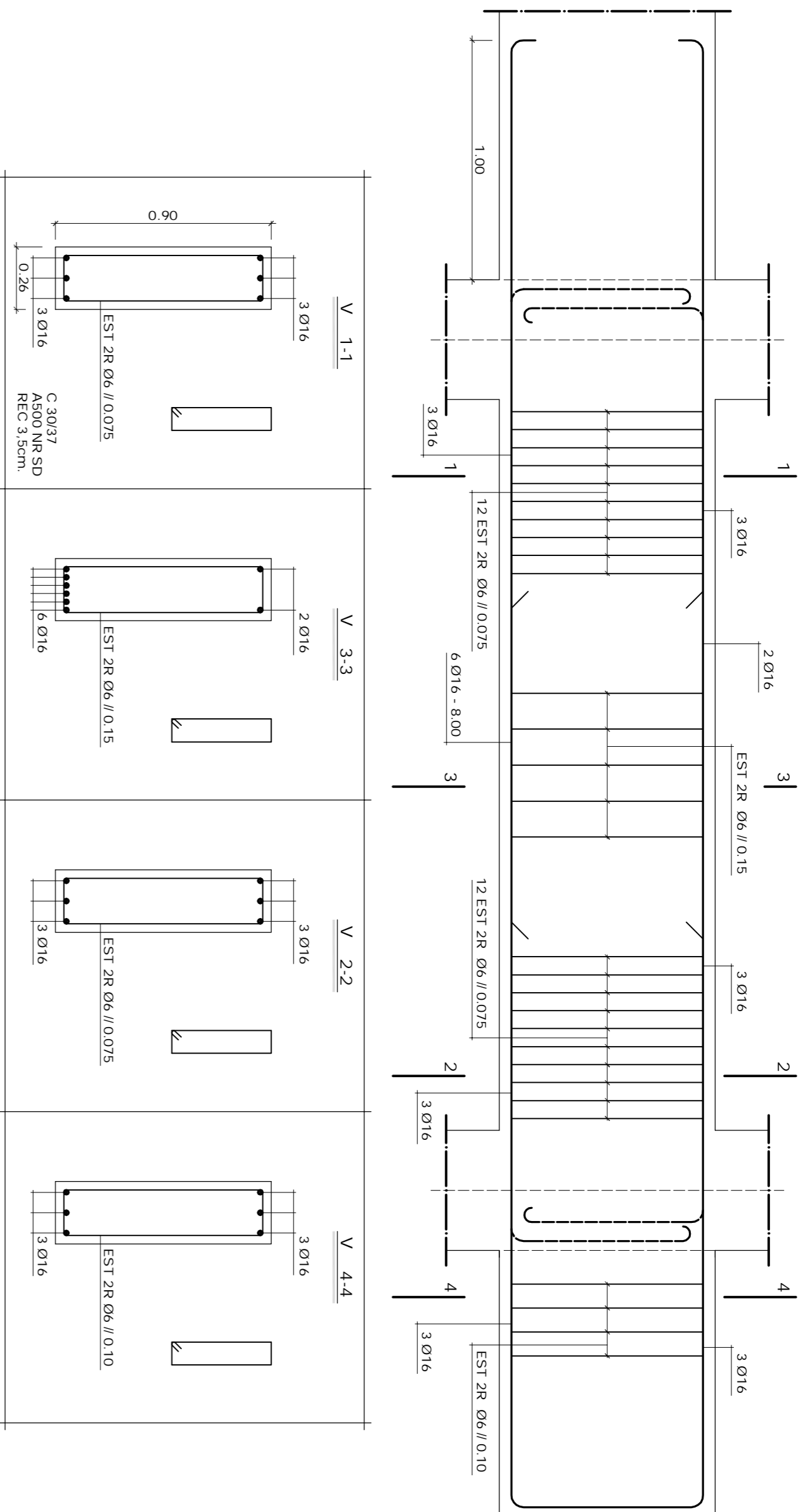
Formosa de amarração dos rebolos
Art. 3.1.1.12.1 do RDB



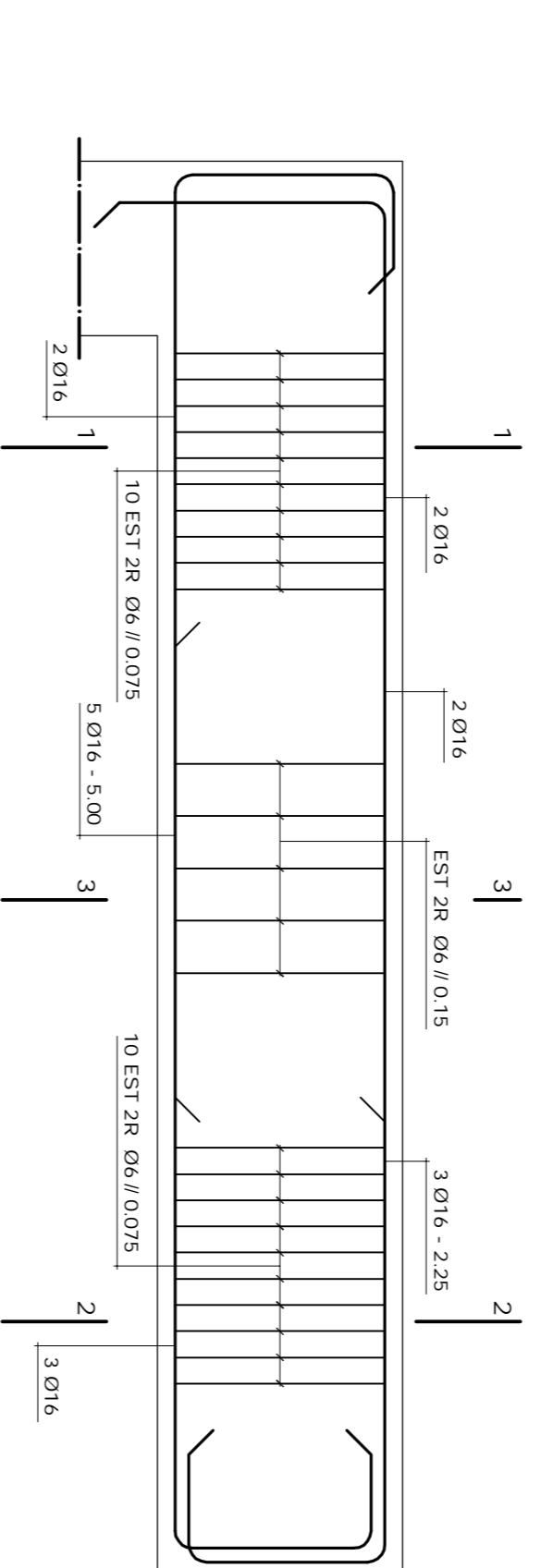
MATERIAIS

BETÃO	MP E200k.1	C30/37
Armaduras	AS500 NR SD	REC 3.5cm

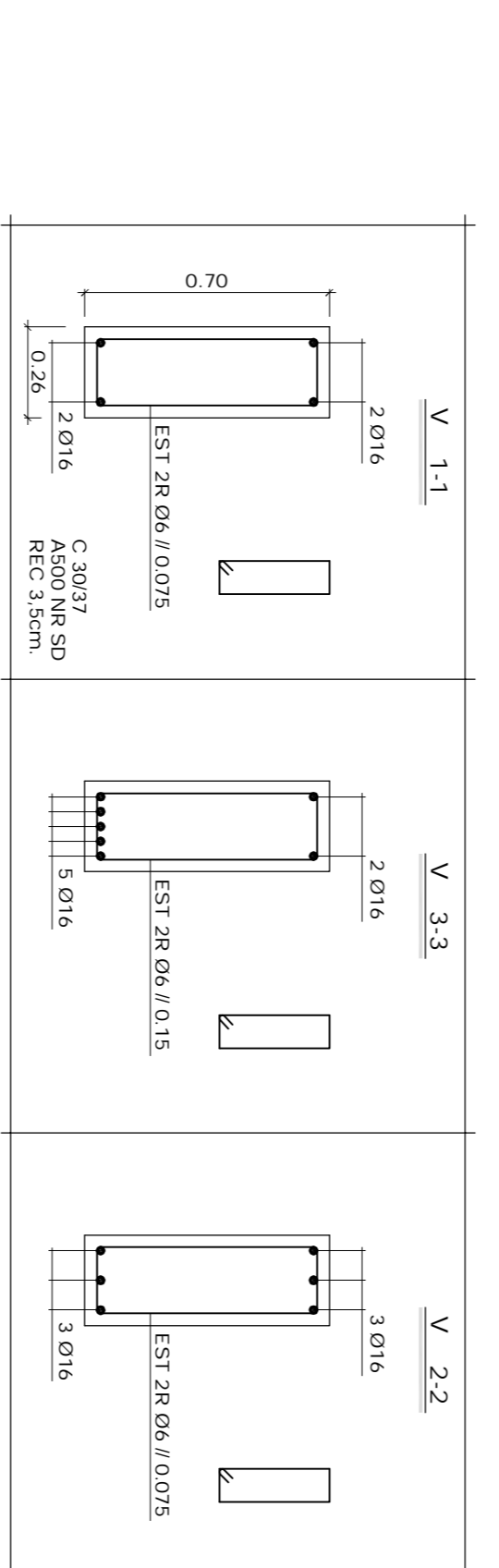
Viga V18



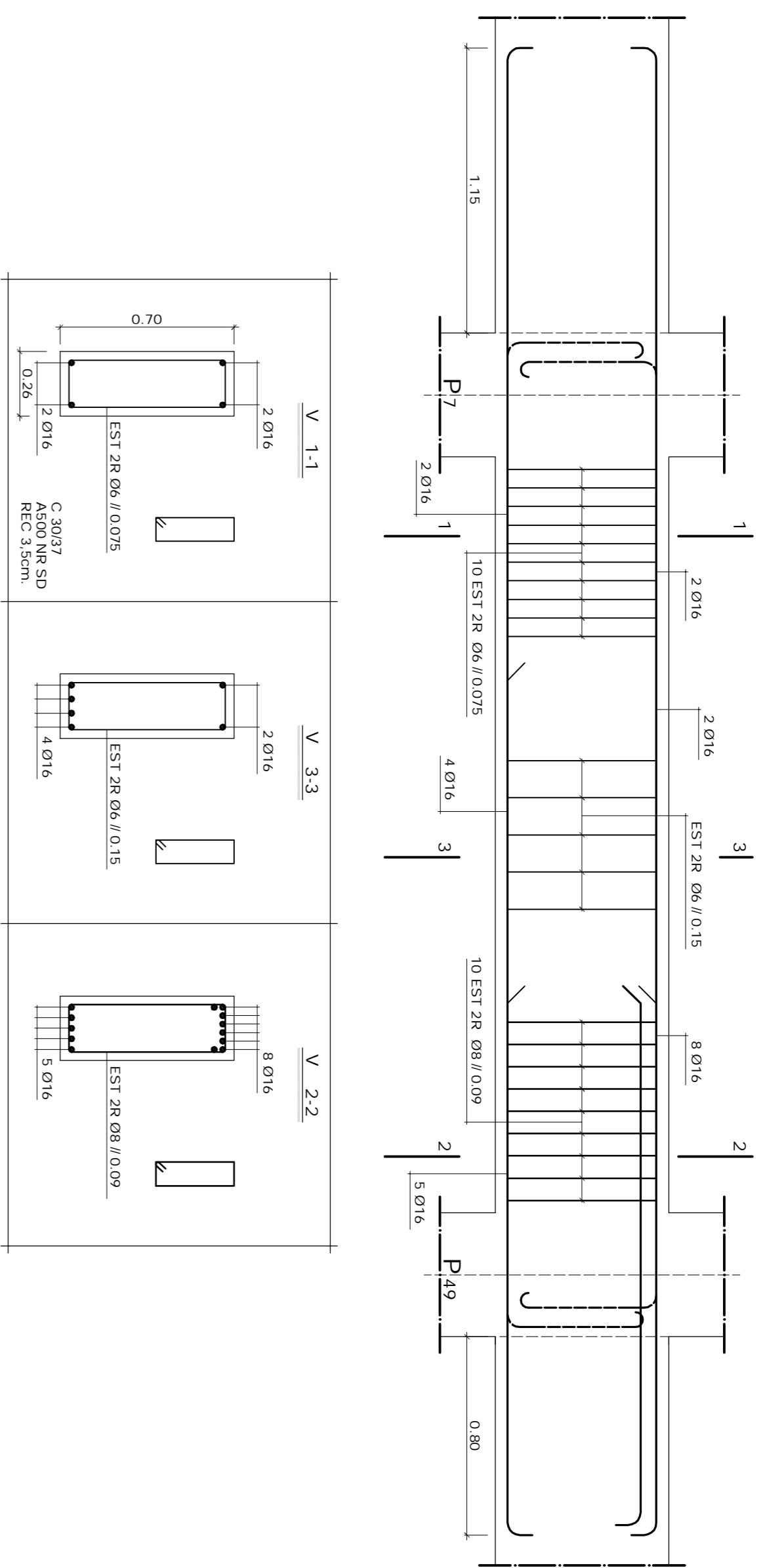
Viga V19



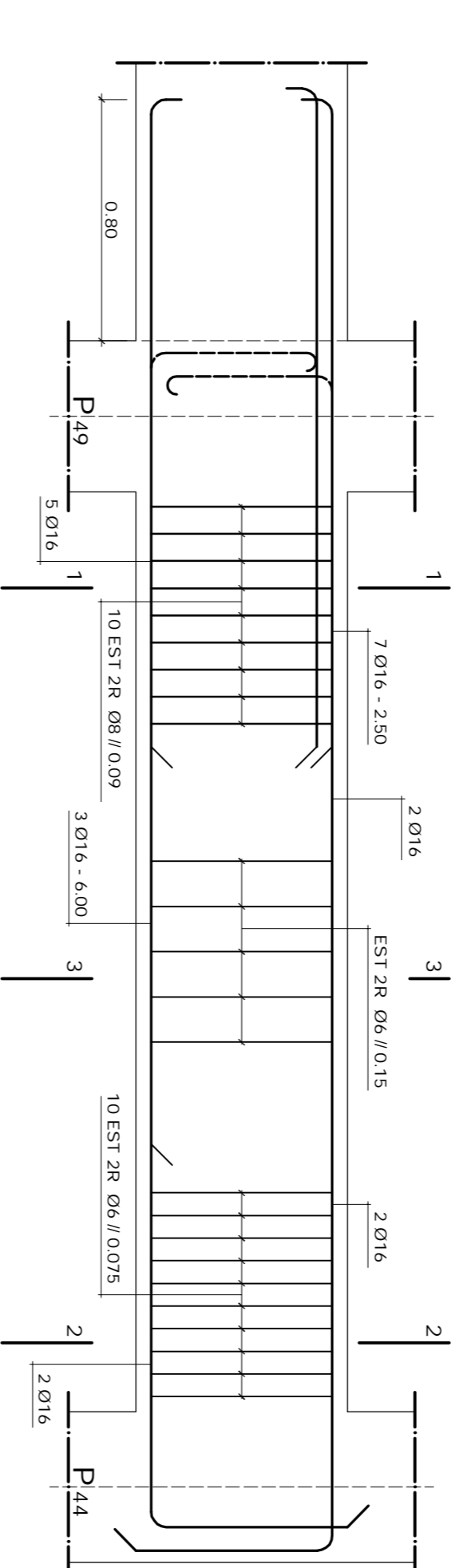
Viga V20



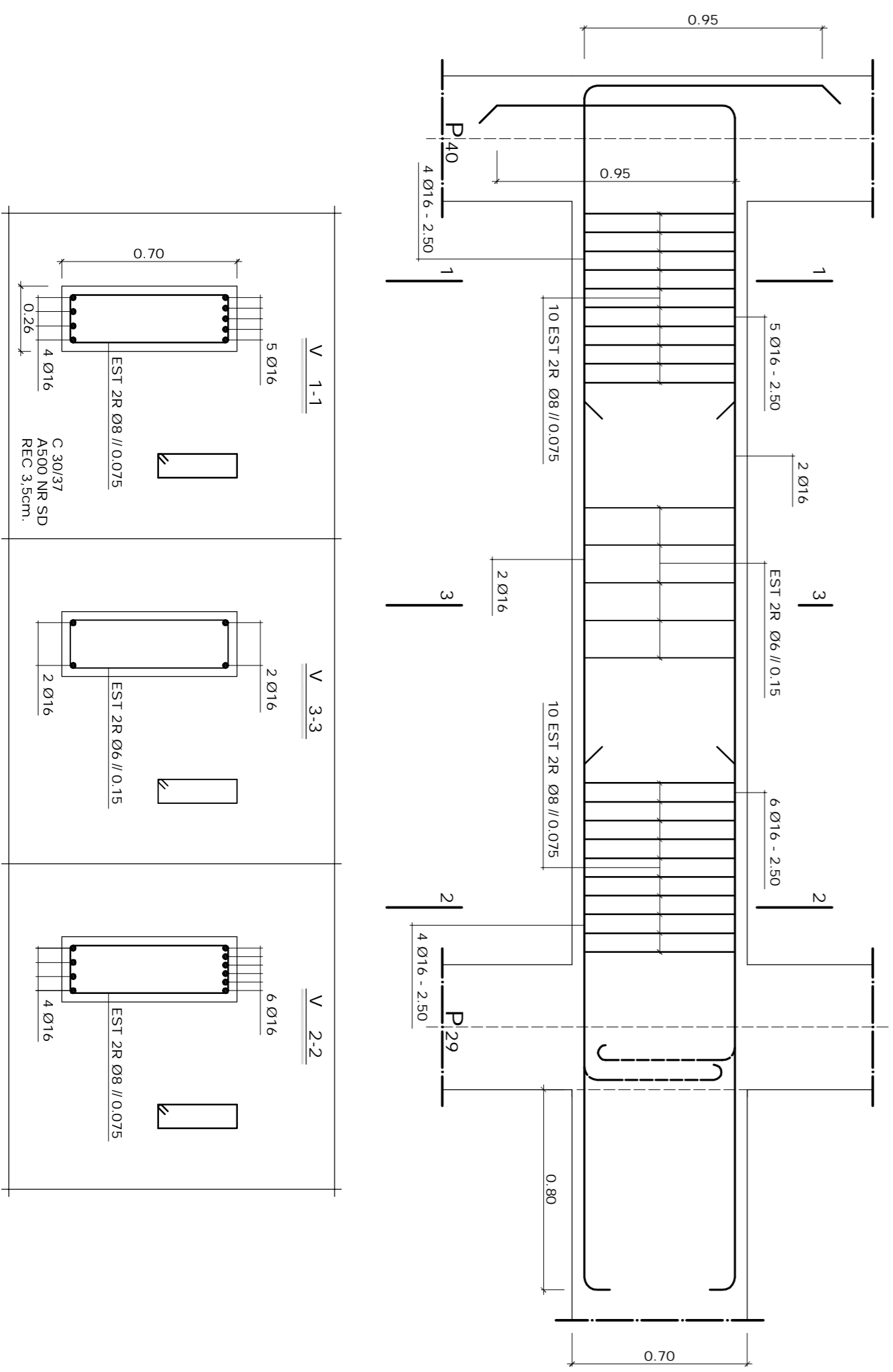
Viga V21



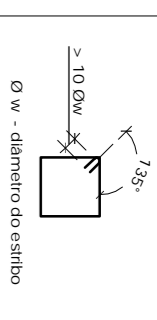
Viga V22



Viga V23



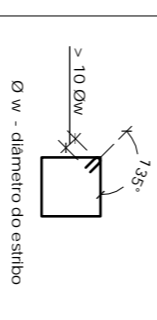
Formador de armadura dos membros
Art. 15.1.1.21 do Regulamento



MATERIAIS

BETÃO	NP EN206-1 C30/37
Armas	A500 NR SD
REC	REC 3.5cm

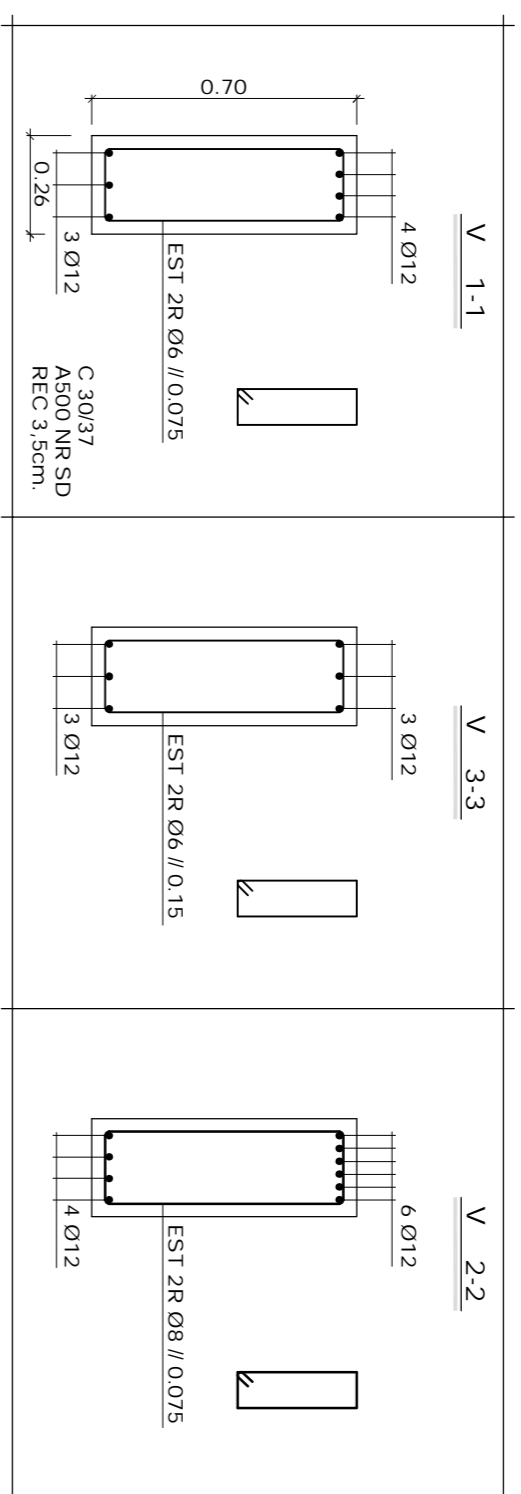
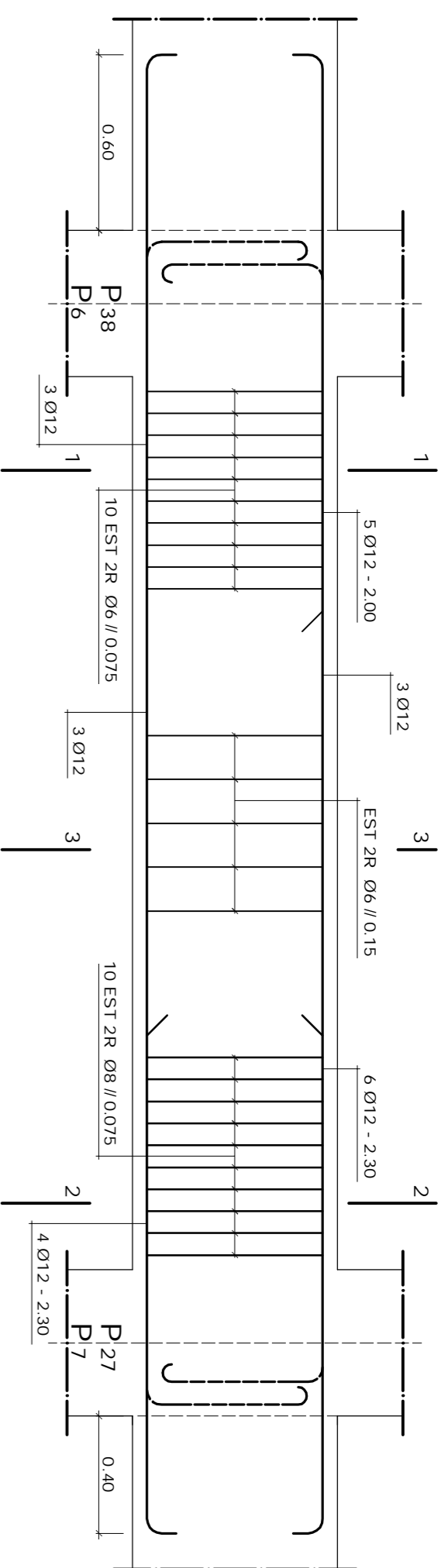
Formador de armadura dos membros
Art. 15.1.1.21 do Regulamento



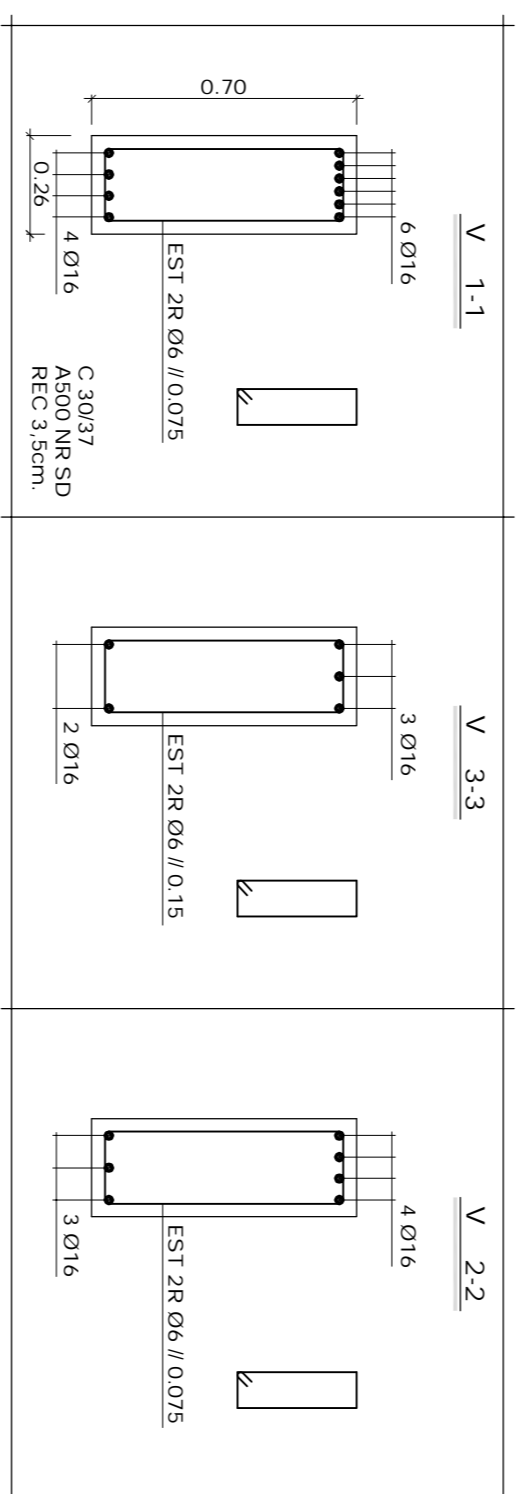
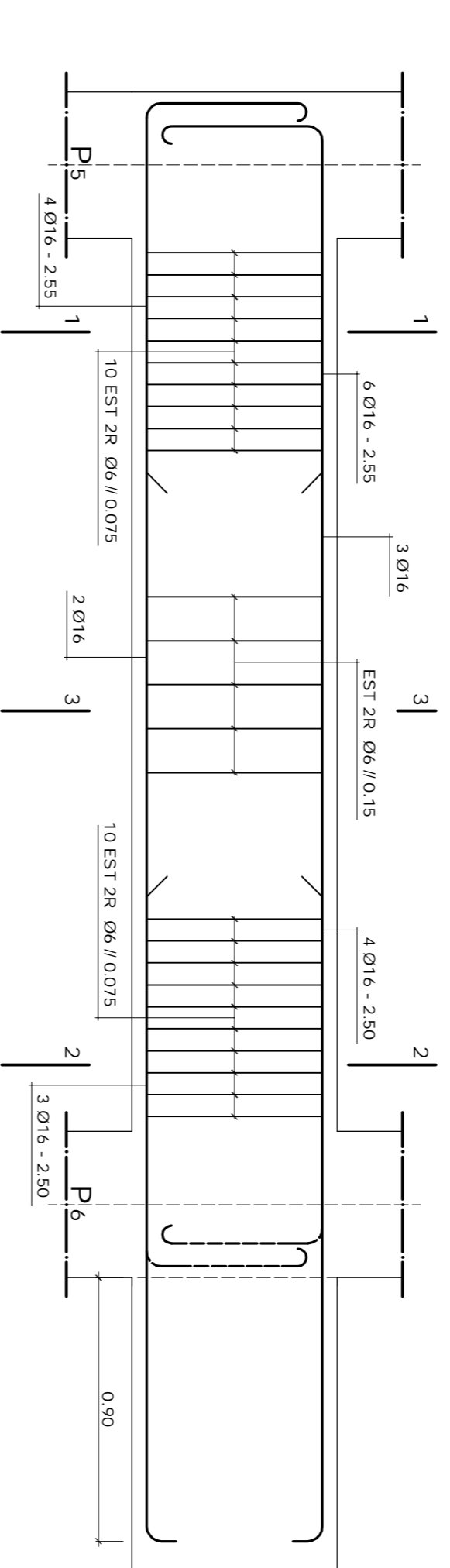
MATERIAIS

BETÃO	NP EN206-1 C30/37
Armas	A500 NR SD
REC	REC 3.5cm

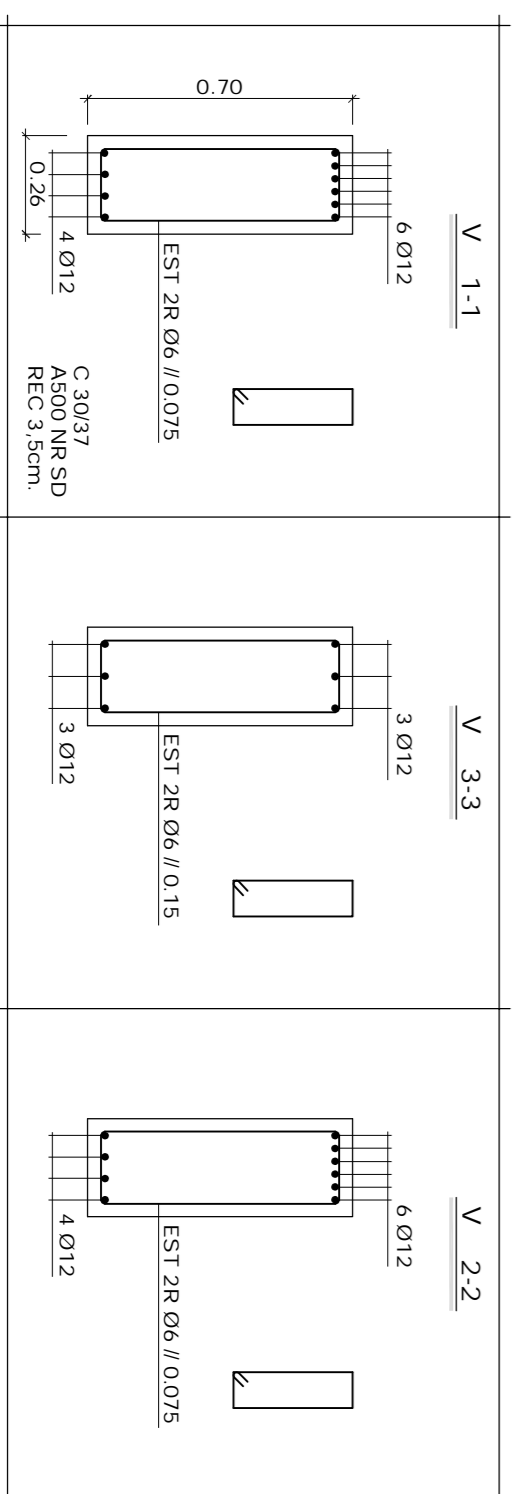
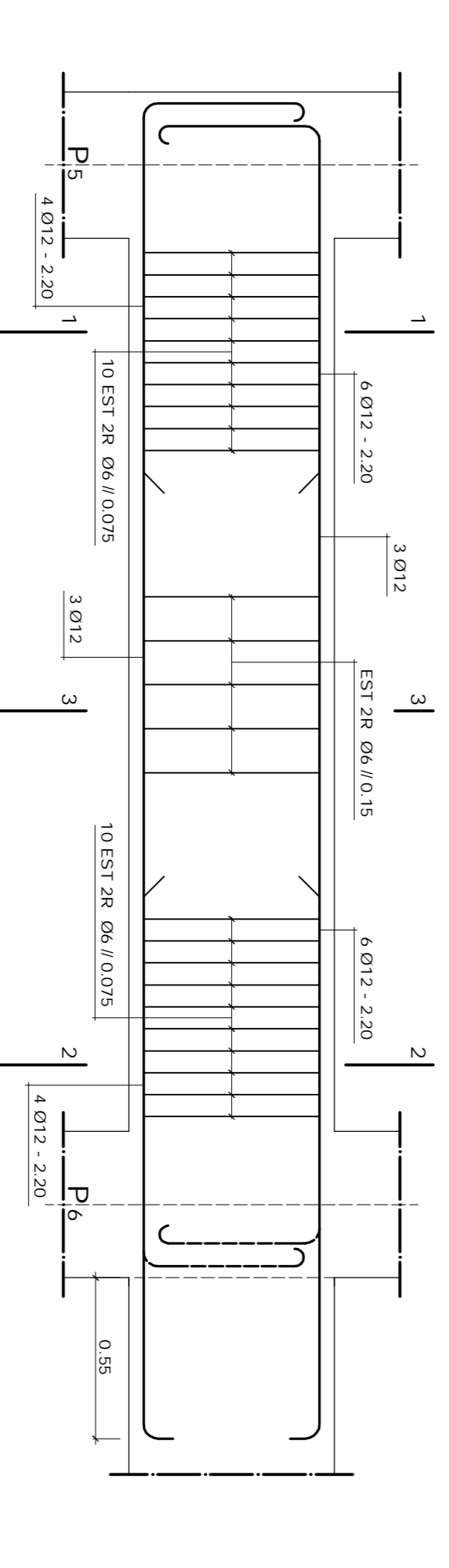
Viga V24



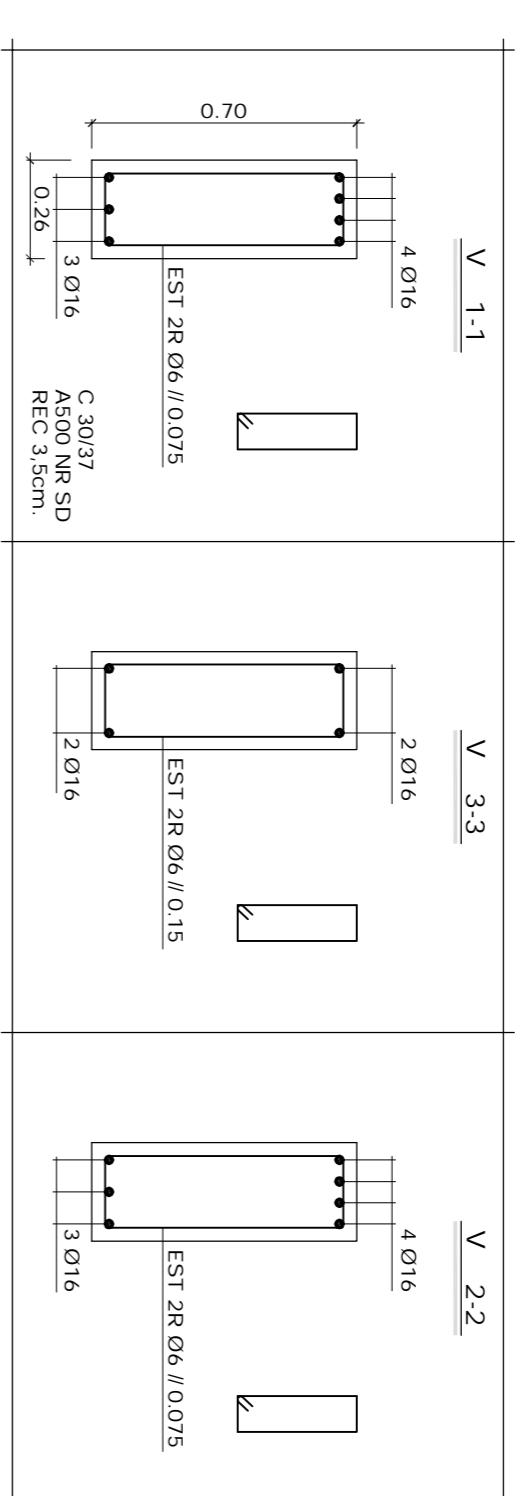
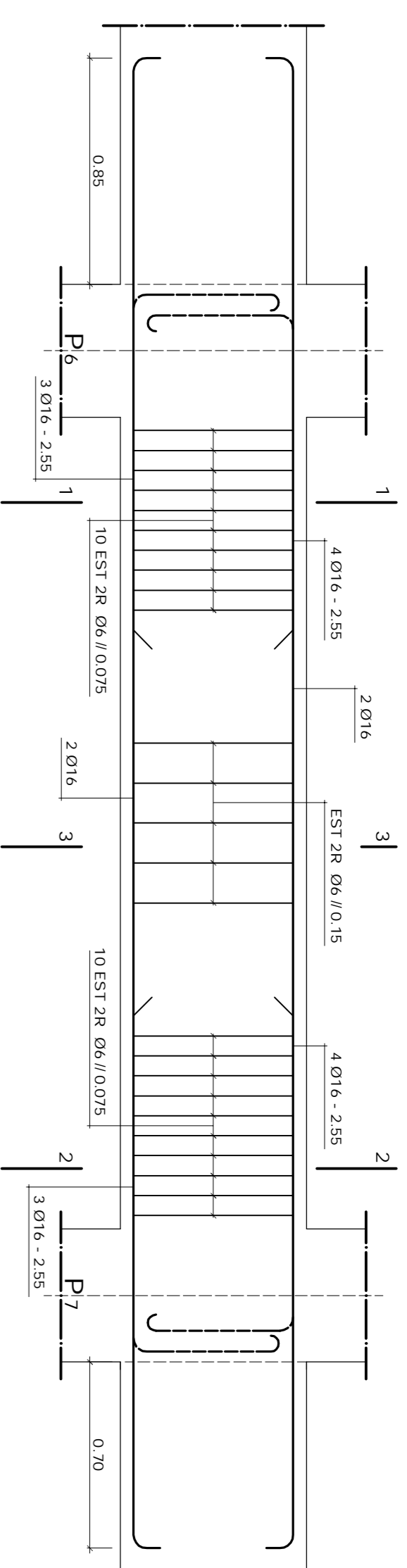
Viga V25



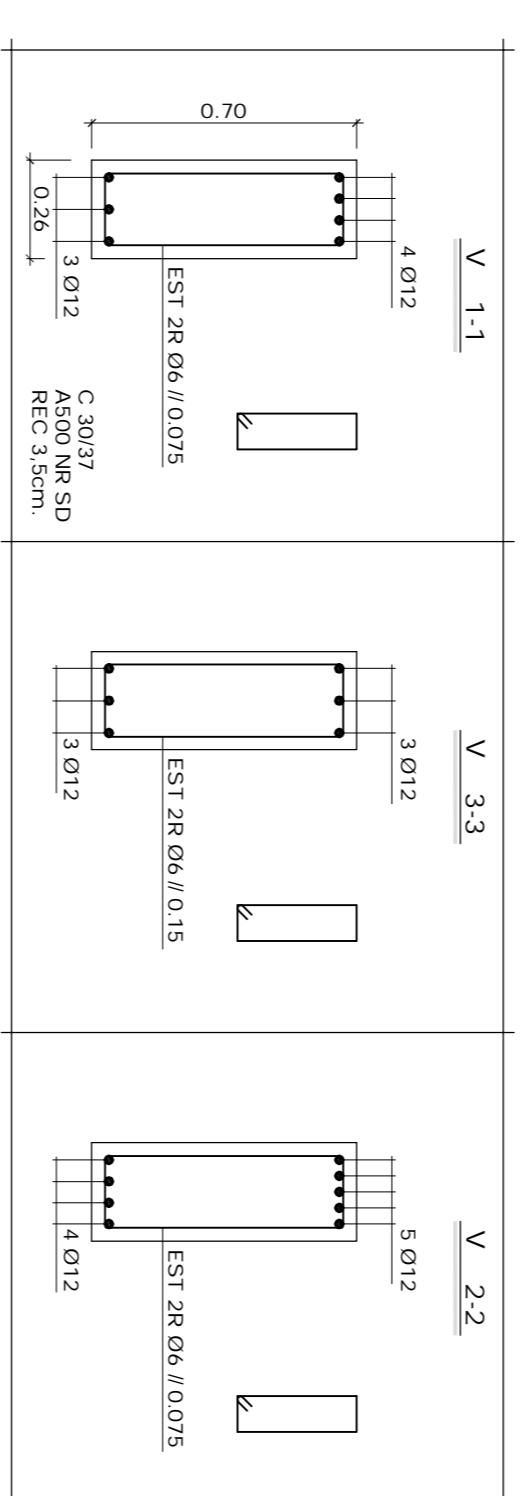
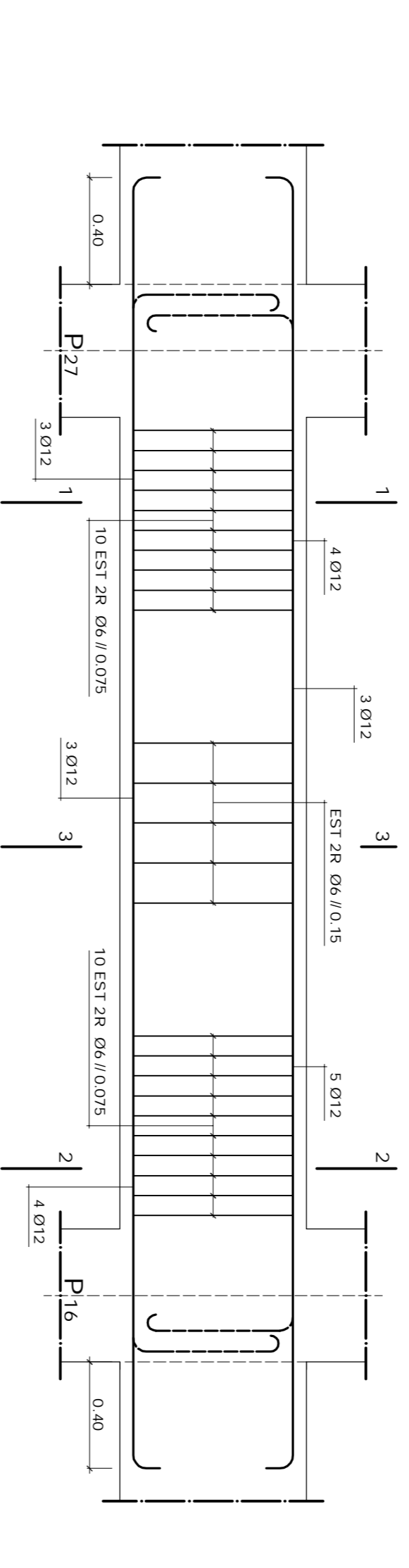
Viga V26



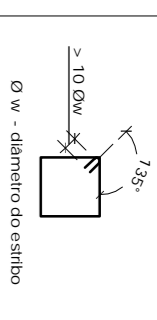
Viga V27



Viga V28



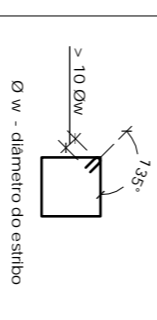
Formosa de amarração dos cabos
Art. 15.1.1.21 do CEB



MATERIAIS

BETÃO	MP E200a-1	C30/37
Vigas	MP E200a-1	C30/37
ACI	MP E200a-1	C30/37
C-35	Zemem	50
C-35	Revestimento (mm)	
ACO	Armaduras Ombreiras	A500 NR SD
	Armaduras Ombreiras	C

Formosa de amarração dos cabos
Art. 15.1.1.21 do CEB



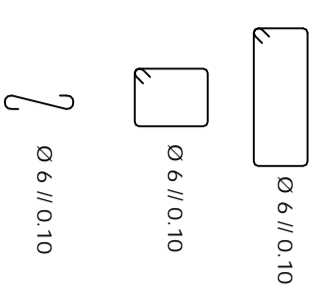
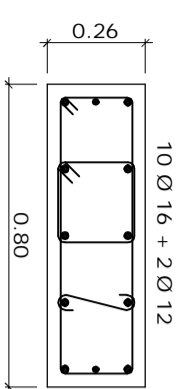
MATERIAIS

BETÃO	MP E200a-1	C30/37
Vigas	MP E200a-1	C30/37
ACI	MP E200a-1	C30/37
C-35	Zemem	50
C-35	Revestimento (mm)	
ACO	Armaduras Ombreiras	A500 NR SD
	Armaduras Ombreiras	C



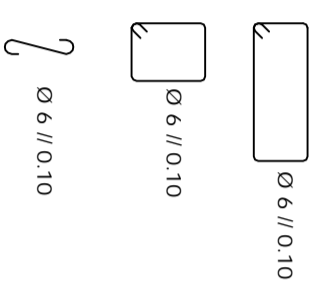
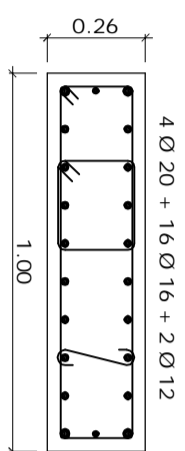
Instituto Superior Técnico
Mestrado em Engenharia Civil
Projeto de Mestrado
Realizado por: Paulo Marques Pina
N.º 3058
Setembro 2015
Curso B
Belo Amado
Vigas
Escala: 1:20
Desenho número: 38 Rev 0

Pilar P2



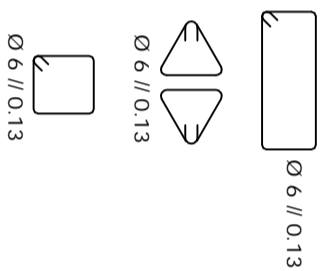
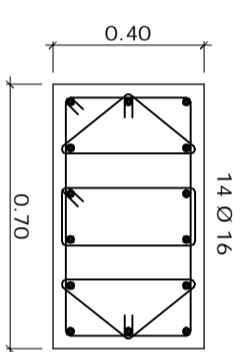
lcr = altura livre do pilar

Pilar P5



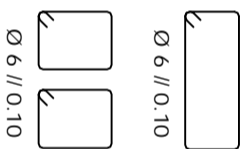
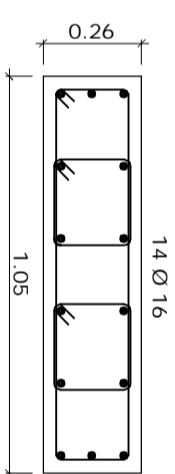
lcr = altura livre do pilar

Pilar P6



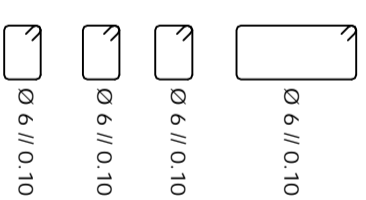
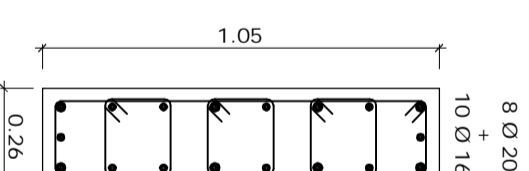
Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.20
lcr = 0.70 m Ø 6 // 0.13

Pilar P7



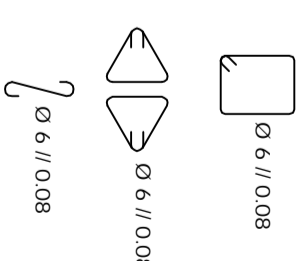
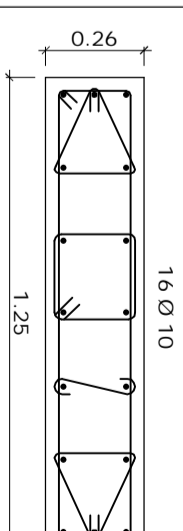
lcr = altura total do pilar

Pilar P16



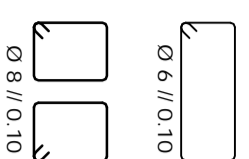
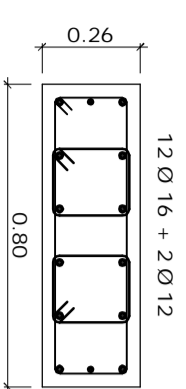
lcr = altura total do pilar

Pilar P17



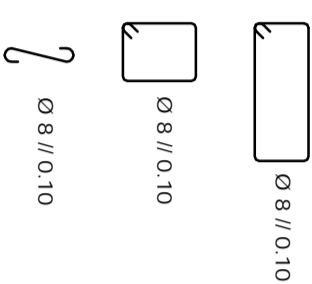
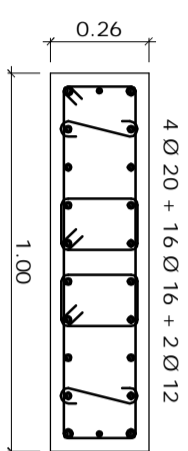
Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.16
lcr = 1.25 m Ø 8 // 0.08

Pilar P2



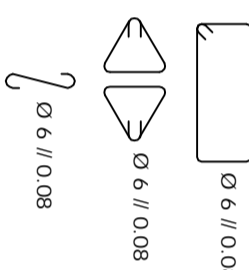
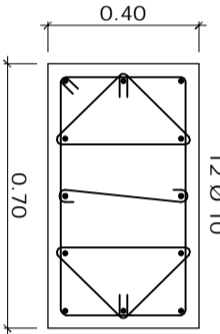
Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.20
lcr = 0.80 m Ø 6 // 0.10
Ø 8 // 0.10

Pilar P5



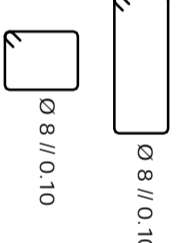
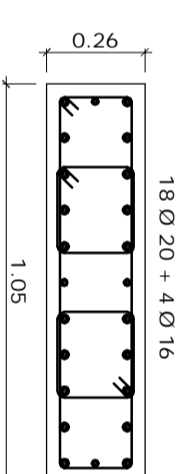
Cintas :
Zona Intermedia Ø 8 // 0.20
lcr = 1.00 m Ø 8 // 0.10

Pilar P6



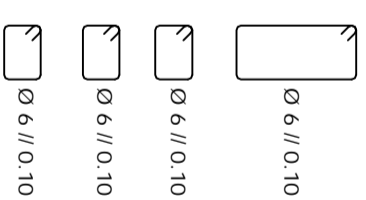
Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.16
lcr = 0.70 m Ø 8 // 0.08

Pilar P7

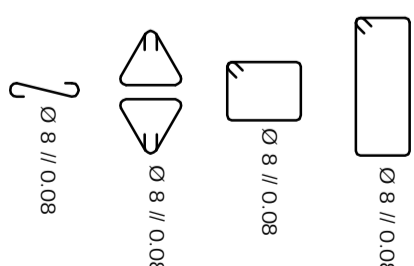
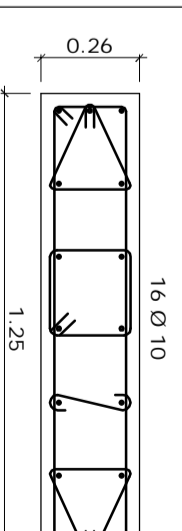


Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.20
lcr = 1.05 m Ø 8 // 0.10

Pilar P16



Pilar P17

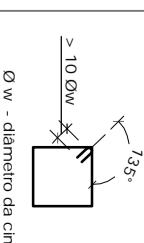


Cintas :
Zona Intermedia Ø 6 // 0.16
lcr = 1.25 m Ø 8 // 0.08

MATERIAS

BETÃO		
Pilares	NP EN206-1	C30/37
	XC3/P9	CE 40
	Dmax 25mm	S3
	C-35	
	C = Recobrimento (mm)	
AÇO		
Armaduras Ordinárias	AS500 NR SD	C

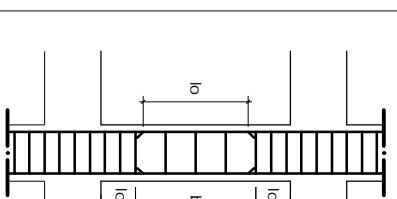
Formeiras de amarração das cintas
Art. 5.6.1 (2) Pdo EC8



Comprimeto da amarração (l₀) e comprimeto da sobreposição (l₀)

Ø Varido	h/d	h ₀
Ø 12	0.65	0.95
Ø 16	0.85	1.25
Ø 20	1.05	1.55
Ø 25	1.25	1.94

Comprimeto da zona critica (l_c)



Nota:
A armadura do varido em pilares não se pode estender nas zonas criticas.



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal

N.º 39518

setembro 2015

Bloco B

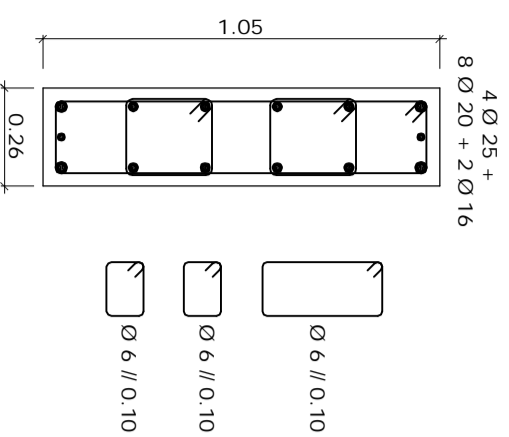
Batido Amado

Pilares

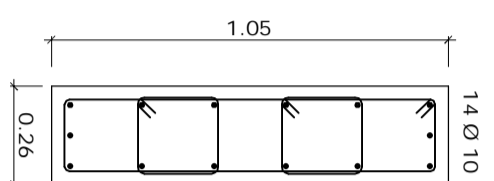
Escala: 1/20

Desenho numero: 39

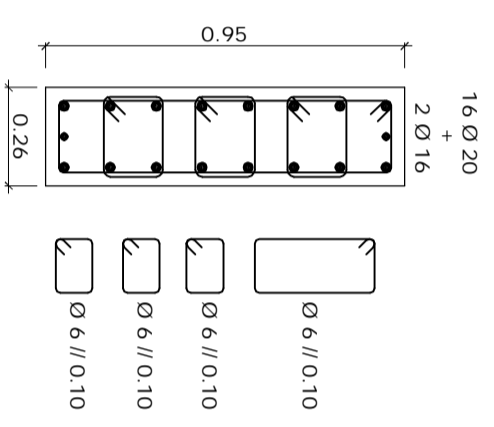
Rev0



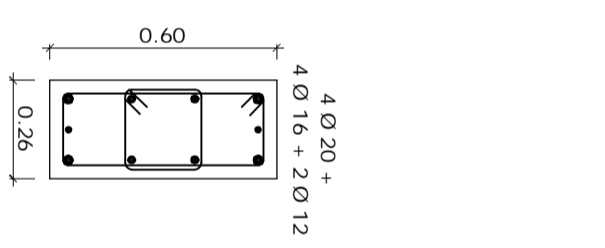
Pilar P27



Pilar P28



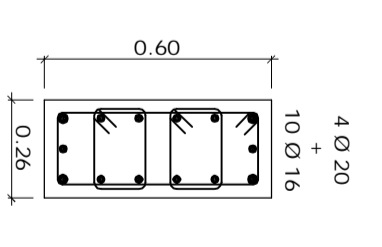
Pilar P29



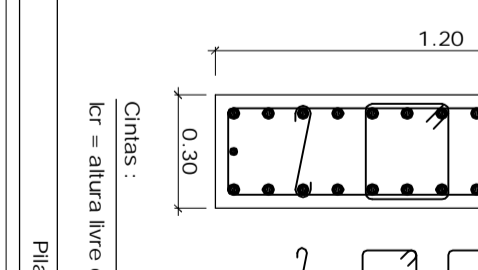
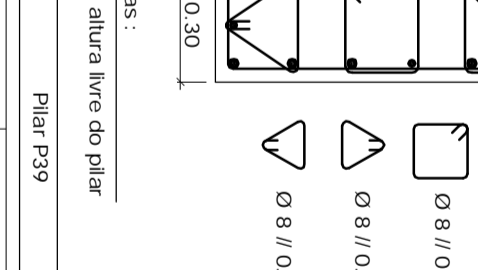
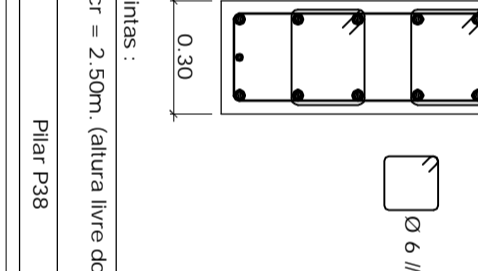
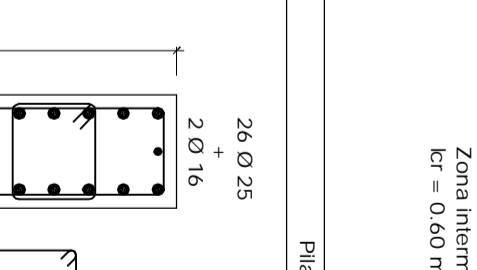
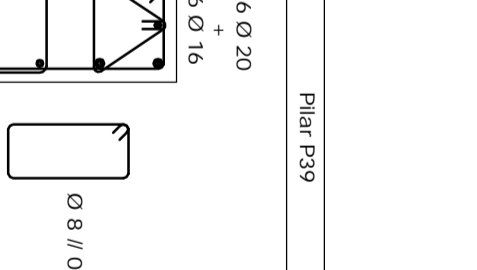
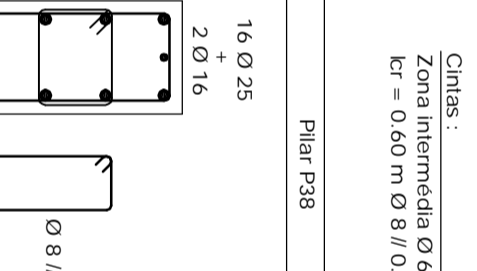
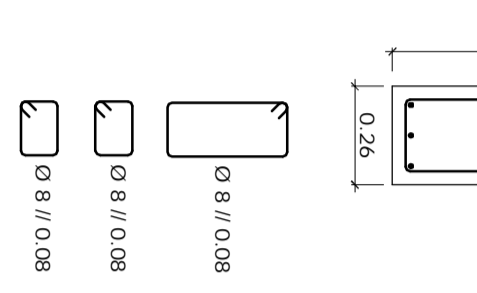
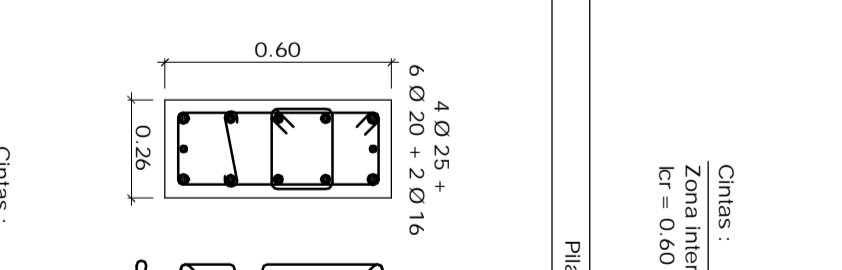
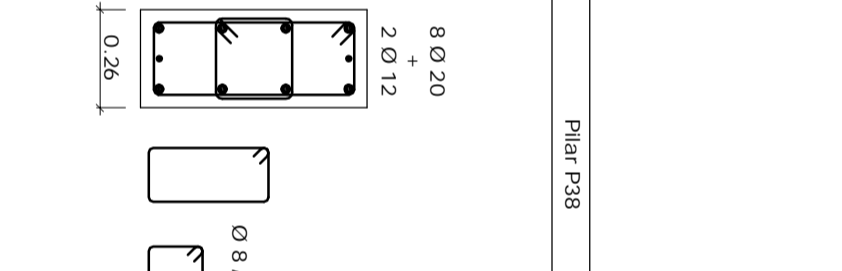
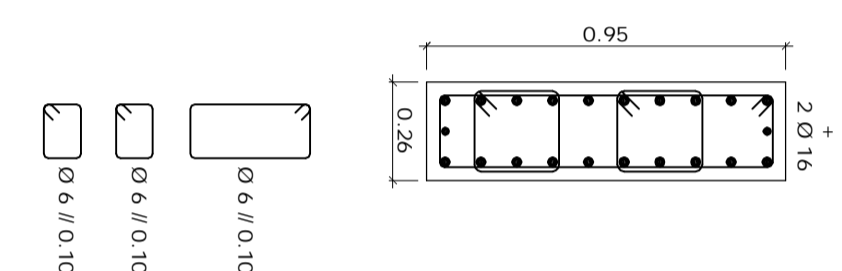
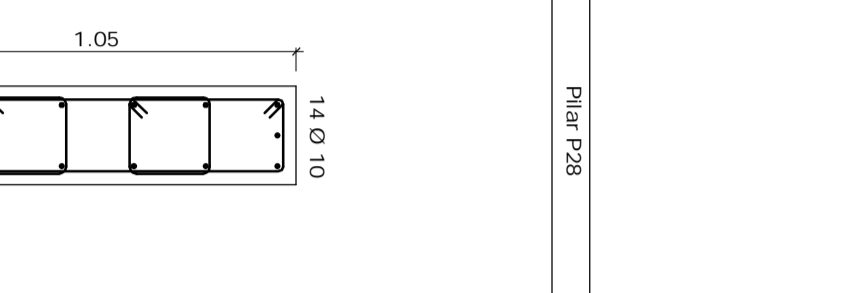
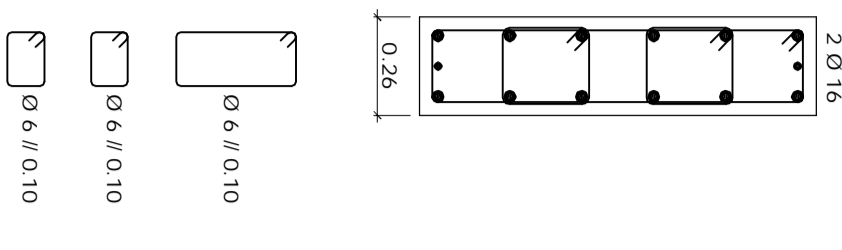
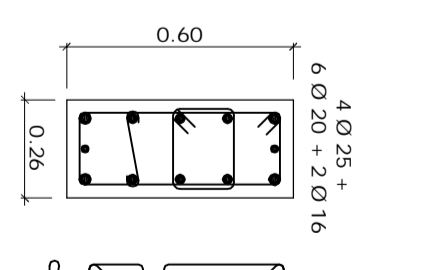
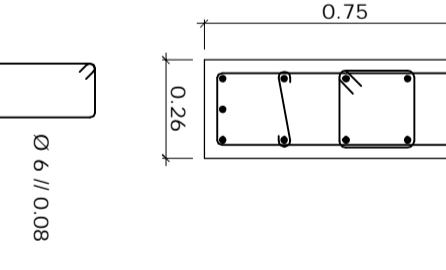
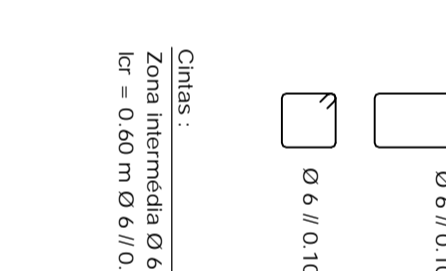
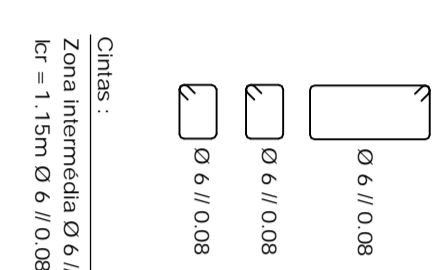
Pilar P38



Pilar P39



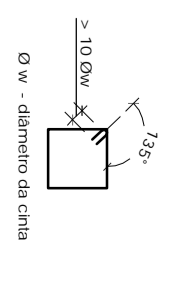
Pilar P40



MATERIAS

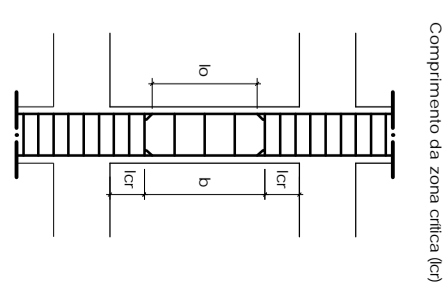
BETÃO		
Pilares		
NP EN206-1	C30/37	
XC3/P9	CE 40	
Dmax 25mm	S3	
C-35		
C = Recobrimento (mm)		
AÇO		
Armaduras Ordinárias		
A500 NR SD	C	

Formeiras de amarração das cintas
Art. 5.6.1 (2) P do EC8



Comprimento da amarração (l_{bd}) e comprimento de sobreposição (l_o)

Ø Variação	l _{bd}	l _o
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,85	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94

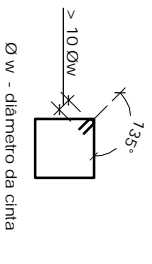


MATERIAIS

BETÃO		
Pilares		
NP EN206-1	C30/37	
XC3(P)	C10.40	
Dmax 25mm	S3	
C=35		
C = Recobrimento (mm)		

AÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C

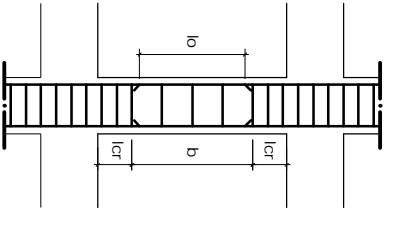
Pormenor de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do Ec8



Comprimento da amarração (lbd) e comprimento de sobreposição (lo)

Ø Varão	lbd	lo
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,95	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94

Comprimento da zona crítica (lcr)



Nota:

A emenda do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marques Pinhal

N.º 39518

setembro 2015

Bloco B

Belejo Armado

Pilares

Escala: 1/20

Desenho número: 41

Rev0

P	I	S	O	1
Pilar P43				
<p>4 Ø 16 + 8 Ø 12</p>				
<p>Ø 6 // 0,10</p> <p>Ø 6 // 0,10</p> <p>Ø 6 // 0,10</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,20 lcr = 0,50 m Ø 6 // 0,10</p>				
Pilar P44				
<p>14 Ø 16 + 2 Ø 12</p>				
<p>Ø 6 // 0,10</p> <p>Ø 6 // 0,10</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,20 lcr = 0,50 m Ø 6 // 0,10</p>				
Pilar P47				
<p>4 Ø 16 + 8 Ø 12</p>				
<p>Ø 6 // 0,10</p> <p>Ø 6 // 0,10</p> <p>Ø 6 // 0,10</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,20 lcr = 0,50 m Ø 6 // 0,10</p>				
Pilar P48				
<p>14 Ø 10</p>				
<p>Ø 6 // 0,08</p> <p>Ø 6 // 0,08</p> <p>Ø 6 // 0,08</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,16 lcr = 1,05 m Ø 6 // 0,08</p>				
Pilar P43				
<p>12 Ø 12</p>				
<p>Ø 8 // 0,10</p> <p>Ø 8 // 0,10</p> <p>Ø 8 // 0,10</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,20 lcr = 0,55 m Ø 8 // 0,10</p>				
Pilar P44				
<p>14 Ø 10</p>				
<p>Ø 8 // 0,08</p> <p>Ø 8 // 0,08</p> <p>Ø 8 // 0,08</p>				
<p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0,16 lcr = 1,05 m Ø 8 // 0,08</p>				

P

I

S

O

1

Pilar P43

Pilar P44

Pilar P47

Pilar P48

O

S

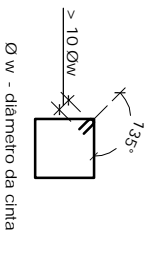
O

O

MATERIAIS

BETÃO	
Pilares	
NP EN206-1	C30/37
XC3(P)	C10.40
D _{max} 25mm	S3
C=35	
C = Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C

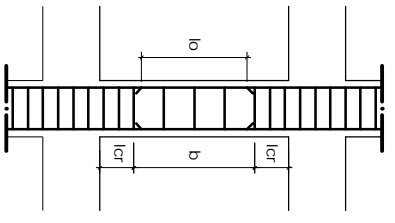
Pormenor de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do Ec8



Comprimento da amarração (l_{bd}) e comprimento de sobreposição (l_o)

Ø Varão	l _{bd}	l _o
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,95	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94

Comprimento da zona crítica (l_{cr})



Nota:

A emenda do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marques Pinhal

N.º 39518

setembro 2015

Bloco B

Beirão Armado

Pilares

Escala: 1/20

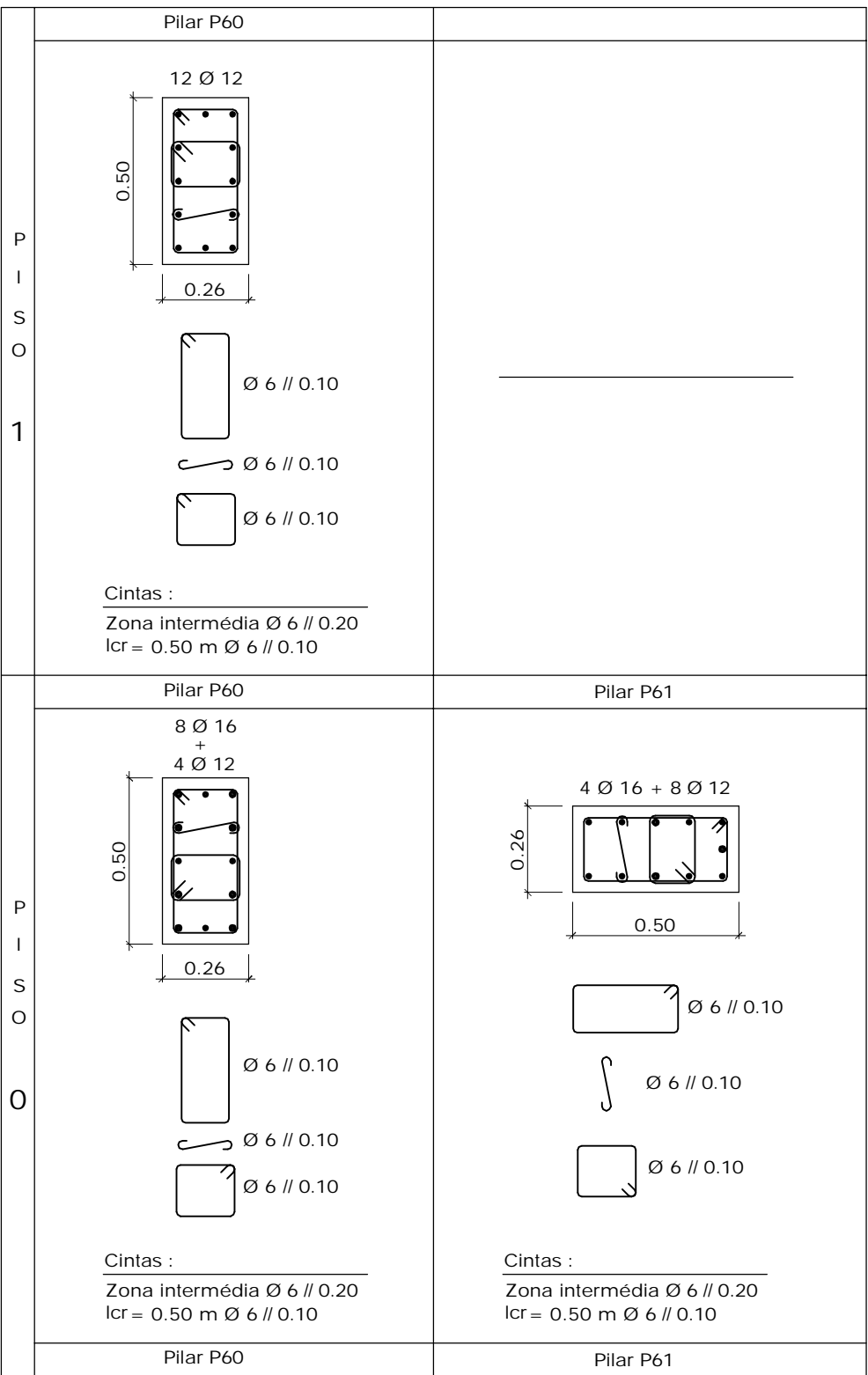
Desenho número: 42

Rev0

P I S O 1	P I S O 0	P I S O 0	P I S O 0
<p>Pilar P49</p> <p>16 Ø 20 + 2 Ø 16</p> <p>0.95</p> <p>0.26</p> <p>4 Ø 20 + 16 Ø 16</p> <p>Cintas : l_{cr} = altura livre do pilar = 2.50m.</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 8 // 0.10</p> <p>Ø 8 // 0.10</p> <p>Ø 8 // 0.10</p>	<p>Pilar P53</p> <p>14 Ø 16 + 2 Ø 12</p> <p>0.26</p> <p>0.50</p> <p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0.16 l_{cr} = 0.50 m Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p>	<p>Pilar P57</p> <p>12 Ø 20 + 2 Ø 12</p> <p>0.26</p> <p>0.50</p> <p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0.20 l_{cr} = 0.50 m Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p>	<p>Pilar P58</p> <p>10 Ø 16 + 2 Ø 12</p> <p>0.26</p> <p>0.50</p> <p>Cintas : Zona Intermédia Ø 6 // 0.20 l_{cr} = 0.50 m Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p> <p>Ø 6 // 0.10</p>

P I S O 1

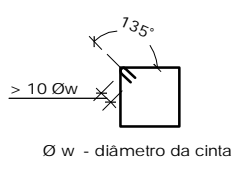
P I S O 0



MATERIAIS

BETÃO	
Pilares	
NP EN206-1	C30/37
XC3(P)	C10.40
Dmax 25mm	S3
C=35	
C= Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	
A500 NR SD	C

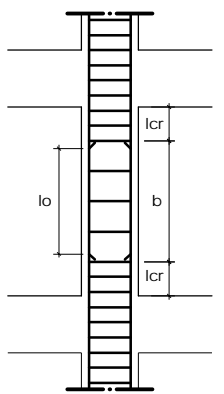
Pormenor de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do Ec8



Comprimento da amarração (lbd)
e comprimento de sobreposição (lo)

Ø Varão	lbd	lo
Ø 12	0,65	0,95
Ø 16	0,85	1,25
Ø 20	1,05	1,55
Ø 25	1,29	1,94

Comprimento da zona crítica (lcr)



Nota:
A emenda do varão em pilares não se pode efetuar nas zonas críticas.



Mestrado em Engenharia Civil
Projeto de Mestrado
Realizado por:
Francisco Pedro Marquês Pinhal
N.º 39518
setembro 2015

Bloco B
Betão Armado
Pilares

Escala: 1/20

Desenho número: 43

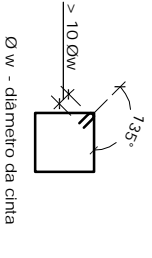
Rev0

MATERIAIS

BETÃO	
Paredes	NP EN206-1 C30/37
XC3(P)	C10.40
D _{max} 25mm	S3
C=35	
C = Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	A500 NR SD C

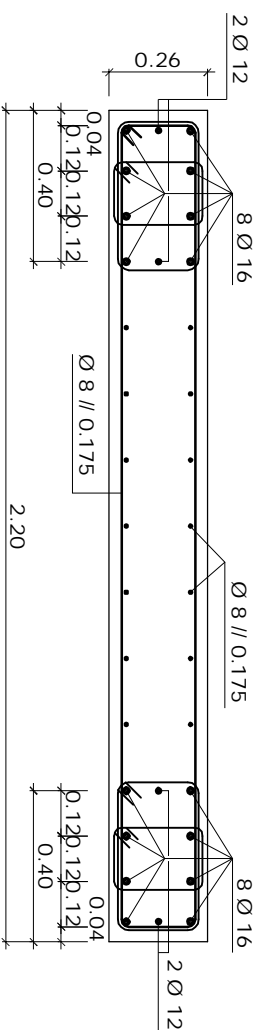
PAREDES

Detalhe de amarração das cintas
Art.º 5.6.1 (2) P do EC8



Parede PA 1- X

PISOS 0 e 1



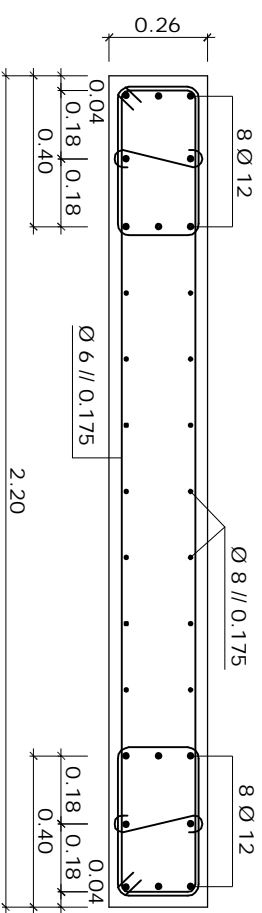
Ø 8 // 0.175

Ø 6 // 0.125

Ø 6 // 0.125

Parede PA 1- X

PISOS 2 e 3



Ø 8 // 0.175

Ø 6 // 0.10

Ø 6 // 0.10



Mestrado em Engenharia Civil
 Projeto de Mestrado
 Realizado por:
 Francisco Pedro Marquês Pinhal
 N.º 39518
 setembro 2015

Bloco B
 Betão Armado
 Paredes

Escala: 1/20

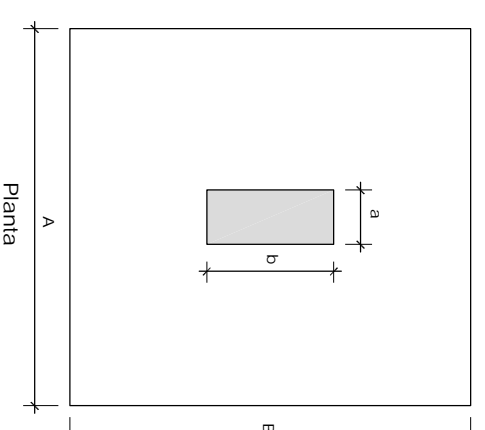
Desenho número: 44

Rev0

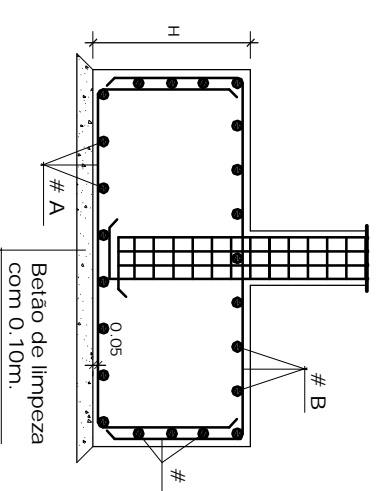
QUADRO DE SAPATAS

Designação do Pilar	Dimensão do Pilar (m)		Dimensões da Sapata (m)		Altura da Sapata H (m)	Armaduras	
	a	b	A	B		# A	# B
P 2	0.80	0.26	2.40	1.95	0.85	# Ø 12 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 5	1.00	0.26	3.05	2.30	1.05	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 6	0.26	1.15	2.60	3.50	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 7	1.05	0.26	3.30	2.50	1.15	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 16	0.26	1.05	2.30	3.05	1.05	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 17	0.26	1.15	2.90	3.75	1.35	# Ø 16 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 27	0.26	1.05	2.20	3.00	1.00	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 28	0.26	1.15	2.80	3.65	1.30	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 29	0.26	0.95	2.05	2.75	0.90	# Ø 12 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 38	0.30	1.20	2.85	3.70	1.30	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 39	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	# Ø 12 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 40	0.30	1.20	3.15	4.05	1.45	# Ø 16 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 43	0.26	0.50	1.60	1.80	0.70	# Ø 10 // 0.175	# Ø 10 // 0.20 m
P 44	0.50	0.26	2.15	1.90	0.85	# Ø 10 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 47	0.26	0.50	1.75	2.00	0.75	# Ø 10 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 48	0.26	1.15	2.35	3.25	1.05	# Ø 16 // 0.20	# Ø 10 // 0.20 m
P 49	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	# Ø 12 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 53	0.50	0.26	1.90	1.65	0.70	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 57	0.50	0.26	2.05	1.85	0.80	# Ø 10 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 58	0.50	0.26	0.95	0.70	0.40	# Ø 10 // 0.15	# Ø 10 // 0.20 m
P 60	0.26	0.50	1.75	2.00	0.75	# Ø 10 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m
P 61	0.50	0.26	2.00	1.70	0.75	# Ø 10 // 0.125	# Ø 10 // 0.20 m

SAPATA TIPO



Corte A-A - Tipo



MATERIAS

BETÃO	
Vigas	C30/37
NP EN206-1	C10.40
XC3(P)	S3
D _{max} 25mm	
C = 35	
C = Recobrimento (mm)	
AÇO	
Armaduras Ordinárias	C
A500 NR SD	

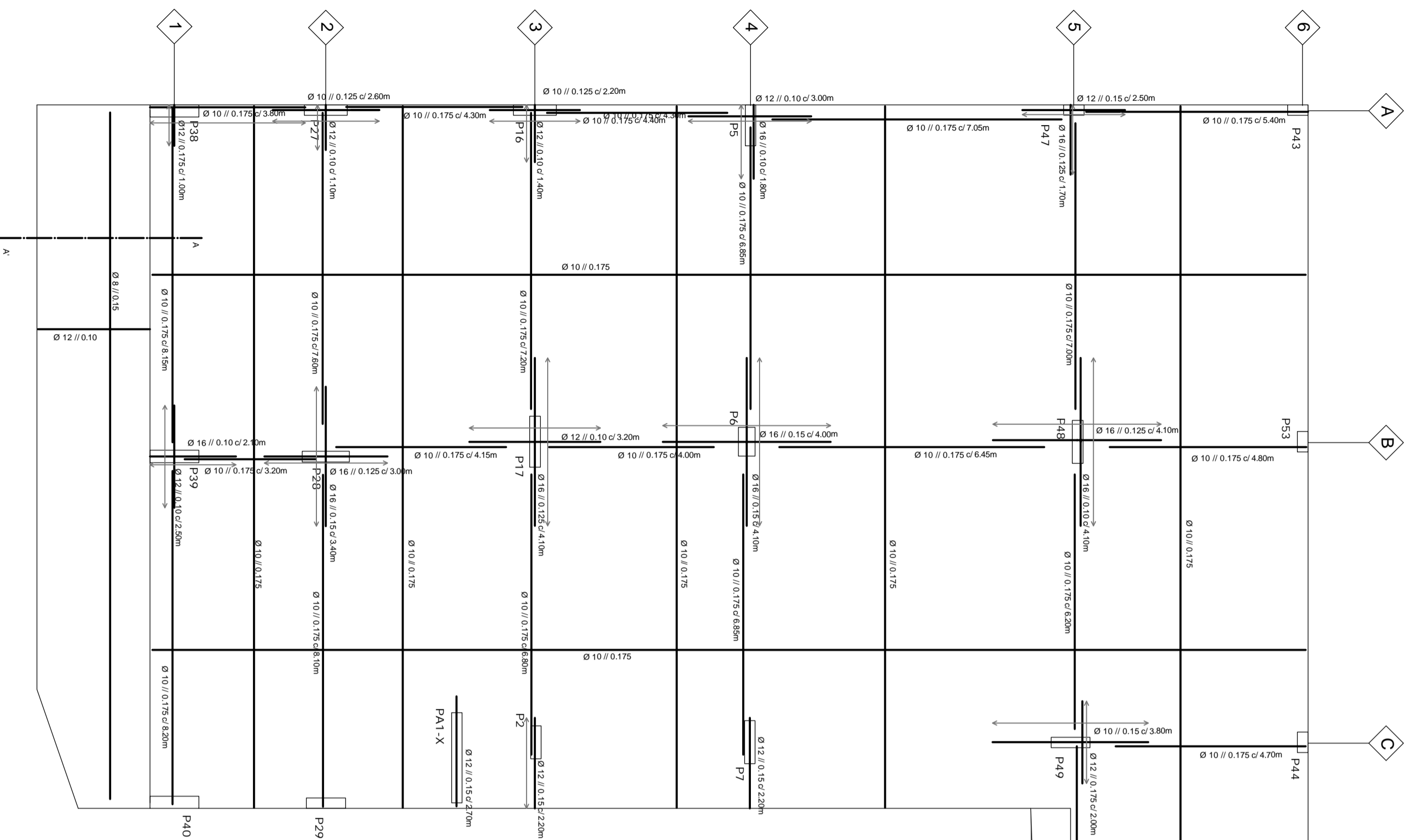


Mestrado em Engenharia Civil
 Trabalho Final de Mestrado
 Realizado por:
Francisco Pedro Marquês Pinhal
 N.º 39518
 Setembro 2015

Bloco B
 Betão Armado
 Sapatas
 Escala: S/ Escala
 Desenho número: 45

Rev0

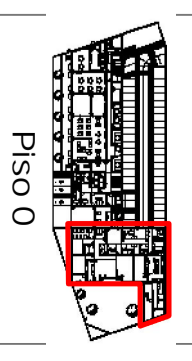
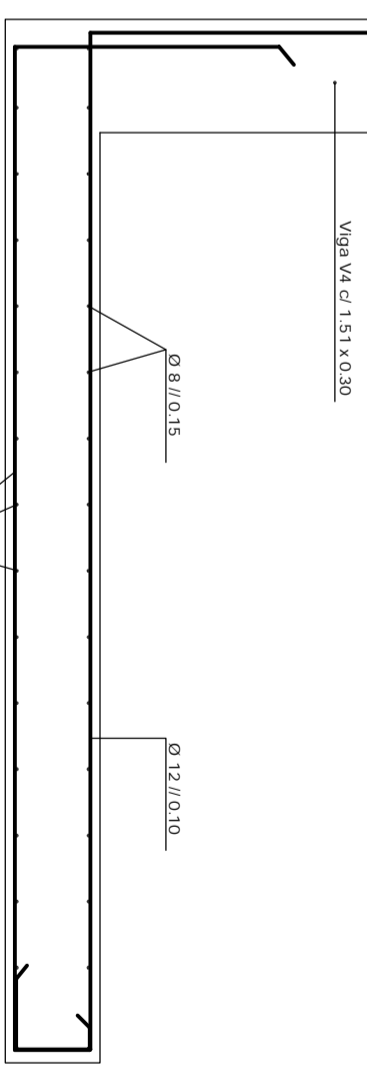
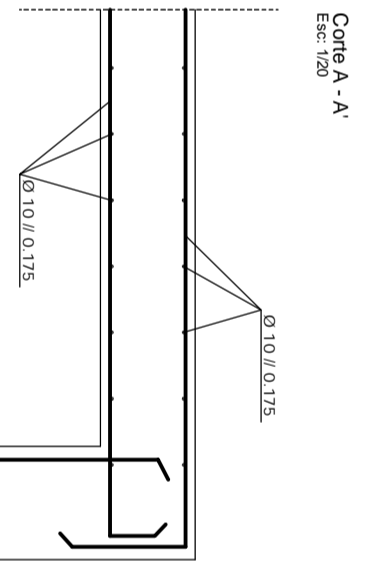
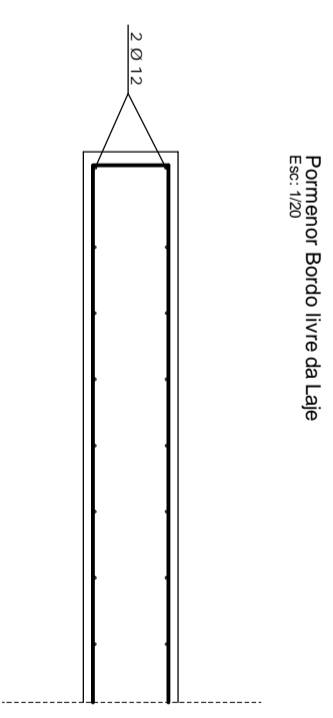
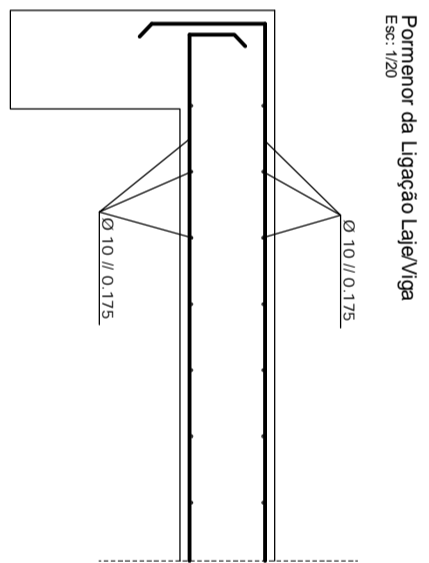
PISO 0 Armadura Superior



MATERIAIS

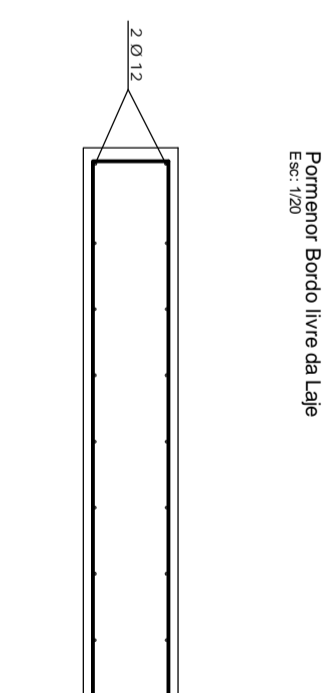
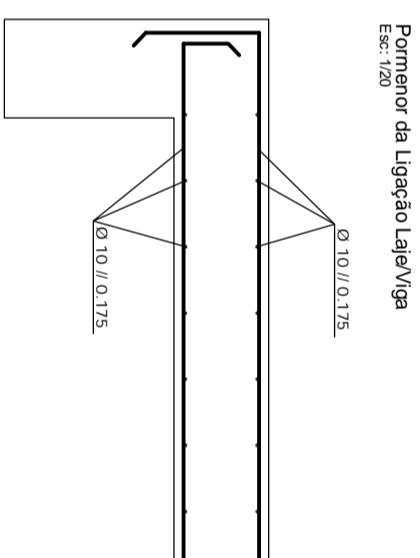
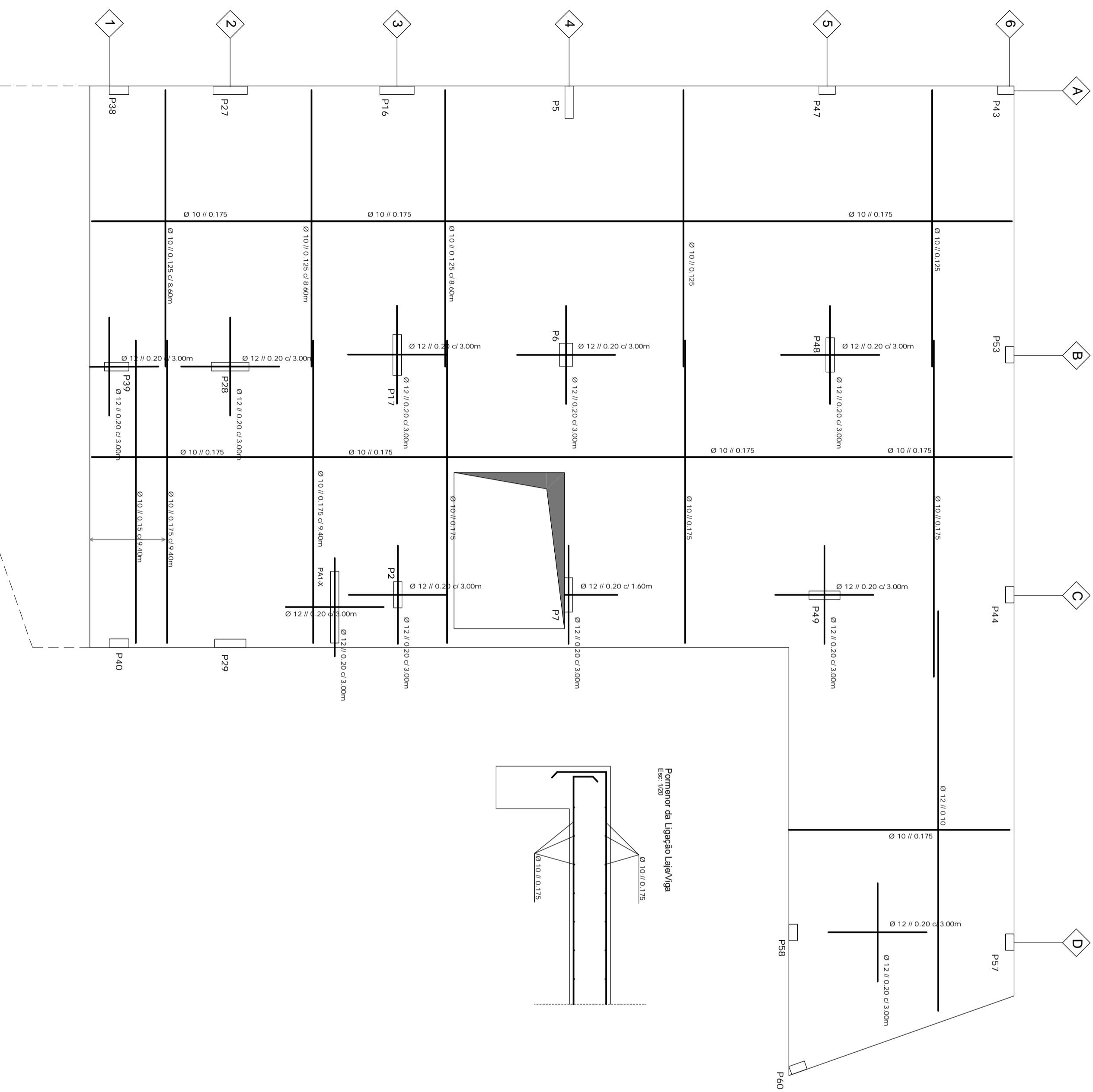
BETÃO	Releitura/tipo	NP EN12618-1	C12/15	X10/P	Cl. 0	Dmax 25mm	S3	C-40
Fundações		NP EN12618-1	C25/30	XC2/P	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-45
Lajes		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Lajes Pré-Estregadas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-45
Vigas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Colunas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Placas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
ACO	Armaduras Ordinárias	A500 NR S2	C					
Armaduras Pré-Estregadas	Y1880 S7152	Z						

C = Reclenchimento (mm)



Piso 0

PISO 1 Armadura Inferior



MATERIAIS

BETÃO	Releitura/tipo	NP EN12618-1	C12/15	X0/P	Cl	Ø	Dmax	25mm	S3	C-40
Fundações		NP EN12618-1	C25/30	XC2/P	Cl	20	Dmax	25mm	S3	C-45
Lajes		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl	40	Dmax	25mm	S3	C-45
Lajes Pré-Estregadas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl	20	Dmax	25mm	S3	C-45
Vigas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl	40	Dmax	25mm	S3	C-45
Colunas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl	40	Dmax	25mm	S3	C-45
Placas		NP EN12618-1	C30/37	XC3/P	Cl	40	Dmax	25mm	S3	C-45
ACO	Armaduras Ordinárias	A400 NR S50	C							
Armaduras Pré-Estregadas		Y1880 S7152	Z							



Piso 1



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por: Francisco Pedro Marquês Pinhal

N.º 39518

Seltembr - 2015

Bloco B

Baixo Armado

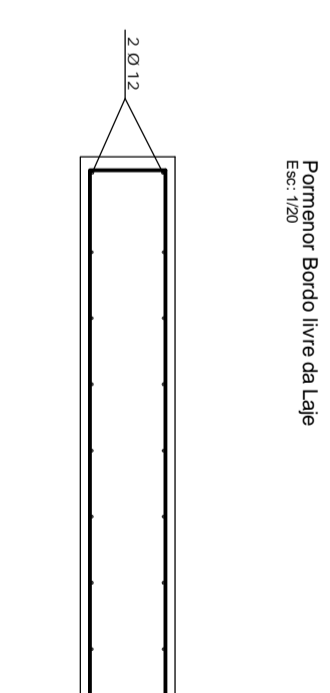
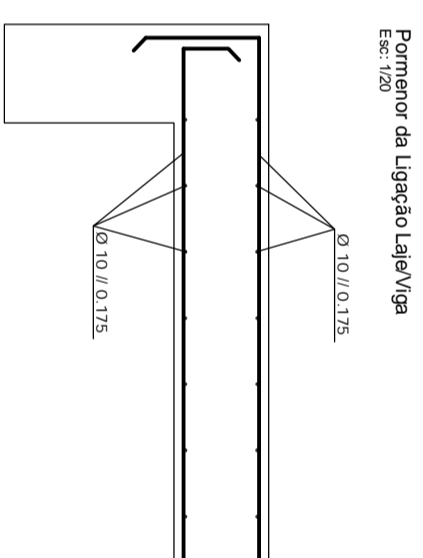
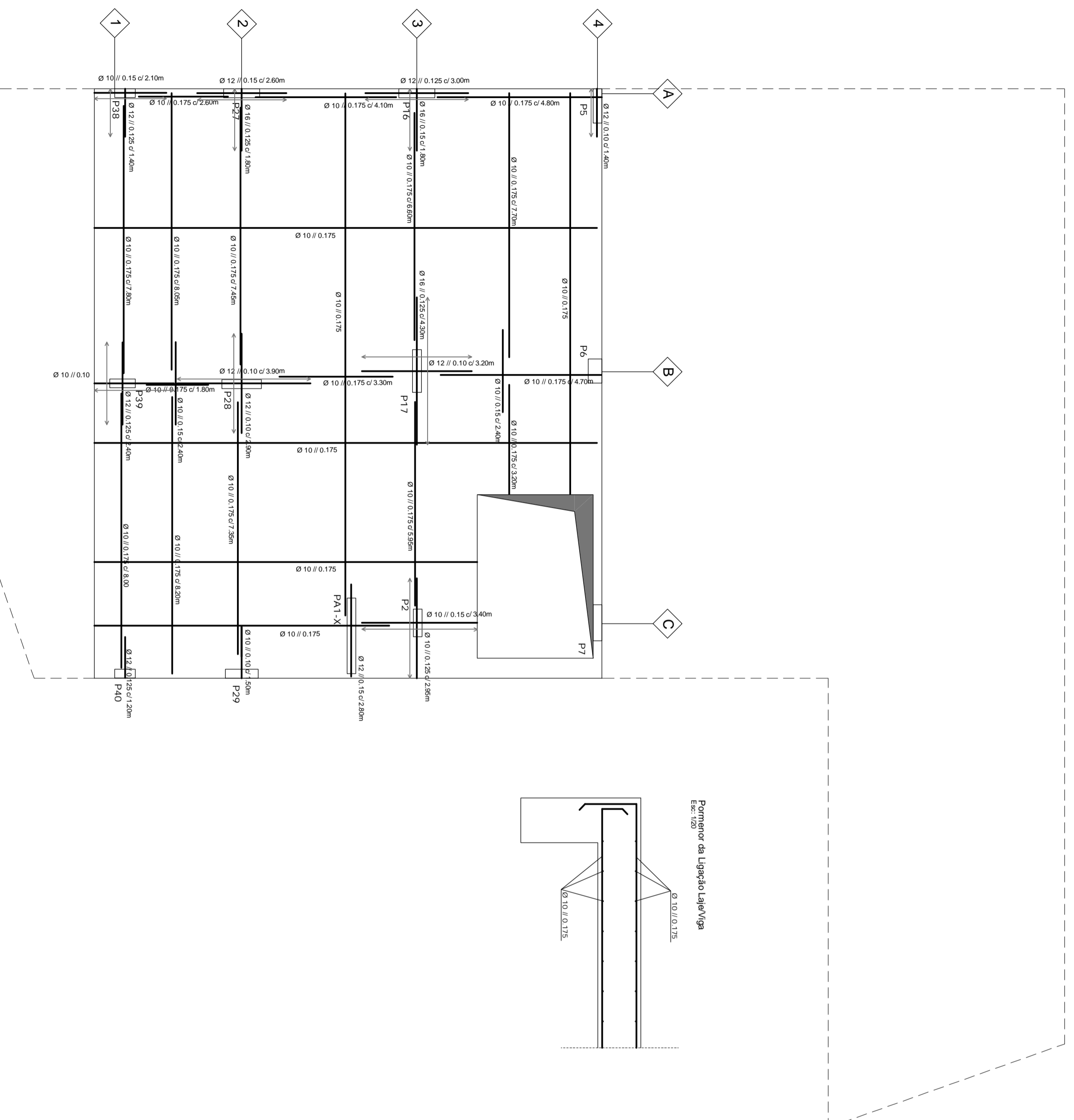
Laje Piso 1 - Armadura Inferior

Escala: 1/100

Desenho número: 49

Rev0

PISO 2 Armadura Superior



MATERIAIS

BETÃO	
Revestimento	NP EN206-1 C12/15 X0/P C1 0 Dmax 25mm S3
Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2/P C0 20 Dmax 25mm S3 C-40
Lajes	NP EN206-1 C30/37 XC3/P C0 40 Dmax 25mm S3 C-25
Lajes Pré-Estregadas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P C0 20 Dmax 25mm S3 C-25
Vigas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P C0 40 Dmax 25mm S3 C-25
Pilares	NP EN206-1 C30/37 XC3/P C0 40 Dmax 25mm S3 C-25
Placas	NP EN206-1 C30/37 XC3/P C0 40 Dmax 25mm S3 C-25
ACO	Armaduras Ordinárias A500 NR S0 C
Armaduras Pré-Estregadas	Y1880 S7 15.2 2



Piso 2



Maestrado em Engenharia Civil

Projeto de Maestrado

Realizado por:
Francisco Pedro Marques Pinhal

N.º 39518

Sentença - 2015

Bloco B

Batido Amado

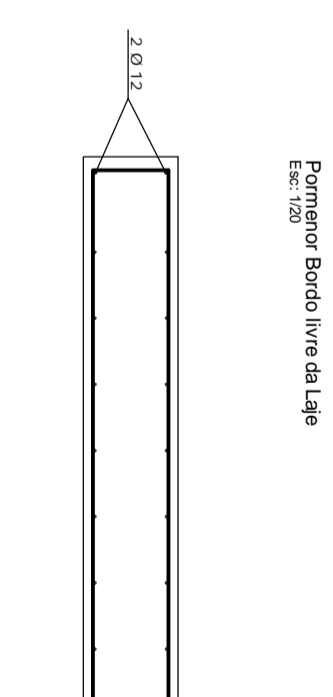
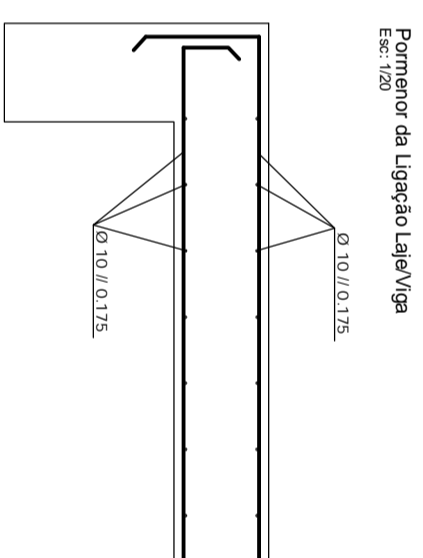
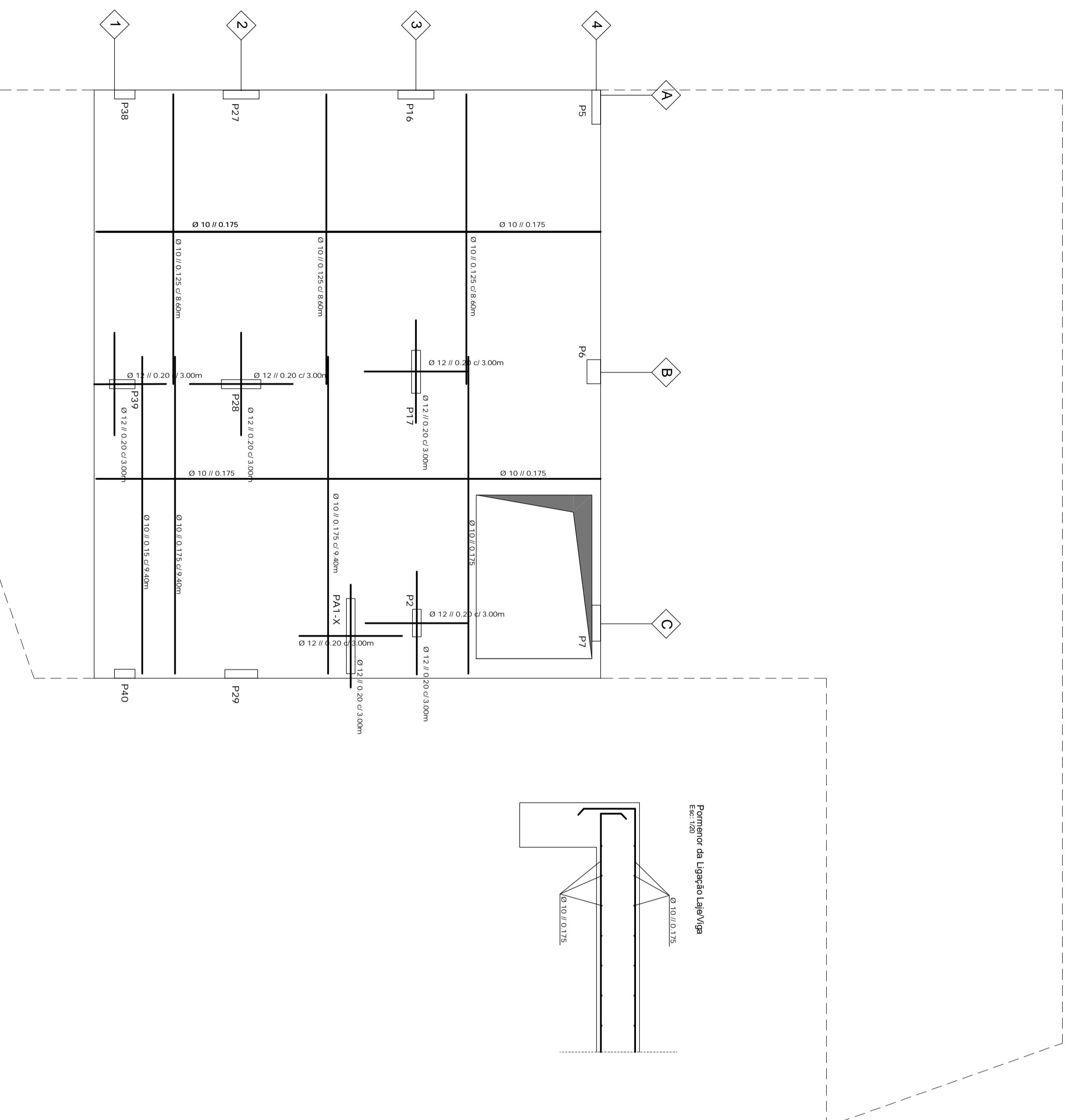
Laje Piso 2 - Armadura Superior

Escala: 1/100

Desenho número: 50

Rev0

PISO 2 Armadura Inferior



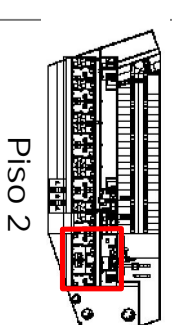
MATERIAS

BETÃO	Regularização	NP EN206-1 C12/15	XO/P	C11 Ø	Dmax 25mm	S3
Fundação	NP EN206-1 C25/30	XC2/P	Ø0,20	Dmax 25mm	S3 <td>C-45</td>	C-45
Lajes	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	Ø0,40	Dmax 25mm	S3 <td>C-25</td>	C-25
Lajes Pila-Estropadas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	Ø0,20	Dmax 25mm	S3 <td>C-25</td>	C-25
Vigas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	Ø0,40	Dmax 25mm	S3 <td>C-25</td>	C-25
Placas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	Ø0,40	Dmax 25mm	S3 <td>C-25</td>	C-25
Placas	NP EN206-1 C30/37	XC3/P	Ø0,40	Dmax 25mm	S3 <td>C-25</td>	C-25

AÇO

Armaduras Ordinárias	A500 NR SD	C
Armaduras Pré-Estabelecidas	Y1880 S7 HS.2	Z

C= Reclibramento (mm)



Piso 2



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marquês Pinhal

N.º 39518

Sentença - 2015

Bloco B

Batido Amado

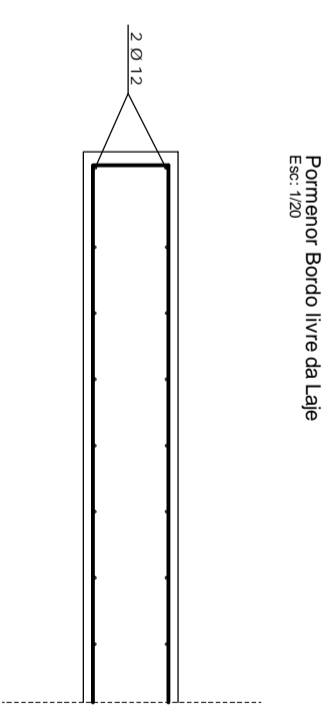
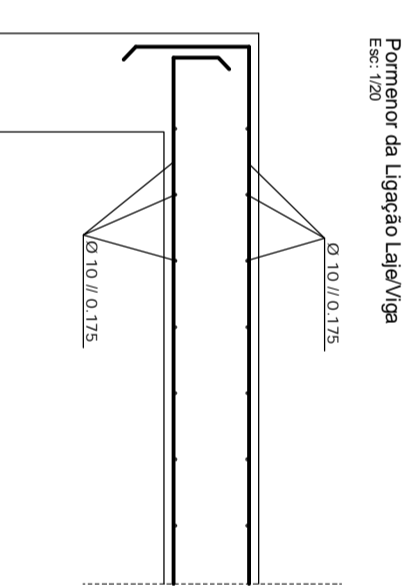
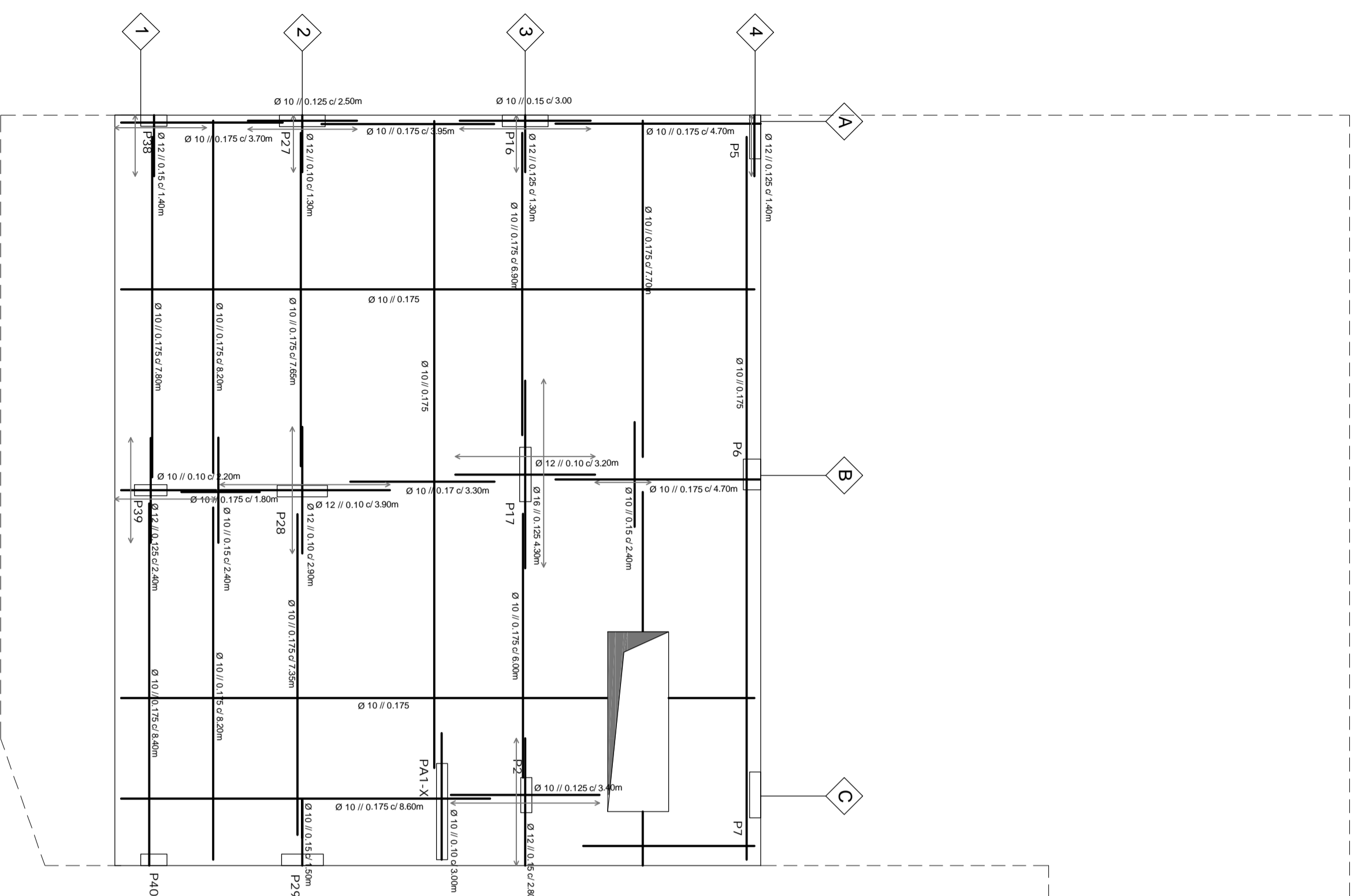
Laje Piso 2 - Armadura Inferior

Escala: 1/100

Desenho número: 51

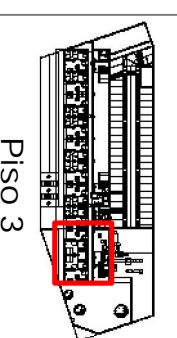
Rev0

PISO 3 Armadura Superior



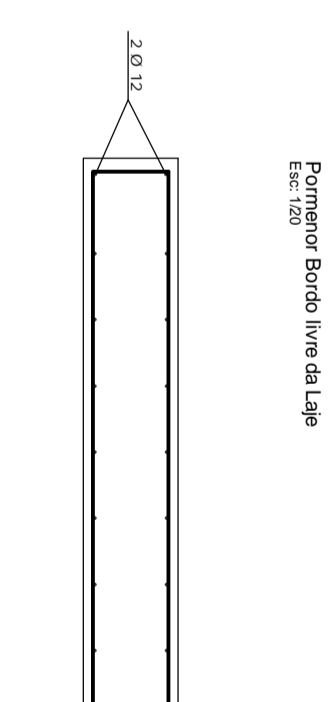
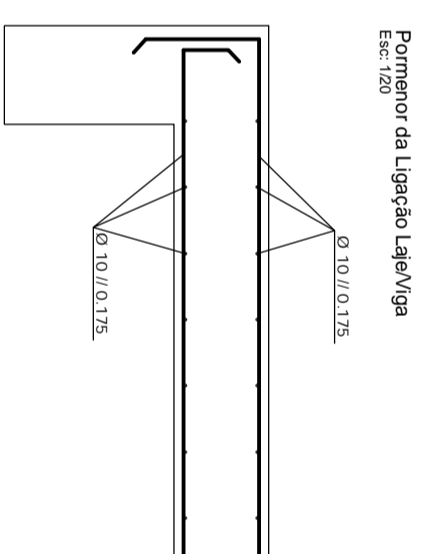
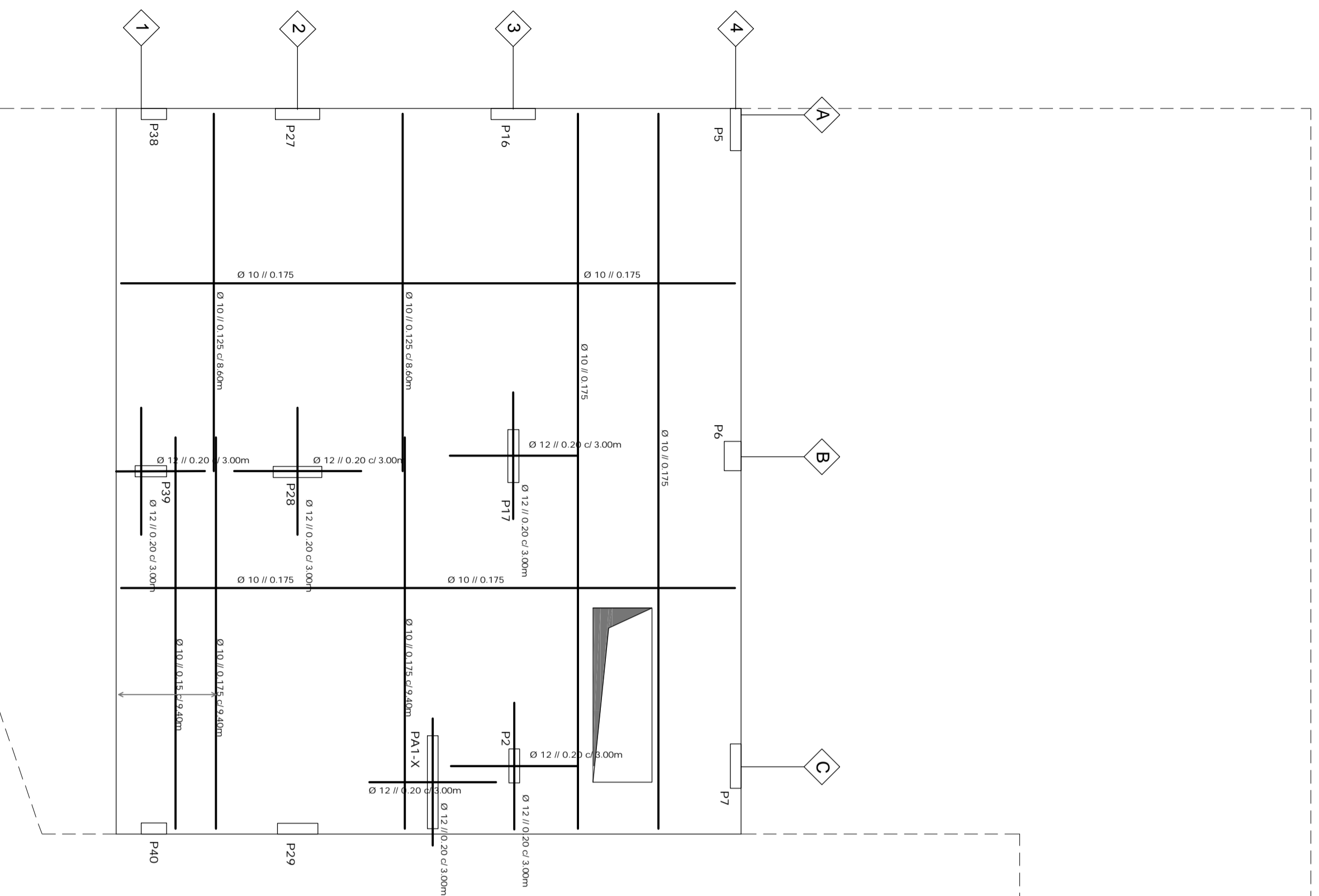
MATERIAIS

BETÃO	Requisitório	NP-EN1068-1	C12/15	X0/P	Cl. 0	Dmax 25mm	S3	C-40
Fundações		NP-EN1068-1	C25/30	XC2/P	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-45
Lajes		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Lajes Pré-Estregadas		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 20	Dmax 25mm	S3	C-45
Vigas		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Colunas		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Placas		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
Placas		NP-EN1068-1	C30/37	XC3/P	Cl. 40	Dmax 25mm	S3	C-45
								C = Reclenchimento (mm)
ACO	Armaduras Ordinárias	A500 NR S2	C					
	Armaduras Pré-Estregadas	Y1880 S7 15.2	Z					



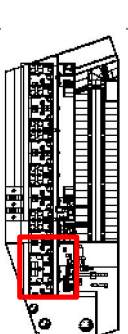
PISO 3

PISO 3 Armadura Inferior



MATERIAIS

BETÃO	
Requisitório	NP EN106-1 C12/15 X0/P C10 Dmax 25mm S3
Fundações	NP EN106-1 C25/30 XC2/P C10/20 Dmax 25mm S3 C-40
Lajes	NP EN106-1 C30/37 XC3/P C10/40 Dmax 25mm S3 C-25
Lajes Pré-Esforçadas	NP EN106-1 C30/37 XC3/P C10/20 Dmax 25mm S3 C-25
Vigas	NP EN106-1 C30/37 XC3/P C10/40 Dmax 25mm S3 C-25
Colunas	NP EN106-1 C30/37 XC3/P C10/40 Dmax 25mm S3 C-25
Placas	NP EN106-1 C30/37 XC3/P C10/40 Dmax 25mm S3 C-25
ACO	Armaduras Ovirivadas A500 NR S10 C
Armaduras Plac-Edograpas	Y1880 S7 15.2 Z



PISO 3



Mestrado em Engenharia Civil

Projeto de Mestrado

Realizado por:

Francisco Pedro Marquês Pinhal

N.º 39518

Seminário - 2015

Bloco B

Batido Amado

Laje Piso 3 - Armadura Inferior

Escala: 1/100

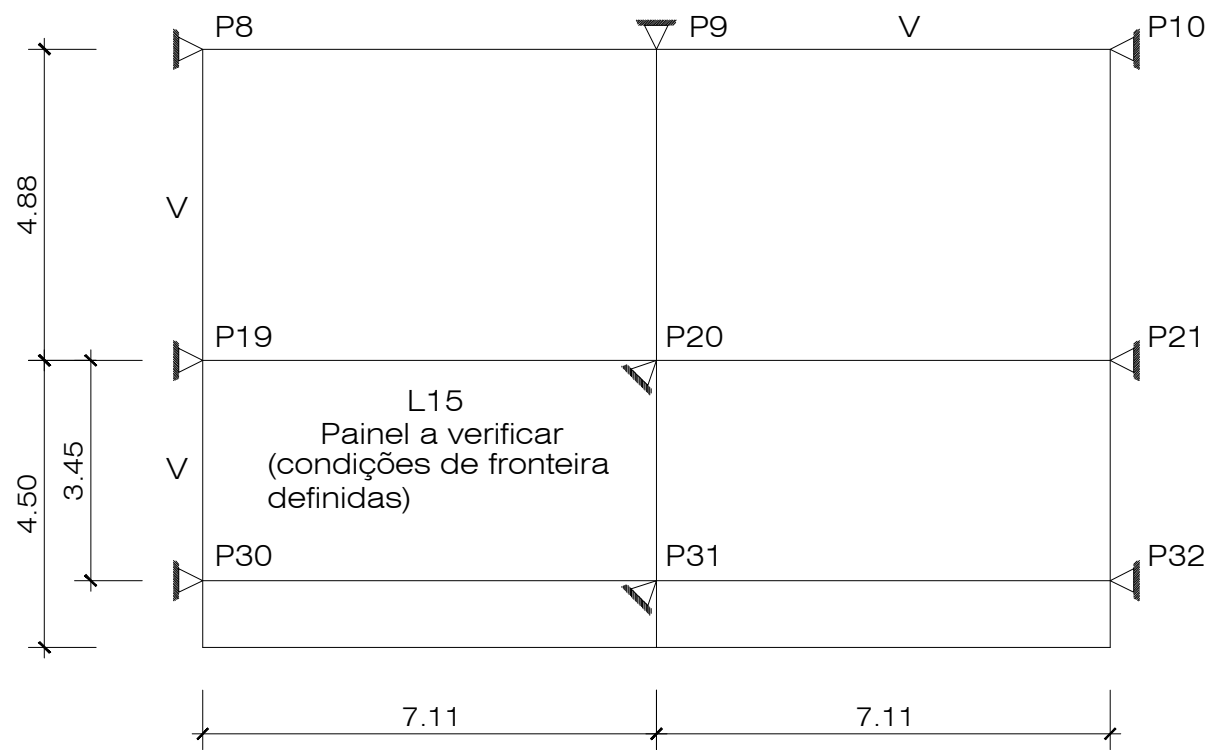
Desenho número: 53

Rev0

ANEXO 1

Bloco A :

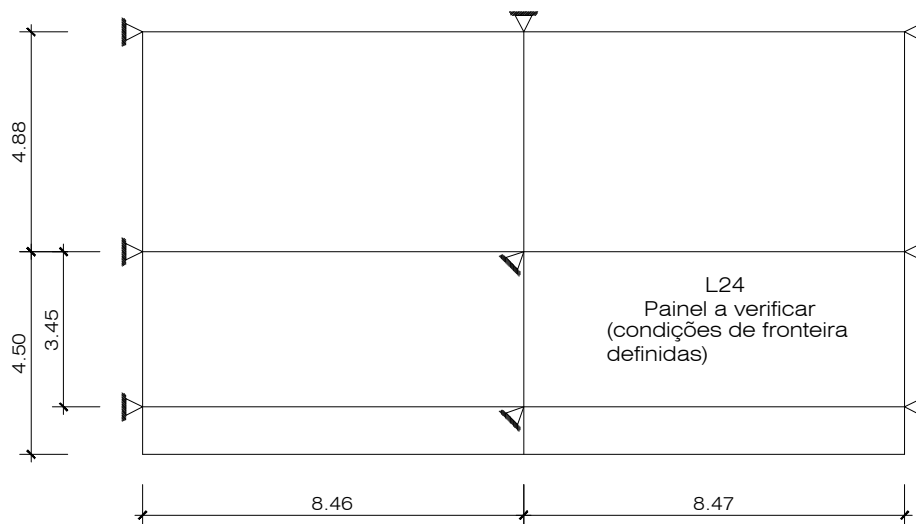
Esboço do painel da laje mais desfavorável com as condições de fronteira definidas, de modo a verificar a deformação e conseqüentemente a espessura mínima da laje



ANEXO 2

Bloco B :

Esboço do painel da laje mais desfavorável com as condições de fronteira definidas, de modo a verificar a deformação e consequentemente a espessura mínima da laje



Anexo 4: Pré-Dimensionamento dos pilares

Pré-Dimensionamento dos Pilares			Pré-Dimensionamento dos Pilares		
Pilar	Dimensão segundo a (m)	Dimensão segundo b (m)	Pilar	Dimensão segundo a (m)	Dimensão segundo b (m)
P1	0.26	0.35	P31	0.26	0.60
P2	0.26	0.35	P32	0.26	0.65
P3	0.26	0.40	P33	0.26	0.55
P4	0.26	0.30	P34	0.26	0.50
P5	0.26	0.45	P35	0.26	0.55
P6	0.26	1.10	P36	0.26	0.55
P7	0.26	0.55	P37	0.26	0.55
P8	0.26	0.65	P38	0.26	0.60
P9	0.26	1.05	P39	0.26	0.75
P10	0.26	0.65	P40	0.26	0.30
P11	0.26	0.65	P41	0.26	0.30
P12	0.26	0.65	P42	0.26	0.30
P13	0.26	0.65	P43	0.26	0.30
P14	0.26	1.00	P44	0.26	0.30
P15	0.26	0.95	P45	0.26	0.30
P16	0.26	1.00	P46	0.26	0.30
P17	0.26	1.25	P47	0.26	0.35
P18	0.26	0.65	P48	0.26	1.05
P19	0.26	0.40	P49	0.26	0.50
P20	0.26	0.95	P50	0.26	0.30
P21	0.26	0.95	P51	0.26	0.30
P22	0.26	0.95	P52	0.26	0.30
P23	0.26	1.00	P53	0.26	0.30
P24	0.26	0.95	P54	0.26	0.30
P25	0.26	0.90	P55	0.26	0.30
P26	0.26	0.85	P56	0.26	0.30
P27	0.26	0.95	P57	0.26	0.30
P28	0.26	1.15	P58	0.26	0.30
P29	0.26	0.40	P59	0.26	0.30
P30	0.26	0.30	P60	0.26	0.30

Anexo 4: Catálogo dos vazios Cobiax.

Espessura da laje	[mm]	200	225	250	275	300	325	350	400	450	500	550	600
Cobiax	(-)	CBCM-S-100	CBCM-S-120	CBCM-S-140	CBCM-S-160	CBCM-S-180	CBCM-S-200	CBCM-S-220	CBCM-E-270	CBCM-E-315	CBCM-E-360	CBCM-E-405	CBCM-E-450
Redução de carga	[kN/m ²]	-1.40	-1.64	-1.88	-2.10	-2.32	-2.56	-2.80	-2.86	-3.34	-3.82	-4.29	-4.77
Factor de correcção da inércia	(-)	0.92	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89
Factor de redução ao corte	(-)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Altura do suporte	[mm]	110	130	150	170	190	210	230	275	320	366	411	457
Altura do vazio	[mm]	100	120	140	160	180	200	220	270	315	360	405	450
Diâmetro do vazio	[mm]	315	315	315	315	315	315	315	270	315	360	405	450
Distância entre vazios	[mm]	35	35	35	35	35	35	35	30	35	40	45	50
Afast. entre vazios	[mm]	350	350	350	350	350	350	350	300	350	400	450	500
Nº de vazios	[unv/m ²]	8.16	8.16	8.16	8.16	8.16	8.16	8.16	11.11	8.16	6.25	4.94	4.00
Volume de vazio	[m ³ /m ²]	0.056	0.066	0.075	0.084	0.093	0.102	0.112	0.114	0.134	0.153	0.172	0.191
Vazios por suporte	(-)	7	7	7	7	7	7	7	8	7	6	5	5
Redução de CO ₂	[tonv/m ²]	0.012	0.014	0.016	0.018	0.020	0.022	0.023	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039

Anexo 5: Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo Bloco A

	Coeficiente de comportamento	Nº Pisos edificio
EM X	3.45	4
EM Y	2.76	

Periodos de vibração fundamentais												
	Sismo Tipo1						Sismo Tipo2					
Direcção	Periodo T (s)	Tipo Terreno	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)	Verificação	Periodo T (s)	Tipo Terreno	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)	Verificação
x	0.21556	B	0.1	0.6	2.0	SIM	0.21556	B	0.1	0.25	2.0	SIM
y	0.18865	B	0.1	0.6	2.0	SIM	0.18865	B	0.1	0.25	2.0	SIM

Espectro de Cálculo								
Sismo Tipo1								
Direcção	Zona Sismica	a _{gR} (m/s ²)	Coef. Importância Y ₁	a _g (m/s ²)	Tipo Terreno	S _{max}	S	S _d (T) (m/s ²)
x	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.213	1.912
y	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.213	2.390
Sismo Tipo2								
x	2.3	1.7	1.25	2.125	B	1.35	1.219	1.877
y	2.3	1.7	1.25	2.125	B	1.35	1.219	2.346

Sismo Tipo1			
Massa Total m (ton)	λ	Força Basal Direcção x F _b (kN)	Força Basal Direcção y F _b (kN)
4093.66	0.85	6651.84	8314.80
Sismo Tipo2			
		Força Basal Direcção x F _b (kN)	Força Basal Direcção y F _b (kN)
4093.66	0.85	6530.18	8162.72

Sismo Tipo1			
Força de Corte Piso 1 V _{tot x} (kN)	Força de Corte Piso 2 V _{tot x} (kN)	Força de Corte Piso 3 V _{tot x} (kN)	
4425.34	2793.66	1410.93	
Sismo Tipo1			
Força de Corte Piso 1 V _{tot y} (kN)	Força de Corte Piso 2 V _{tot y} (kN)	Força de Corte Piso 3 V _{tot y} (kN)	
5531.68	3492.08	1763.66	

Forças Sísmicas Horizontais										
Sismo Tipo1										
Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i * z_i$	Força Sísmica Horizontal Direcção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direcção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	1370.22	4	5480.90	1132.60	1415.75	986.49	4172.21	4172.21	58.94	17.42
1	1004.16	6.95	6978.93	1442.16	1802.70	977.06	5345.00	5345.00	59.3	13.55
2	850.96	9.9	8424.50	1740.88	2176.10	974.89	6226.90	6226.90	57.23	11.20
3	868.31	13.02	11305.40	2336.20	2920.25	1308.27	8356.30	8356.30	57.23	11.20
$\Sigma=$			32189.73	6651.84	8314.80	4246.72	24100.41	24100.41		
Sismo Tipo2										
Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i * z_i$	Força Sísmica Horizontal Direcção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direcção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	1370.22	3.5	4795.79	1034.91	1293.64	901.41	3812.36	3812.36	58.94	17.42
1	1004.16	6.5	6527.06	1408.51	1760.64	954.27	5220.31	5220.31	59.30	13.55
2	850.96	9.5	8084.12	1744.52	2180.65	976.93	6239.94	6239.94	57.23	11.20
3	868.31	12.5	10853.88	2342.23	2927.78	1311.65	8377.85	8377.85	57.23	11.20
$\Sigma=$			30260.84	6530.18	8162.72	4144.26	23650.46	23650.46		

Anexo 5: Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo Bloco B

EM X
EM Y

Coeficiente de comportamento

2.76
2.76

Nº Pisos edificio

4

Periodos de vibração fundamentais

Direcção	Sismo Tipo1						Sismo Tipo2					
	Periodo T (s)	Tipo Terreno	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)	Verificação	Periodo T (s)	Tipo Terreno	T _B (s)	T _c (s)	T _D (s)	Verificação
x	0.43605	B	0.1	0.6	2.0	SIM	0.43605	B	0.1	0.25	2.0	SIM
y	0.28232	B	0.1	0.6	2.0	SIM	0.28232	B	0.1	0.25	2.0	SIM

Espectro de Cálculo

Acção Sísmica Tipo 1

Direcção	Zona Sísmica	a _{gR} (m/s ²)	Coef. Importância Y ₁	a _g (m/s ²)	Tipo Terreno	S _{max}	S	S _d (T) (m/s ²)
x	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.21	2.390
y	1.3	1.5	1.45	2.175	B	1.35	1.21	2.390
Acção Sísmica Tipo 2								
x	2.3	1.7	1.25	2.125	B	1.35	1.22	1.345
y	2.3	1.7	1.25	2.125	B	1.35	1.22	2.077

Sismo Tipo1

Massa Total m (ton)	λ	Força Basal Direcção x F _b (kN)	Força Basal Direcção y F _b (kN)
3139.47	0.85	6376.71	6376.71

Sismo Tipo2

Massa Total m (ton)	λ	Força Basal Direcção x F _b (kN)	Força Basal Direcção y F _b (kN)
3139.47	0.85	3589.08	5543.43

Sismo Tipo1

Força de Corte Piso 1 V _{tot x} (kN)	Força de Corte Piso 2 V _{tot x} (kN)	Força de Corte Piso 3 V _{tot x} (kN)
4792.07	3003.78	1510.66

Sismo Tipo1

Força de Corte Piso 1 V _{tot y} (kN)	Força de Corte Piso 2 V _{tot y} (kN)	Força de Corte Piso 3 V _{tot y} (kN)
4792.07	3003.78	1510.66

Forças Sísmicas Horizontais

Sismo Tipo1

Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i * z_i$	Força Sísmica Horizontal Direcção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direcção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	780.17	4	3120.68	759.50	759.50	1175.71	1093.68	1175.71	28.8	30.96
1	880.44	6.95	6119.03	1489.23	1489.23	2099.82	2144.49	2144.49	28.8	28.2
2	735.12	9.9	7277.67	1771.22	1771.22	1301.84	1498.45	1498.45	16.92	14.70
3	743.75	13.02	9683.60	2356.76	2356.76	1732.22	1993.82	1993.82	16.92	14.70
$\Sigma=$			26200.97	6376.71	6376.71	6309.59	6730.44	6812.47		

Sismo Tipo2

Pisos	Massa m_i (ton)	Altura Pisos z_i (m)	Massa $m_i * z_i$	Força Sísmica Horizontal Direcção x (kn)	Força Sísmica Horizontal Direcção y (kn)	Momento Torsor Ex (kN.m)	Momento Torsor Ey (kN.m)	Máximo Momento Torsor (kN.m)	L_x (m)	L_y (m)
0	780.17	3.5	2730.59	396.23	611.99	613.37	881.26	881.26	28.80	30.96
1	880.44	6.5	5722.84	830.43	1282.62	1170.90	1846.97	1846.97	28.80	28.20
2	735.12	9.5	6983.62	1013.38	1565.19	744.83	1324.15	1324.15	16.92	14.70
3	743.75	12.5	9296.85	1349.05	2083.63	991.55	1762.75	1762.75	16.92	14.70
$\Sigma=$			24733.90	3589.08	5543.43	3520.65	5815.14	5815.14		

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 0

		Pilares	Momento		A _s Cálculo (cm ² /m)	Área Diagram a (m ²)	Momento Uniformiz (kN.m)	A _s Minima(cm ² /m)	A _s (cm ² /m)	Armadura Adotada	A _s Adotada (cm ² /m)	Verifica		
			Cálculo (kN.m)	μ									ω	
Armadura Superior segundo x	PÓRTICO 1X Faixa Central	P30	-55.45	0.0548	0.058	5.98	41.58	-55.45	3.39	5.98	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
		P31	-58.97	0.0582	0.062	6.38	44.23	-58.97	3.39	6.38	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
		P32	-62.28	0.0615	0.065	6.76	46.71	-62.28	3.39	6.76	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
		P33	-54.81	0.0541	0.057	5.91	41.11	-54.81	3.39	5.91	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
		P34	-54.81	0.0541	0.057	5.91	41.11	-54.81	3.39	5.91	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
		P35	-54.81	0.0541	0.057	5.91	41.11	-54.81	3.39	5.91	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
		P36	-62.28	0.0615	0.065	6.76	46.71	-62.28	3.39	6.76	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
		P37	-58.97	0.0582	0.062	6.38	44.23	-58.97	3.39	6.38	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
	P38	-55.45	0.0548	0.058	5.98	41.58	-55.45	3.39	5.98	Ø12 // 0.175	6.46	SIM		
	PÓRTICO 1X Faixa Lateral			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	4.49	SIM
	PÓRTICO 2X Faixa Central	PA1-Y	-77.23	0.0763	0.082	8.50	126.66	-77.23	3.39	8.50	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
		P20	-77.27	0.0763	0.082	8.50	166.14	-77.27	3.39	8.50	Ø12 // 0.20 + Ø10 //	9.58	SIM	
		P21	-69.10	0.0682	0.073	7.55	148.57	-69.10	3.39	7.55	Ø10 // 0.10	7.85	SIM	
		P22	-68.32	0.0675	0.072	7.46	146.90	-68.32	3.39	7.46	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
		P23	-70.94	0.0701	0.075	7.76	152.51	-70.94	3.39	7.76	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
		P24	-68.32	0.0675	0.072	7.46	146.90	-68.32	3.39	7.46	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
		P25	-76.17	0.0752	0.081	8.37	163.77	-76.17	3.39	8.37	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
		P26	-77.27	0.0763	0.082	8.50	166.14	-77.27	3.39	8.50	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	PA2-Y	-65.69	0.0649	0.069	7.15	107.73	-65.69	3.39	7.15	Ø10 // 0.10	7.85	SIM		
	PÓRTICO 2X Faixa Lateral			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
	PÓRTICO 3X Faixa Central	P8							3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		P9	-97.38	0.0962	0.105	10.91	183.08	-97.38	3.39	10.91	Ø16 // 0.20+ Ø8 // 0.20	12.56	SIM	
		P10	-92.62	0.0915	0.100	10.33	317.70	-92.62	3.39	10.33	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		P11	-92.12	0.0910	0.099	10.27	315.98	-92.12	3.39	10.27	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		P12	-93.21	0.0921	0.101	10.41	319.73	-93.21	3.39	10.41	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		P13	-92.38	0.0912	0.100	10.31	316.88	-92.38	3.39	10.31	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		P14	-72.26	0.0714	0.076	7.91	247.86	-72.26	3.39	7.91	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
		P15	-67.52	0.0667	0.071	7.36	126.95	-67.52	3.39	7.36	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
P16							3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM			
PÓRTICO 3X Faixa Lateral			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 0

Pilares	Momento Cálculo (kN.m)	μ	ω	A_s Cálculo (cm ² /m)	Área Diagram a (m ²)	Momento Uniformiz (kN.m)	A_s Mínima (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	Armadura Adotada	A_s Adotada (cm ² /m)	Verifica
---------	------------------------	-------	----------	------------------------------------	----------------------------------	--------------------------	-----------------------------------	----------------------------	------------------	------------------------------------	----------

Armadura Superior segundo y

PÓRTICO 1y Faixa Central						-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
						-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
						-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
						-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 1y Faixa Lateral		0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
FORKII CO 2y Faixa Central	P31	-153.73	0.1518	0.175	18.10	312.08	-153.73	3.39	18.10	Ø16 // 0.10	20.11	SIM
	P20	-82.82	0.0818	0.088	9.16	119.27	-82.82	3.39	9.16	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
	P9	-81.54	0.0805	0.087	9.01	150.03	-81.54	3.39	9.01	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
PÓRTICO 2y' Elevador		-74.77	0.0738	0.079	8.21	35.89	-74.77	3.39	8.21	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
		-52.66	0.0520	0.055	5.66	43.18	-52.66	3.39	5.66	Ø12 // 0.175	6.46	SIM
FORKII CO 3y Faixa Central	P21	-70.70	0.0698	0.075	7.73	90.49	-70.70	3.39	7.73	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P10	-95.80	0.0946	0.104	10.72	239.49	-95.80	3.39	10.72	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 3y Faixa Lateral			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
PÓRTICO 4y Faixa Central	P33	-24.20	0.0239	0.024	2.53	28.56	-24.20	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
	P22	-71.60	0.0707	0.076	7.84	168.97	-71.60	3.39	7.84	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P11	-86.64	0.0856	0.093	9.61	102.23	-86.64	3.39	9.61	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 4y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 5y Faixa Central	P23	-75.12	0.0742	0.080	8.25	88.64	-75.12	3.39	8.25	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P12	-98.46	0.0972	0.107	11.04	233.34	-98.46	3.39	11.04	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
PÓRTICO 5y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	4.49	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM
FORKII CO 6y Faixa Central	P24	-70.70	0.0698	0.075	7.73	90.49	-70.70	3.39	7.73	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P13	-95.80	0.0946	0.104	10.72	239.49	-95.80	3.39	10.72	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 6y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 7y Faixa Central	P25	-64.82	0.0640	0.068	7.05	119.27	-64.82	3.39	7.05	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P14	-81.54	0.0805	0.087	9.01	150.03	-81.54	3.39	9.01	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 7y Faixa Lateral			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	4.02	SIM
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
7y'		-31.00	0.0306	0.032	3.27	34.72	-31.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
FORKII CO 8y Faixa Central	P26	-64.82	0.0640	0.068	7.05	119.27	-64.82	3.39	7.05	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P15	-53.35	0.0527	0.055	5.74	74.70	-53.35	3.39	5.74	Ø12 // 0.175	6.46	SIM
								3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 0

Pilares	ω_{resist}	μ_{Resist}	$M_{Rd, Laje}$ (kNm/m)	Momentos Fletores														
				M Pico (KN.m)	M_{1Dr^+} (KN.m)	M_{2Dr^+} (KN.m)	M_{3Dr^+} (KN.m)	M_{1Esq^+} (KN.m)	M_{2Esq^+} (KN.m)	M_{3Esq^+} (KN.m)	Coorden. Pico (m)	Coorden. M_{1Dr^+} (m)	Coorden. M_{2Dr^+} (m)	Coorden. M_{3Dr^+} (m)	Coorden. M M_{1Esq^+} (m)	Coorden. M_{2Esq^+} (m)		
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00													
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00													
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00													
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00						
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00						
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00						
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00						
P31	0.194	0.171	173.60	-292.00	-3.00				-14.00			11.84	13.00				10.97	
P20	0.109	0.102	103.33	-122.00	-37.00	-18.00			-64.00	-34.00		11.84	12.41	12.81			11.41	10.97
P9	0.087	0.083	83.85	-138.00	-50.00	-25.00			-71.00	-40.00		11.84	12.41	12.81			11.41	10.97
	0.087	0.083	83.85	-110.00	-21.00							6.56	7.04					
	0.062	0.060	60.81	-77.00	-21.00							8.46	9.28					
P21	0.087	0.083	83.85	-110.00	-33.00				-54.00	-28.00		18.95	19.54				18.49	18.26
P10	0.109	0.102	103.33	-202.00	-69.00	-38.00			-103.00	-59.00	-37.00	18.95	19.54	20.13			18.49	18.03
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
P33	0.051	0.049	49.69	-37.00	-1.00				-6.00			26.06	26.65				25.47	
P22	0.087	0.083	83.85	-150.00	-53.00	-25.00			-55.00	-26.00		26.06	26.65	27.24			25.47	24.88
P11	0.109	0.102	103.33	-124.00	-50.00				-46.00			26.06	26.65				25.47	
	0.038	0.037	37.56	-37.00	0.00													
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
P23	0.087	0.083	83.85	-112.00	-37.00				-39.00			33.17	33.76				32.58	
P12	0.109	0.102	103.33	-202.00	-74.00	-40.00			-78.00	-41.00		33.17	33.76	34.36			32.58	31.99
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.043	0.042	42.77	-37.00														
	0.043	0.042	42.77	-37.00														
P24	0.087	0.083	83.85	-110.00	-33.00				-54.00	-28.00		18.95	19.54				18.49	18.26
P13	0.109	0.102	103.33	-202.00	-69.00	-38.00			-103.00	-59.00	-37.00	18.95	19.54	20.13			18.49	18.03
	0.038	0.037	37.56	-37.00	0.00													
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
P25	0.087	0.083	83.85	-122.00	-37.00	-18.00			-64.00	-34.00		11.84	12.41	12.81			11.41	10.97
P14	0.087	0.083	83.85	-138.00	-50.00	-25.00			-71.00	-40.00		11.84	12.41	12.81			11.41	10.97
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.039	0.038	38.40	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-37.00														
	0.038	0.037	37.56	-48.00					-14.00			51.15					50.03	
P26	0.087	0.083	83.85	-122.00	-37.00	-18.00			-64.00	-34.00		11.84	12.41	12.81			11.41	10.97
P15	0.062	0.060	60.81	-71.00		-28.00			-42.00			11.84		12.81			11.41	
	0.038	0.037	37.56									0.26	0.00					

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 0

Momentos Torsores												
Pilares	Coorden. M _{3Esq} ^a (m)	M Pico (KN.m)	M _{1Dr} ^a (KN.m)	M _{2Dr} ^a (KN.m)	M _{1Esq} ^a (KN.m)	M _{2Esq} ^a (KN.m)	Coorden. M Pico (m)	Coorden. M _{1Dr} ^a (m)	Coorden. M _{2Dr} ^a (m)	Coorden. M _{1Esq} ^a (m)	Coorden. M _{2Esq} ^a (m)	Área Diagrama
		-30.00	0.00									
		-30.00	0.00									
		-30.00	0.00									
		-30.00	0.00									
		-37.00						0.00				
		-37.00						0.00				
		-37.00						0.00				
		-37.00						0.00				
P31		-0.04	-3.00		-14.00		11.84	13.00		10.97		7.87
P20		-0.04	-7.67	-4.02	6.01	2.40	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	1.40
P9		-6.95	-0.49	-5.86	-12.99	-7.07	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	12.09
		18.56	-0.01				6.56	7.04				4.45
		-4.32	-3.00				8.46	9.28				3.00
P21		0.75	-5.27		5.55	3.53	18.95	19.54		18.49	18.26	1.16
P10	17.63	-0.37	0.81	0.10	-2.40	-0.84	18.95	19.54	20.13	18.49	18.03	1.37
		-37.00										
		-37.00										
		-37.00										
P33		-9.21	4.23		-1.61		26.06	26.65		25.47		4.66
P22		-0.75	-4.45	0.12	2.97	-1.44	26.06	26.65	27.24	25.47	24.88	1.71
P11		-0.39	0.37		-2.13		26.06	26.65		25.47		0.75
		-37.00	0.00									
		-37.00										
		-37.00										
P23		0.17	-4.01		4.16		33.17	33.76		32.58		0.14
P12		0.11	1.85	0.68	-2.00	-0.69	33.17	33.76	34.36	32.58	31.99	0.01
		-37.00										
		-37.00										
		-37.00										
		-37.00										
P24		0.75	-5.27		5.55	3.53	18.95	19.54		18.49	18.26	1.16
P13	17.63	-0.37	0.81	0.10	-2.40	-0.84	18.95	19.54	20.13	18.49	18.03	1.37
		-37.00	0.00									
		-37.00										
		-37.00										
		-37.00										
P25		-0.04	-7.67	-4.02	6.01	2.40	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	1.40
P14		-6.95	-0.49	-5.86	-12.99	-7.07	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	12.09
		-37.00										
		-37.00										
		-37.00										
		-48.00			-14.00		51.15			50.03		
P26		-0.04	-7.67	-4.02	6.01	2.40	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	1.40
P15		-1.57		-1.16	-3.37		11.84		12.81	11.41		2.39
							0.26	0.00				

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 1

Pilares	Momento	μ	ω	A_s	Área	Momento	A_s	A_s	Armadura	A_s	Verifica	
	Cálculo			Cálculo		Uniformiz						Minima
	(kN.m)			(cm ² /m)	(m ²)	(kN.m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)		(cm ² /m)		
PÓRTICO 1X Faixa Central	P30	-66.64	0.0658	0.070	7.26	95.29	-66.64	3.39	7.26	Ø12 // 0.15	7.54	SIM
	P31	-69.37	0.0685	0.073	7.58	99.19	-69.37	3.39	7.58	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P32	-80.52	0.0795	0.086	8.89	115.15	-80.52	3.39	8.89	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P33	-75.68	0.0747	0.080	8.31	108.22	-75.68	3.39	8.31	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P34	-73.39	0.0725	0.078	8.05	104.94	-73.39	3.39	8.05	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P35	-75.68	0.0747	0.080	8.31	108.22	-75.68	3.39	8.31	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P36	-69.37	0.0685	0.073	7.58	99.19	-69.37	3.39	7.58	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
P37	-69.37	0.0685	0.073	7.58	99.19	-69.37	3.39	7.58	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
P38	-66.64	0.0658	0.070	7.26	95.29	-66.64	3.39	7.26	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
PÓRTICO 1X Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	4.49	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-30.00	0.0296	0.031	3.16			3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
PÓRTICO 2X Faixa Central	PA1-Y	-72.35	0.0715	0.077	7.92	164.23	-72.35	3.39	7.92	Ø12 // 0.125	9.05	SIM
	P20	-95.13	0.0940	0.103	10.64	204.52	-95.13	3.39	10.64	Ø12 // 0.20 + Ø10 // 0.20	11.31	SIM
	P21	-98.54	0.0973	0.107	11.05	211.87	-98.54	3.39	11.05	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
	P22	-98.06	0.0968	0.106	10.99	210.82	-98.06	3.39	10.99	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
	P23	-89.69	0.0886	0.096	9.98	192.82	-89.69	3.39	9.98	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
	P24	-98.06	0.0968	0.106	10.99	210.82	-98.06	3.39	10.99	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
	P25	-95.13	0.0940	0.103	10.64	204.52	-95.13	3.39	10.64	Ø12 // 0.10	11.31	SIM
PA2-Y	-77.59	0.0766	0.083	8.54	176.14	-77.59	3.39	8.54	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
PÓRTICO 2X Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
PÓRTICO 3X Faixa Central	P8							3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
	P9	-46.17	0.0456	0.048	4.93	66.94	-46.17	3.39	4.93	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
	P10	-48.99	0.0484	0.051	5.25	49.97	-48.99	3.39	5.25	Ø10 // 0.20 + Ø10 //	5.65	SIM
	P11	-47.25	0.0467	0.049	5.06	48.20	-47.25	3.39	5.06	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
	P12	-47.59	0.0470	0.049	5.09	48.54	-47.59	3.39	5.09	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
	P13	-47.25	0.0467	0.049	5.06	48.20	-47.25	3.39	5.06	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
	P14	-56.02	0.0553	0.058	6.04	81.23	-56.02	3.39	6.04	Ø12 // 0.15	7.54	SIM
P15	-54.18	0.0535	0.056	5.83	101.85	-54.18	3.39	5.83	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	
P16							3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 3X Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM

Armadura Superior segundo x

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 1

	Pilares	Momento		A_s	Área	Momento	A_s	A_s	Armadura	A_s	Verifica		
		Cálculo	μ									ω	Cálculo
		(kN.m)		(cm ² /m)	(m ²)	(kN.m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)		(cm ² /m)			
PÓRTICO	1y Faixa Central												
							-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
								-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
								-30.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
	1y Faixa Lateral			0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
				0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM
	CO 2y Faixa Central	P31	-30.11	0.0297	0.031	3.17	60.82	-30.11	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM
		P20	-73.51	0.0726	0.078	8.06	148.50	-73.51	3.39	8.06	Ø12 // 0.125	9.58	SIM
P9		-54.62	0.0539	0.057	5.88	78.66	-54.62	3.39	5.88	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
PÓRTICO 2y Elevador		-33.89	0.0335	0.035	3.58	16.26	-33.89	3.39	3.58	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
		-56.23	0.0555	0.059	6.07	46.11	-56.23	3.39	6.07	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
PÓRTICO 3y Faixa Central	P32	-27.01	0.0267	0.027	2.83	56.72	-27.01	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P21	-76.78	0.0758	0.082	8.44	161.23	-76.78	3.39	8.44	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P10	-89.65	0.0885	0.096	9.98	94.13	-89.65	3.39	9.98	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
CO 3y Faixa Lateral			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 4y Faixa Central	P33	-24.20	0.0239	0.024	2.53	28.55	-24.20	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P22	-71.34	0.0705	0.075	7.81	168.36	-71.34	3.39	7.81	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P11	-85.99	0.0849	0.092	9.54	101.47	-85.99	3.39	9.54	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
CO 4y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 5y Faixa Central	P34	-22.95	0.0227	0.023	2.40	27.08	-22.95	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P23	-70.89	0.0700	0.075	7.75	168.01	-70.89	3.39	7.75	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P12	-86.44	0.0854	0.093	9.59	102.00	-86.44	3.39	9.59	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 5y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 6y Faixa Central	P35	-24.20	0.0239	0.024	2.53	28.55	-24.20	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P24	-71.34	0.0705	0.075	7.81	168.36	-71.34	3.39	7.81	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P13	-85.99	0.0849	0.092	9.54	101.47	-85.99	3.39	9.54	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
CO 6y Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 7y Faixa Central	P36	-30.11	0.0297	0.031	3.17	60.82	-30.11	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P25	-73.51	0.0726	0.078	8.06	148.50	-73.51	3.39	8.06	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P14	-54.62	0.0539	0.057	5.88	78.66	-54.62	3.39	5.88	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
		-37.00	0.0365	0.038	3.92	0.00	-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
CO 7y Faixa Lateral			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
			0.0365	0.038	3.92		-37.00	3.39	3.92	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
7y		-31.00	0.0306	0.032	3.27	34.72	-31.00	3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	
PÓRTICO 8y Faixa Central	P37	-30.11	0.0297	0.031	3.17	60.82	-30.11	3.39	3.39	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	
	P26	-73.51	0.0726	0.078	8.06	148.50	-73.51	3.39	8.06	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	
	P15	-54.62	0.0539	0.057	5.88	78.66	-54.62	3.39	5.88	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	
								3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	

Armadura Superior segundo y

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 1

Pilares				Momentos Fletores										
	ω_{resist}	μ_{Resist}	$M_{Rd, Laje}$ (kNm/m)	M^{Pico} (KN.m)	$M_{1De^{\text{e}}}$ (KN.m)	$M_{2De^{\text{e}}}$ (KN.m)	$M_{3De^{\text{e}}}$ (KN.m)	$M_{1Esq^{\text{e}}}$ (KN.m)	$M_{2Esq^{\text{e}}}$ (KN.m)	$M_{3Esq^{\text{e}}}$ (KN.m)	Coorden. M^{Pico} (m)	Coorden. $M_{1De^{\text{e}}}$ (m)	Coorden. $M_{2De^{\text{e}}}$ (m)	Coord. en. $M_{3De^{\text{e}}}$ (m)
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-30.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00		
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00		
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00		
	0.038	0.037	37.56	-37.00								0.00		
P31	0.051	0.049	49.69	-50.00	-5.00			-14.00			11.84	12.99		
P20	0.093	0.087	88.47	-146.00	-51.00	-24.00		-70.00	-39.00		11.84	12.41	12.99	
P9	0.062	0.060	60.81	-80.00	-22.00			-33.00			11.84	12.41		
	0.051	0.049	49.69	-57.00	-10.00						6.56	7.04		
	0.062	0.060	60.81	-80.00	-23.00						8.46	9.28		
P32	0.051	0.049	49.69	-39.00	-6.00			-5.00			18.95	20.13		
P21	0.087	0.083	83.85	-152.00	-54.00	-26.00		-70.00	-35.00		18.95	19.54	20.13	
P10	0.109	0.102	103.33	-129.00	-47.00			-50.00			18.95	19.54		
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
P33	0.051	0.049	49.69	-37.00	-1.00			-6.00			26.06	26.65		
P22	0.087	0.083	83.85	-149.00	-53.00	-25.00		-55.00	-26.00		26.06	26.65	27.24	
P11	0.109	0.102	103.33	-124.00	-48.00			-47.00			26.06	26.65		
	0.038	0.037	37.56	-37.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
P34	0.051	0.049	49.69	-36.00	-5.00			-1.00			33.17	33.76		
P23	0.087	0.083	83.85	-150.00	-54.00	-26.00		-53.00	-25.00		33.17	33.76	34.36	
P12	0.109	0.102	103.33	-125.00	-45.00			-47.00			33.17	33.76		
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
P35	0.051	0.049	49.69	-37.00	-1.00			-6.00			26.06	26.65		
P24	0.087	0.083	83.85	-149.00	-53.00	-25.00		-55.00	-26.00		26.06	26.65	27.24	
P13	0.109	0.102	103.33	-124.00	-48.00			-47.00			26.06	26.65		
	0.038	0.037	37.56	-37.00	0.00									
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
P36	0.051	0.049	49.69	-50.00	-5.00			-14.00			11.84	12.99		
P25	0.087	0.083	83.85	-146.00	-51.00	-24.00		-70.00	-39.00		11.84	12.41	12.99	
P14	0.062	0.060	60.81	-80.00	-22.00			-33.00			11.84	12.41		
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-37.00										
	0.038	0.037	37.56	-48.00				-14.00			51.15			
P37	0.051	0.049	49.69	-50.00	-5.00			-14.00			11.84	12.99		
P26	0.087	0.083	83.85	-146.00	-51.00	-24.00		-70.00	-39.00		11.84	12.41	12.99	
P15	0.062	0.060	60.81	-80.00	-22.00			-33.00			11.84	12.41		
	0.038	0.037	37.56								0.26	0.00		

Anexo 6: Armaduras Lajes - BlocoA -Piso 1

Pilares	Coorden.			Momentos Torsores											
	M _{1Esq} ^r (m)	M _{2Esq} ^r (m)	M _{3Esq} ^r (m)	M ^r Pico (KN.m)	M _{1Dr} ^r (KN.m)	M _{2Dr} ^r (KN.m)	M _{3Dr} ^r (KN.m)	M _{1Esq} ^r (KN.m)	M _{2Esq} ^r (KN.m)	Coorden. M ^r Pico (m)	Coorden. M _{1Dr} ^r (m)	Coorden. M _{2Dr} ^r (m)	Coorden. M _{1Esq} ^r (m)	Coorden. M _{2Esq} ^r (m)	Área Diagrama
				-30.00	0.00										
				-30.00	0.00										
				-30.00	0.00										
				-30.00	0.00										
				-37.00							0.00				
				-37.00							0.00				
				-37.00							0.00				
				-37.00							0.00				
P31	10.97			-1.42	-0.50			-0.44		11.84	12.41		10.97		1.36
P20	11.41	10.97		0.29	-5.67	0.50		5.46	-0.23	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	0.18
P9	10.97			1.81	3.48			-6.81		11.84	12.41		11.41		0.43
				-0.62	-0.15					6.56	7.04				0.18
				5.92	3.54					8.46	9.28				3.88
P32	18.03			9.93	1.66			-3.21		18.95	20.13		18.03		9.93
P21	18.49	18.03		1.34	-3.70	1.43		5.61	0.57	18.95	19.54	20.13	18.49	18.03	1.65
P10	18.49			-1.23	1.07			-3.09		18.95	19.54		18.49		1.04
				-37.00											
				-37.00											
				-37.00											
P33	25.47			-9.20	4.23			-1.61		26.06	26.65		25.47		4.66
P22	25.47	24.88		-0.75	-4.46	0.19		2.97	-1.42	26.06	26.65	27.24	25.47	24.88	1.68
P11	25.47			-0.39	-0.36			2.10		26.06	26.65		25.47		0.28
				-37.00	0.00										
				-37.00											
				-37.00											
P34	32.58			8.42	1.04			-4.10		33.17	33.76		32.58		4.07
P23	32.58	31.99		0.61	-3.36			4.49	-0.25	33.17	33.76	34.36	32.58	31.99	0.94
P12	32.58			0.06	1.92			1.74		33.17	33.76		32.58		1.11
				-37.00											
				-37.00											
				-37.00											
				-37.00											
P35	25.47			-9.20	4.23			-1.61		26.06	26.65		25.47		4.66
P24	25.47	24.88		-0.75	-4.46	0.19		2.97	-1.42	26.06	26.65	27.24	25.47	24.88	1.68
P13	25.47			-0.39	-0.36			2.10		26.06	26.65		25.47		0.28
				-37.00	0.00										
				-37.00											
				-37.00											
P36	10.97			-1.42	-0.50			-0.44		11.84	12.41		10.97		1.36
P25	11.41	10.97		0.29	-5.67	0.50		5.46	-0.23	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	0.18
P14	10.97			1.81	3.48			-6.81		11.84	12.41		11.41		0.43
				-37.00											
				-37.00											
				-37.00											
	50.03			-48.00				-14.00		51.15			50.03		
P37	10.97			-1.42	-0.50			-0.44		11.84	12.41		10.97		1.36
P26	11.41	10.97		0.29	-5.67	0.50		5.46	-0.23	11.84	12.41	12.81	11.41	10.97	0.18
P15	10.97			1.81	3.48			-6.81		11.84	12.41		11.41		0.43
										0.26	0.00				

Anexo 6 - Armaduras Lajes - Bloco B - Piso 0

		Pilares	Momento Cálculo (kN.m)	μ	ω	A_s Cálculo (cm ² /m)	Área Diagrama (m ²)	Momento Uniforme z (kN.m)	A_s Mínima (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	Armadura Adotada	A_s Adotada (cm ² /m)
Armadura Superior segundo x	PÓRTICO CO IX Faixa Central	P38	-56.98	0.0563	0.059	6.15	15.96	-56.98	3.39	6.15	Ø12 // 0.175	6.46
		P39	-86.63	0.0856	0.093	9.61	24.26	-86.63	3.39	9.61	Ø12 // 0.10	11.31
		P40	-3.28	0.0032	0.003	0.34	2.46	-3.28	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
	PÓRTICO CO 2X Faixa Central	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P27	-99.38	0.0981	0.108	11.16	55.65	-99.38	3.39	11.16	Ø12 // 0.10	11.31
		P28	-112.07	0.1107	0.123	12.72	94.14	-112.07	3.39	12.72	Ø16 // 0.15	13.40
	PÓRTICO	P29	-49.25	0.0486	0.051	5.28	13.79	-49.25	3.39	5.28	Ø10 // 0.125	6.28
		PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P16	-92.97	0.0918	0.100	10.38	92.97	-92.97	3.39	10.38	Ø12 // 0.10	11.31
	PÓRTICO	P17	-137.14	0.1354	0.154	15.92	176.90	-137.14	3.39	15.92	Ø16 // 0.10	20.11
		P2	-50.52	0.0499	0.052	5.42	65.18	-50.52	3.39	5.42	Ø10 // 0.125	6.28
		PA1-X	-60.62	0.0599	0.063	6.57	60.62	-60.62	3.39	6.57	Ø12 // 0.15	7.54
	PÓRTICO	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P5	-165.74	0.1637	0.190	19.72	278.45	-165.74	3.39	19.72	Ø16 // 0.10	20.11
		P6	-130.32	0.1287	0.145	15.04	200.69	-130.32	3.39	15.04	Ø16 // 0.10	20.11
	PÓRTICO	P7	-45.32	0.0448	0.047	4.84	38.07	-45.32	3.39	4.84	Ø10 // 0.15	5.24
		PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P47	-124.49	0.1230	0.138	14.29	59.76	-124.49	3.39	14.29	Ø16 // 0.125	16.08
	PÓRTICO	P48	-150.66	0.1488	0.171	17.69	244.07	-150.66	3.39	17.69	Ø16 // 0.10	20.11
		P49	-59.43	0.0587	0.062	6.43	71.32	-59.43	3.39	6.43	Ø12 // 0.175	6.46
P16								3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	

Armadura Superior segundo y	PÓRTICO 1y Faixa Central	P38	-12.52	0.0124	0.013	1.30	3.50	-12.52	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
		P27	-50.11	0.0495	0.052	5.38	11.03	-50.11	3.39	5.38	Ø10 // 0.125	6.28
		P16	-43.06	0.0425	0.044	4.59	15.50	-43.06	3.39	4.59	Ø10 // 0.15	5.24
		P5	-96.81	0.0956	0.105	10.84	34.85	-96.81	3.39	10.84	Ø12 // 0.10	11.31
		P47	-67.92	0.0671	0.072	7.41	14.94	-67.92	3.39	7.41	Ø12 // 0.15	7.54
		P43	-22.31	0.0220	0.023	2.33	16.73	-22.31	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
	PÓRTICO O 1y Faixa Lateral	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P39	-140.63	0.1389	0.158	16.37	90.00	-140.63	3.39	16.37	Ø16 // 0.10	20.11
	PÓRTICO 2y Faixa Central	P28	-117.84	0.1164	0.130	13.45	91.91	-117.84	3.39	13.45	Ø16 // 0.10	20.11
		P17	-95.49	0.0943	0.103	10.68	154.70	-95.49	3.39	10.68	Ø16 // 0.10	20.11
		P6	-115.67	0.1142	0.127	13.17	187.38	-115.67	3.39	13.17	Ø16 // 0.15	13.4
		P48	-136.59	0.1349	0.153	15.85	221.27	-136.59	3.39	15.85	Ø16 // 0.125	16.08
	PÓRTICO O 2y Faixa Lateral	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P40	0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
	PÓRTICO 3y Faixa Central	P29	0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
		PA1-X	-31.27	0.0309	0.032	3.30	66.30	-31.27	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
		P2	-32.29	0.0319	0.033	3.41	32.93	-32.29	3.39	3.41	Ø10 // 0.175	4.49
		P7	0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49
		P49	-48.17	0.0476	0.050	5.16	66.47	-48.17	3.39	5.16	Ø10 // 0.15	5.24
	PÓRTICO O 3X Faixa Lateral	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P5	-165.74	0.1637	0.190	19.72	278.45	-165.74	3.39	19.72	Ø16 // 0.10	20.11
	PÓRTICO	P6	-130.32	0.1287	0.145	15.04	200.69	-130.32	3.39	15.04	Ø16 // 0.15	16.08
		P7	-45.32	0.0448	0.047	4.84	38.07	-45.32	3.39	4.84	Ø10 // 0.15	5.24
	PÓRTICO O 4X Faixa Lateral	PÓRTICO	-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49
		P47	-124.49	0.1230	0.138	14.29	59.76	-124.49	3.39	14.29	Ø16 // 0.125	16.08
	PÓRTICO	P48	-150.66	0.1488	0.171	17.69	244.07	-150.66	3.39	17.69	Ø16 // 0.10	20.11
		P49	-59.43	0.0587	0.062	6.43	71.32	-59.43	3.39	6.43	Ø12 // 0.175	6.46
P16								3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	

Anexo 6 - Armaduras Lajes - Bloco B - Piso 0

		Pilares	Momento Cálculo (kN.m)	μ	ω	A_s Cálculo (cm ² /m)	Área Diagrama (m ²)	Momento Uniforme z (kN.m)	A_s Mínima (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	Armadura Adotada	A_s Adotada (cm ² /m)	Verifica	ω_{resist}	μ_{Resist}	
Armadura Superior segundo x	PÓRTICO CO IX Faixa Central	P38	-82.08	0.0811	0.088	9.07	45.97	-82.08	3.39	9.07	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102	
		P39	-76.38	0.0754	0.081	8.40	150.47	-76.38	3.39	8.40	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	0.087	0.083	
		P40	-64.20	0.0634	0.067	6.98	53.93	-64.20	3.39	6.98	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	0.073	0.070	
	PÓRTICO CO IX Faixa Central		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		PÓRTICO CO 2X Faixa Central	P27	-113.33	0.1119	0.124	12.88	95.20	-113.33	3.39	12.88	Ø16 // 0.15	13.4	SIM	0.129	0.119
			P28	-88.24	0.0872	0.095	9.81	257.66	-88.24	3.39	9.81	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102
	P29		-55.92	0.0552	0.058	6.03	46.97	-55.92	3.39	6.03	Ø10 // 0.125	6.28	SIM	0.061	0.058	
	PÓRTICO CO 2X Faixa Central		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		PÓRTICO CO 2X Faixa Central	P16	-99.84	0.0986	0.108	11.21	127.79	-99.84	3.39	11.21	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102
			P17	-125.36	0.1238	0.139	14.40	161.71	-125.36	3.39	14.40	Ø16 // 0.125	16.08	SIM	0.155	0.141
	P2		-54.69	0.0540	0.057	5.89	70.55	-54.69	3.39	5.89	Ø10 // 0.125	6.28	SIM	0.061	0.058	
	PÓRTICO CO 2X Faixa Central	PA1-X	-63.00	0.0622	0.066	6.84	80.64	-63.00	3.39	6.84	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	0.073	0.070	
		PÓRTICO CO 2X Faixa Central		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042
			PÓRTICO CO 2X Faixa Central	P5	-157.99	0.1560	0.180	18.67	243.31	-157.99	3.39	18.67	Ø16 // 0.10	20.11	SIM	0.194
	P6			-93.86	0.0927	0.101	10.48	144.54	-93.86	3.39	10.48	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102
	P7	-53.82		0.0532	0.056	5.79	45.21	-53.82	3.39	5.79	Ø10 // 0.125	6.28	SIM	0.061	0.058	
	PÓRTICO CO 2X Faixa Central		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		PÓRTICO CO 2X Faixa Central	P47	-69.73	0.0689	0.074	7.62	41.84	-69.73	3.39	7.62	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	0.087	0.083
			P48	-126.91	0.1253	0.141	14.60	205.60	-126.91	3.39	14.60	Ø16 // 0.125	16.08	SIM	0.155	0.141
	P49		-110.88	0.1095	0.122	12.58	374.78	-110.88	3.39	12.58	Ø16 // 0.125	13.40	SIM	0.129	0.119	
PÓRTICO CO 2X Faixa Central	P57	0.56	0.0005	0.001	0.06	16.80	0.56	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
	PÓRTICO CO 1y Faixa Central	P38	-33.91	0.0335	0.035	3.58	9.49	-33.91	3.39	3.58	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		P27	-57.10	0.0564	0.060	6.17	20.56	-57.10	3.39	6.17	Ø10 // 0.125	6.28	SIM	0.061	0.058	
P16		-48.72	0.0481	0.050	5.22	17.54	-48.72	3.39	5.22	Ø10 // 0.125	6.28	SIM	0.061	0.058		
P5		-83.03	0.0820	0.089	9.18	41.51	-83.03	3.39	9.18	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102		
P47		-57.60	0.0569	0.060	6.22	12.67	-57.60	3.39	6.22	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	0.062	0.060		
PÓRTICO CO 1y Faixa Lateral	P43	-22.31	0.0220	0.023	2.33	16.73	-22.31	3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
	PÓRTICO CO 2y Faixa Central		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		P39	-69.62	0.0688	0.073	7.61	44.56	-69.62	3.39	7.61	Ø10 // 0.10	7.85	SIM	0.076	0.072	
		P28	-99.34	0.0981	0.108	11.15	133.11	-99.34	3.39	11.15	Ø16 // 0.10	20.11	SIM	0.194	0.171	
		P17	-89.97	0.0889	0.097	10.01	145.75	-89.97	3.39	10.01	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102	
P6		-80.38	0.0794	0.086	8.87	130.22	-80.38	3.39	8.87	Ø12 // 0.125	9.05	SIM	0.087	0.083		
PÓRTICO CO 2y Faixa Lateral	P48	-96.01	0.0948	0.104	10.75	155.54	-96.01	3.39	10.75	Ø12 // 0.10	11.31	SIM	0.109	0.102		
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
	PÓRTICO CO 3y Faixa Central	P40	0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		P29	0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
		PA1-X	-38.89	0.0384	0.040	4.13	82.45	-38.89	3.39	4.13	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042	
P2		-47.23	0.0466	0.049	5.05	48.17	-47.23	3.39	5.05	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	0.051	0.049		
P7		0.00	0.0000	0.000	0.00			3.39	3.39	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
PÓRTICO CO 3y Faixa Lateral	P49	-61.68	0.0609	0.065	6.69	172.10	-61.68	3.39	6.69	Ø12 // 0.15	7.54	SIM	0.073	0.070		
	P57	-48.26	0.0477	0.050	5.17	73.85	-48.26	3.39	5.17	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	0.051	0.049		
		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
	PÓRTICO CO 3X Faixa Lateral	P5	-165.74	0.1637	0.190	19.72	278.45	-165.74	3.39	19.72	Ø16 // 0.10	20.11	SIM	0.194	0.171	
		P6	-130.32	0.1287	0.145	15.04	200.69	-130.32	3.39	15.04	Ø16 // 0.15	16.08	SIM	0.155	0.141	
P7		-45.32	0.0448	0.047	4.84	38.07	-45.32	3.39	4.84	Ø10 // 0.15	5.24	SIM	0.051	0.049		
PÓRTICO CO 4X Faixa Lateral		-37.00	0.0365	0.038	3.92			3.39	3.92	Ø10 // 0.175	4.49	SIM	0.043	0.042		
	PÓRTICO CO 4X Faixa Lateral	P47	-124.49	0.1230	0.138	14.29	59.76	-124.49	3.39	14.29	Ø16 // 0.125	16.08	SIM	0.155	0.141	
		P48	-150.66	0.1488	0.171	17.69	244.07	-150.66	3.39	17.69	Ø16 // 0.10	20.11	SIM	0.194	0.171	
P49		-59.43	0.0587	0.062	6.43	71.32	-59.43	3.39	6.43	Ø12 // 0.175	6.46	SIM	0.062	0.060		
P16								3.39	3.39	Ø10 // 0.20	3.93	SIM	0.038	0.037		

Anexo 6 - Armaduras Lajes - Bloco B - Piso 0

Momentos Torsores															
	M ⁻ Pico (KN.m)	M _{1Dr⁻} (KN.m)	M _{2Dr⁻} (KN.m)	M _{3Dr⁻} (KN.m)	M _{1Esq⁻} (KN.m)	M _{2Esq⁻} (KN.m)	M _{3Esq⁻} (KN.m)	Coorden. M ⁻ Pico (m)	Coorden. M _{1Dr⁻} (m)	Coorden. M _{2Dr⁻} (m)	Coorden. M _{3Dr⁻} (m)	Coorden. M _{1Esq⁻} (m)	Coorden. M _{2Esq⁻} (m)	Coorden. M _{3Esq⁻} (m)	Área Diagrama
PÓRTIC CO IX Faixa Central	-12.00	5.00			-10.00			3.36	3.45				3.27		1.31
	-7.00	13.00			-1.50			3.52	3.66				3.38		0.18
	-1.60	-1.00			2.40			3.36	3.66				2.91		0.21
PÓRTIC	-37.00								0.00						
PÓRTIC CO 2X Faixa Central	-15.00	-32.00	-28.00		5.00	2.00		7.06	7.20	7.34			6.92	6.78	7.70
	0.80	2.80	1.30		-3.20	-0.90		7.06	7.57	8.08			6.49	5.93	0.13
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08			6.49	5.93	0.28
PÓRTIC	-37.00	0.00													
PÓRTIC	8.00	3.00	-1.35		27.52	22.13		12.16	12.30	12.30			12.02	11.88	6.73
	-0.36	4.18	1.55	0.51	-4.62	-2.15	-0.84	12.16	12.59	13.02	13.74	11.65	11.14	10.31	1.44
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.11	1.47	0.33	0.24	-1.37	-0.29	-0.19	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.00
PÓRTIC	-37.00														
PÓRTIC	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
PÓRTIC	-37.00														
PÓRTIC	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	-7.00	-3.60	-4.40		-7.10	-6.60	-37.00	12.16	12.59	13.02	13.74	11.65	11.14	10.31	7.01
	-1.57	-1.53	0.37		1.08	1.04		12.16	12.59	13.02		11.65	11.14		0.50
PÓRTIC O 1y Faixa Lateral	-12.00	5.00			-10.00			3.36	3.45				3.27		1.31
	-7.00	13.00			-1.50			3.52	3.66				3.38		0.18
	-1.60	-1.00			2.40			3.36	3.66				2.91		0.21
	-0.30	-0.20			-0.40			3.36	3.66				2.91		0.23
	-0.30	-0.20			-0.40			3.36	3.66				2.91		0.23
PÓRTIC	-37.00							0.00							
PÓRTIC O 2y Faixa Lateral	-15.00	-32.00	-28.00		5.00	2.00		7.06	7.20	7.34			6.92	6.78	7.70
	0.80	2.80	1.30		-3.20	-0.90		7.06	7.57	8.08			6.49	5.93	0.13
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08			6.49	5.93	0.28
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08			6.49	5.93	0.28
PÓRTIC O 3y Faixa	8.00	3.00	-1.35		27.52	22.13		12.16	12.30	12.30			12.02	11.88	6.73
	-0.36	4.18	1.55	0.51	-4.62	-2.15	-0.84	12.16	12.59	13.02	13.74	11.65	11.14	10.31	1.44
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.11	1.47	0.33	0.24	-1.37	-0.29	-0.19	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.00
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08		6.49	5.93		0.28
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08		6.49	5.93		0.28
	-0.02	1.60	0.50		-1.80	-0.70		7.06	7.57	8.08		6.49	5.93		0.28
PÓRTIC	-37.00														
PÓRTIC	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
PÓRTIC	-37.00														
PÓRTIC	0.38	2.81	0.82	0.61	-2.28	-0.45	-0.21	12.16	12.59	13.02	13.76	11.65	11.14	10.33	0.55
	-7.00	-3.60	-4.40		-7.10	-6.60	-37.00	12.16	12.59	13.02	13.74	11.65	11.14	10.31	7.01
	-1.57	-1.53	0.37		1.08	1.04		12.16	12.59	13.02		11.65	11.14		0.50

Anexo 7 -Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 0

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V6	Esq ^a .	ELU	-111.8	-73	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.40	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V6	Meio Vão	ELU	53.7	-15	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.90	2.61	3.14			
V6	Dt ^a .	ELU	-91.7	64.7	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.63	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V1	Esq ^a .	ELU	-91	-66	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	1.60	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V1	Meio Vã	ELU	28	19	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.98	2.61	3.14			
V1	Dt ^a .	LU+Sismo+T ₁	-103	-61	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	2.06	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V2	Esq ^a .	ELU	18	34	0.26	0.70	0.67	0.80	0.26	1.17	1.17	-1.20	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V2	Meio Vã	ELU	-13	39	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.45	2.61	3.14			
V2	Dt ^a .	ELU	-48	45	0.26	0.70	0.67	0.80	0.26	1.17	1.17	-0.05	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V3	Esq ^a .	LU+Sismo+T ₁	-128	90	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V3	Meio Vã	ELU	55	-16	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.95	2.61	3.14			
V3	Dt ^a .	LU+Sismo+T ₁	-128	90	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V4	Esq ^a .	ELU	-104	-82	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.10	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V4	Meio Vã	ELU	59	20	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	2.09	2.61	3.14			
V4	Dt ^a .	ELU	-121	89	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.75	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V5	Esq ^a .	ELU	-110	-85	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.33	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V5	Meio Vã	ELU	60	-19	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	2.13	2.61	3.14			
V5	Dt ^a .	ELU	-109	85	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.29	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V7	Esq ^a .	ELU	-105	-79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V7	Meio Vã	ELU	52	23	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V7	Dt ^a .	ELU	-105	-79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V9	Esq ^a .	LU+Sismo+T ₁	-100	-70	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.95	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V9	Meio Vã	ELU	17	-23	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.59	2.61	3.14			
V9	Dt ^a .	ELU	-30	44	0.26	0.70	0.67	0.95	0.26	1.17	1.17	-0.74	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V10	Esq ^a .	ELU	-196	-139	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.64	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V10	Meio Vã	ELU	100	-5	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	3.61	2.61	4.52			
V10	Dt ^a .	ELU	-55	96	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.22	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V11	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	-38	44	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.44	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V11	Meio Vã	ELU	52	10	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V11	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	-34	-33	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.59	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V12	Esq ^a .	ELU	-41	51	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.32	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V12	Meio Vã	ELU	52	11	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.19	2.61	3.14			
V12	Dt ^a .	ELU	-34	-33	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.59	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V13	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	-181	-129	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.06	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V13	Meio Vã	ELU	-46	-33	0.26	0.70	0.67		-	-	-	0.80	2.61	3.39			
V13	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	-15	-50	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-1.32	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V14	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	-256	-446	0.26	1.71	1.68	0.26	0.26	1.17	1.17	1.75	6.57	12.08	14.41	7.21	12.63
V14	Meio Vã	ELU	48	-25	0.26	1.71	1.68		-	-	-	1.34	6.57	8.04			
V14	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	-365	316	0.26	1.71	1.68	0.26	0.26	1.17	1.17	3.41	6.57	12.08	14.41	7.21	12.63
V15	Esq ^a .	ELU	-299	423	0.30	1.51	1.48	1.20	0.26	1.17	1.17	3.04	6.67	11.31	13.64	6.82	12.83
V15	Meio Vã	ELU	228	262	0.30	1.51	1.48		-	-	-	1.84	6.67	6.79			
V15	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	-372	-284	0.30	1.51	1.48	1.20	0.26	1.17	1.17	4.31	6.67	11.31	13.64	6.82	12.83
V16	Esq ^a .	ELU	-274	281	0.30	1.51	1.48	1.20	0.26	1.17	1.17	2.61	6.67	11.31	13.64	6.82	12.83
V16	Meio Vã	ELU	136	45	0.30	1.51	1.48		-	-	-	2.14	6.67	6.79			
V16	Dt ^a .	ELU	-299	-290	0.30	1.51	1.48	1.20	0.26	1.17	1.17	3.04	6.67	11.31	13.64	6.82	12.83

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade e Local	$A_{s,max}$ (cm^2)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm^2)	Verif. Rot. Aderência ϕ_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)	V_{ed} devic (k)
V6	SIM	134.47	81.71	0.50	187.00	0.072	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.21	7.11	-32.70
V6	SIM			-										
V6	SIM	134.47	81.71	0.50	192.00	0.074	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.24	7.11	-32.70
V1	SIM	134.47	81.71	0.26	172.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.50	4.86	-47.00
V1	SIM													
V1	SIM	134.47	81.71	0.26	75.00	0.029	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.17	4.86	-47.00
V2	SIM	134.47	81.71	0.26	75.00	0.018	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.08	1.83	-137.69
V2	SIM													
V2	SIM	134.47	81.71	0.26	180.00	0.043	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.30	1.83	-137.69
V3	SIM	134.47	81.71	0.50	506.00	0.195	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.27	7.11	-32.70
V3	SIM													
V3	SIM	134.47	81.71	0.50	218.00	0.084	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.41	7.11	-32.70
V4	SIM	134.47	81.71	0.50	180.00	0.069	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.16	7.11	-32.70
V4	SIM													
V4	SIM	134.47	81.71	0.50	175.00	0.067	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.13	7.11	-32.70
V5	SIM	134.47	81.71	0.50	182.00	0.070	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.18	7.11	-32.70
V5	SIM													
V5	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.11	7.11	-32.70
V7	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.11	7.11	-32.70
V7	SIM													
V7	SIM	134.47	81.71	0.50	203.00	0.078	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.31	7.11	-32.70
V9	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.11	5.00	-48.04
V9	SIM													
V9	SIM	134.47	81.71	0.50	1051.00	0.111	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.86	5.00	-48.04
V10	SIM	199.78	117.62	0.50	1051.00	0.404	0.00327	0.00620	VERIFICA	10.73	VERIFICA	26.20	7.11	-48.02
V10	SIM													
V10	SIM	140.98	117.62	0.50	469.00	0.180	0.00261	0.00555	VERIFICA	9.60	VERIFICA	23.17	7.11	-39.12

Viga	Verifi. As _{min} Tracção	M _{Rd} Superior Nó (kNm)	M _{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	N _{Ed,min} sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ _{max}	Verificaçã o Ductilidad e Local	As _{max} (cm ²)	Verificaçã o As _{adotada} (cm ²)	Verif. Rot. Aderência Ø _{max} varão d _{bl} (mm)	Vão Viga (m)	V _{ed} devic (k)
V11	SIM	134.47	81.71	0.50	469.00	0.180	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.03	7.11	-32.70
V11	SIM													
V11	SIM	134.47	81.71	0.50	317.00	0.122	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	23.05	7.11	-32.70
V12	SIM	134.47	81.71	0.50	61.00	0.023	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.39	7.11	-32.70
V12	SIM													
V12	SIM	134.47	81.71	0.50	172.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.11	7.11	-32.70
V13	SIM	199.78	88.21	0.50	431.00	0.166	0.00327	0.00620	VERIFICA	10.73	VERIFICA	22.42	3.00	-115.20
V13	SIM													
V13	SIM	140.98	88.21	0.50	172.00	0.066	0.00196	0.00490	VERIFICA	8.47	VERIFICA	21.94	3.00	-91.68
V14	SIM	890.66	526.97	0.95	431.00	0.087	0.00277	0.00571	VERIFICA	24.87	VERIFICA	40.91	5.50	-311.57
V14	SIM													
V14	SIM	890.66	526.97	0.95	679.00	0.137	0.00185	0.00478	VERIFICA	20.83	VERIFICA	44.22	5.50	-311.57
V15	SIM	742.55	391.90	0.30	1141.00	0.158	0.00256	0.00549	VERIFICA	24.30	VERIFICA	13.72	7.11	-166.59
V15	SIM													
V15	SIM	742.55	391.90	0.30	679.00	0.094	0.00153	0.00447	VERIFICA	19.78	VERIFICA	13.78	7.11	-166.59
V16	SIM	742.55	391.90	0.30	874.00	0.121	0.00256	0.00549	VERIFICA	24.30	VERIFICA	13.36	7.11	-166.59
V16	SIM													
V16	SIM	742.55	391.90	0.30	1141.00	0.158	0.00153	0.00447	VERIFICA	19.78	VERIFICA	14.43	7.11	-166.59

Viga	o ao M_{Rd} (N)	Ved devido $g+\Psi_2 q$ (kN)	V_{ed} por capacidade Real (kN)	Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm^2/m)	Espacam. Zonas críticas (mm)	Asw _{min} /S (cm^2/m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm^2/m)	l_{cr} (m)	Verificaç ão		
V6	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V6				S1		1	0.58			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V6	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V1	47.00	74.71	-74.71	27.71	-121.70	1	4.68	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V1				S1		1	0.73			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V1	47.00	74.71	-74.71	121.70	-27.71	1	4.68	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V2	137.69	27.64	-27.64	-110.05	-165.34	1	6.35	44	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V2				S1		1	1.50			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V2	137.69	27.64	-27.64	165.34	110.05	1	6.35	44	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V3	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V3				S1		1	0.61			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V3	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V4	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V4				S1		1	0.77			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V4	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V5	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V5				S1		1	0.73			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V5	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V7	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V7				S1		1	0.88			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V7	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V9	48.04	76.16	-76.16	28.12	-124.20	1	4.77	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V9				S1		1	0.88			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V9	48.04	76.16	-76.16	124.20	-28.12	1	4.77	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V10	48.02	108.93	-108.93	60.91	-156.95	1	6.03	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V10				S1		1	0.19			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V10	39.12	108.93	-108.93	148.05	-69.81	1	5.69	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM

Viga	o ao M_{Rd} (N)	Ved devido $g+\Psi 2 q$ (kN)	V_{ed} por capacidade Real (kN)	Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm^2/m)	Espacam. Zonas criticas (mm)	Asw_{min}/S (cm^2/m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm^2/m)	l_{cr} (m)	Verificaç ão		
V11	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V11				S1		1	0.38			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V11	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V12	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V12				S1		1	0.42			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V12	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V13	115.20	45.10	-45.10	-70.10	-160.30	1	6.16	72	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V13				S1		1	1.27			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V13	91.68	45.10	-45.10	136.77	46.58	1	5.26	72	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14	311.57	82.58	-82.58	-228.99	-394.14	1	6.01	128	2.279	Est 2R Ø 8//0.125	8.08	1.71	SIM
V14				S1		1	0.38			Est 2R Ø 8//0.20	5.05		SIM
V14	311.57	82.58	-82.58	394.14	228.99	1	6.01	128	2.279	Est 2R Ø 8//0.125	8.08	1.71	SIM
V15	166.59	109.53	-109.53	-57.05	-276.12	1	4.78	96	2.629	Est 2R Ø 8//0.095	10.10	1.51	SIM
V15				S1		1	4.54			Est 2R Ø 8//0.15	5.05		SIM
V15	166.59	109.53	-109.53	276.12	57.05	1	4.78	96	2.629	Est 2R Ø 8//0.10	10.10	1.51	SIM
V16	166.59	109.53	-109.53	-57.05	-276.12	1	4.78	96	2.629	Est 2R Ø 8//0.095	10.10	1.51	SIM
V16				S1		1	0.78			Est 2R Ø 8//0.15	5.05		SIM
V16	166.59	109.53	-109.53	276.12	57.05	1	4.78	96	2.629	Est 2R Ø 8//0.10	10.10	1.51	SIM

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V6	Esq ^a .	ELU	-111.8	-73	0.26	0.70	0.67	0.45	0.26	1.17	1.17	2.40	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V6	Meio Vão	ELU	54	10	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.91	2.61	3.14			
V6	Dt ^a .	ELU	-91	65	0.26	0.70	0.67	0.45	0.26	1.17	1.17	1.60	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V1	Esq ^a .	ELU	-91	-66	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	1.60	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V1	Meio Vão	ELU	28	19	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.98	2.61	3.14			
V1	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	-103	-61	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	2.06	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V2	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	34	-42	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.59	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V2	Meio Vão	ELU	50	5	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.77	2.61	3.14			
V2	Dt ^a .	ELU	24	43	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.97	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V3	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	-151	91	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.91	2.61	3.93	6.26	3.13	5.01
V3	Meio Vão	ELU	25	39	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.87	2.61	3.14			
V3	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	70	30	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.79	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V4	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	171	163	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.68	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V4	Meio Vão	ELU	91	101	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	3.27	2.61	3.39			
V4	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	-173	176	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.75	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V5	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	36	-56	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.51	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V5	Meio Vão	ELU	50	-10	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.77	2.61	3.14			
V5	Dt ^a .	ELU	-72	69	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V7	Esq ^a .	ELU	-98	-69	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V7	Meio Vão	ELU	57	18	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	2.02	2.61	3.14			
V7	Dt ^a .	ELU	-98	69	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V8	Esq ^a .	ELU	-98	-68	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V8	Meio Vão	ELU	56	18	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.98	2.61	3.14			
V8	Dt ^a .	ELU	-99	69	0.26	0.70	0.67	0.95	0.26	1.17	1.17	1.91	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V9	Esq ^a .	ELU	-97	-68	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.83	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V9	Meio Vão	ELU	56	18	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.98	2.61	3.14			
V9	Dt ^a .	ELU	-99	70	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.91	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V10	Esq ^o .	ELU	-91	-64	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.60	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V10	Meio Vã	ELU	52	-10	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V10	Dt ^o .	ELU	-113	69	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.45	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V11	Esq ^o .	ELU	-138	-130	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.41	2.61	3.93	6.26	3.13	5.01
V11	Meio Vã	ELU	54	-6	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.91	2.61	3.14			
V11	Dt ^o .	LU+Sismo+T.	-60	-89	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.41	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V12	Esq ^o .	ELU	-177	-132	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.91	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V12	Meio Vã	ELU	96	6	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V12	Dt ^o .	ELU	-90	115	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.56	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V13	Esq ^o .	LU+Sismo+T.	-71	51	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.83	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V13	Meio Vã	ELU	34	25	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.19	2.61	3.14			
V13	Dt ^o .	LU+Sismo-T.	-124	-73	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14	Esq ^o .	LU+Sismo+T.	-35	31	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.55	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14	Meio Vã	ELU	15	14	0.26	0.70	0.67		-	-	-	0.52	2.61	3.14			
V14	Dt ^o .	LU+Sismo+T.	76	43	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V15	Esq ^o .	LU+Sismo+T.	-130	-78	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.10	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V15	Meio Vã	ELU	42	15	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.48	2.61	3.14			
V15	Dt ^o .	LU+Sismo+T.	54	25	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.18	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V16	Esq ^o .	ELU	-63	46	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.53	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V16	Meio Vã	ELU	65	7	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.31	2.61	3.14			
V16	Dt ^o .	ELU	-115	99	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.52	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V17	Esq ^o .	ELU	-69	-52	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.76	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V17	Meio Vã	ELU	38	-15	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.34	2.61	3.14			
V17	Dt ^o .	ELU	27	42	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.86	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V19	Esq ^o .	ELU	46	46	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.13	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V19	Meio Vã	ELU	53	-23	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.88	2.61	3.14			
V19	Dt ^o .	LU+Sismo+T.	-179	-126	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.98	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V20	Esq ^o .	ELU	-37	-53	0.26	0.70	0.67	0.85	0.26	1.17	1.17	-0.47	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V20	Meio Vã	ELU	41	-6	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.44	0.00	3.14			
V20	Dt ^o .	LU+Sismo+T.	-113	101	0.26	0.70	0.67	0.45	0.26	1.17	1.17	2.45	0.00	3.14	5.47	2.74	5.01

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade e Local	$A_{s,max}$ (cm ²)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm ²)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V6	SIM	134.47	81.71	0.70	661.00	0.105	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	31.87	7.11
V6	SIM			-									
V6	SIM	134.47	81.71	0.45	573.00	0.141	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.04	7.11
V1	SIM	134.47	81.71	0.26	172.00	0.066	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.50	4.86
V1	SIM												
V1	SIM	134.47	81.71	0.26	75.00	0.029	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	11.17	4.86
V2	SIM	134.47	81.71	0.50	2.00	0.001	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.01	4.60
V2	SIM												
V2	SIM	134.47	81.71	0.50	66.00	0.025	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.43	4.60
V3	SIM	155.03	81.71	0.50	162.00	0.062	0.00227	0.00521	VERIFICA	9.01	VERIFICA	21.56	4.35
V3	SIM												
V3	SIM	134.47	81.71	0.50	1.00	0.000	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.01	4.35
V4	SIM	199.78	88.21	0.50	66.00	0.025	0.00327	0.00620	VERIFICA	10.73	VERIFICA	20.20	2.05
V4	SIM												
V4	SIM	199.78	88.21	0.50	222.00	0.085	0.00196	0.00490	VERIFICA	8.47	VERIFICA	22.26	2.05
V5	SIM	134.47	81.71	0.50	162.00	0.062	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.05	5.55
V5	SIM												
V5	SIM	134.47	81.71	0.50	136.00	0.052	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	21.88	5.55
V7	SIM	134.47	81.71	0.50	573.00	0.220	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.70	7.11
V7	SIM												
V7	SIM	134.47	81.71	0.50	582.00	0.224	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.76	7.11
V8	SIM	134.47	81.71	0.50	582.00	0.224	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.76	5.00
V8	SIM												
V8	SIM	134.47	81.71	0.50	581.00	0.061	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	22.03	5.00
V9	SIM	134.47	81.71	0.50	581.00	0.223	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.75	7.11
V9	SIM												
V9	SIM	134.47	81.71	0.50	574.00	0.221	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.71	7.11

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade Local	$A_{s,max}$ (cm ²)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm ²)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V10	SIM	134.47	81.71	0.50	574.00	0.221	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	24.71	7.11
V10	SIM												
V10	SIM	134.47	81.71	0.50	760.00	0.292	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	25.91	7.11
V11	SIM	155.03	81.71	0.50	760.00	0.292	0.00227	0.00521	VERIFICA	9.01	VERIFICA	25.33	7.11
V11	SIM												
V11	SIM	134.47	81.71	0.50	761.00	0.293	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	25.92	7.11
V12	SIM	199.78	88.21	0.50	716.00	0.275	0.00327	0.00620	VERIFICA	10.73	VERIFICA	24.16	7.11
V12	SIM												
V12	SIM	140.98	88.21	0.26	351.00	0.260	0.00196	0.00490	VERIFICA	8.47	VERIFICA	13.09	7.11
V13	SIM	134.47	81.71	0.95	351.00	0.071	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	42.17	3.00
V13	SIM												
V13	SIM	134.47	81.71	2.00	250.00	0.024	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	85.62	3.00
V14	SIM	134.47	81.71	0.80	30.00	0.007	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	33.79	5.25
V14	SIM												
V14	SIM	134.47	81.71	0.95	300.00	0.061	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	41.84	5.25
V15	SIM	134.47	81.71	3.00	1141.00	0.073	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	133.37	5.10
V15	SIM												
V15	SIM	134.47	81.71	0.85	30.00	0.007	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	35.89	5.10
V16	SIM	134.47	81.71	0.30	222.00	0.142	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	14.03	6.90
V16	SIM												
V16	SIM	134.47	81.71	0.30	22.00	0.014	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	13.00	6.90
V17	SIM	134.47	81.71	0.30	22.00	0.014	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	13.00	5.54
V17	SIM												
V17	SIM	134.47	81.71	0.30	48.00	0.031	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	13.00	5.54
V19	SIM	134.47	81.71	0.26	136.00	0.101	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	12.00	4.86
V19	SIM												
V19	SIM	199.78	81.71	0.80	200.00	0.048	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	35.00	4.86
V20	SIM	134.47	81.71	0.26	136.00	0.031	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	12.00	4.86
V20	SIM												
V20	SIM	134.47	81.71	0.70	662.00	0.105	0.00182	0.00475	VERIFICA	8.22	VERIFICA	32.00	4.86

Anexo 7 -Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas críticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão	
V6	-33.73	33.73	108.33	-108.33	74.61	-142.06	1	5.46	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V6							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V6	-32.46	32.46	109.08	-109.08	141.54	-76.62	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V1	-47.00	47.00	74.71	-74.71	27.71	-121.70	1	4.68	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V1							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V1	-47.00	47.00	74.71	-74.71	121.70	-27.71	1	4.68	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V2	-52.73	52.73	69.95	-69.95	17.22	-122.67	1	4.71	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V2							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V2	-52.73	52.73	69.95	-69.95	122.67	-17.22	1	4.71	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V3	-61.49	61.49	66.06	-66.06	4.57	-127.55	1	4.90	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V3							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V3	-56.15	56.15	66.06	-66.06	122.21	-9.91	1	4.70	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V4	-185.81	185.81	30.34	-30.34	-155.46	-216.15	1	8.31	49	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V4							S1	1			Est 2R Ø 8//0.20	5.05		SIM
V4	-185.81	185.81	30.34	-30.34	216.15	155.46	1	8.31	49	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V5	-42.81	42.81	84.70	-84.70	41.89	-127.51	1	4.90	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V5							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V5	-42.81	42.81	84.70	-84.70	127.51	-41.89	1	4.90	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V7	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V7							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V7	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V8	-48.04	48.04	76.16	-76.16	28.12	-124.20	1	4.77	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V8							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V8	-48.04	48.04	76.16	-76.16	124.20	-28.12	1	4.77	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V9	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V9							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V9	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM

Anexo 7 -Armaduras Vigas - Bloco A - Piso 1

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas criticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão	
V10	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V10	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V11	-35.81	35.81	108.93	-108.93	73.12	-144.75	1	5.56	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V11							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V11	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V12	-43.57	43.57	108.93	-108.93	65.36	-152.50	1	5.86	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V12							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V12	-33.46	33.46	109.65	-109.65	143.11	-76.19	1	5.50	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V13	-105.45	105.45	43.75	-43.75	-61.71	-149.20	1	5.73	72	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V13							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V13	-216.18	216.18	40.60	-40.60	256.77	175.58	1	9.87	72	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	NÃO
V14	-48.58	48.58	79.14	-79.14	30.56	-127.72	1	4.91	126	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V14	-50.27	50.27	78.69	-78.69	128.97	-28.42	1	4.96	126	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V15	-102.94	102.94	70.21	-70.21	-32.73	-173.15	1	6.65	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V15							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V15	-50.87	50.87	76.66	-76.66	127.53	-25.80	1	4.90	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V16	-32.75	32.75	106.27	-106.27	73.52	-139.02	1	5.34	96	2.279	Est 2R Ø 8//0.095	10.10	0.70	SIM
V16							S1	1			Est 2R Ø 8//0.15	5.05		SIM
V16	-32.75	32.75	106.27	-106.27	139.02	-73.52	1	5.34	96	2.279	Est 2R Ø 8//0.10	10.10	0.70	SIM
V17	-41.26	41.26	85.15	-85.15	43.89	-126.40	1	4.86	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V17							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V17	-41.26	41.26	85.15	-85.15	126.40	-43.89	1	4.86	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V19	-47.00	47.00	74.71	-74.71	27.71	-121.70	1	4.68	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V19							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V19	-69.33	69.33	73.09	-73.09	142.42	-3.75	1	5.47	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V20	-47.00	47.00	74.71	-74.71	27.71	-121.70	1	4.68	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V20							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V20	-51.97	51.97	73.39	-73.39	125.35	-21.42	1	4.82	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura a b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga (m)	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As _{min} Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compres são Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V35-3	Esq ^l .	ELU+Sismo+T/	168.00	71	0.26	0.90	0.87	0.26	0.26	1.17	1.17	2.97	3.39	4.52	6.85	3.43	6.52
V35-3	Meio Vão	ELU	98.00	-17.00	0.26	0.90	0.87	-	-	-	-	2.67	3.39	4.52			
V35-3	Dt ^l .	ELU+Sismo-TA	259.00	95.00	0.26	0.90	0.87	0.26	0.26	1.17	1.17	5.65	3.39	6.79	9.12	4.56	6.52
V21-1	Esq ^l .	ELU+Sismo+T/	65.00	12.00	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	0.60	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V21-1	Meio Vão	ELU	144.00	8.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	5.29	2.61	5.65			
V21-1	Dt ^l .	ELU+Sismo-TA	220.00	47.00	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	6.56	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V22-2	Esq ^l .	ELU+Sismo+T/	205.00	40.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.98	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V22-2	Meio Vão	ELU	65.00	-19.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	2.31	2.61	3.39			
V22-2	Dt ^l .	ELU+Sismo+T/	115.00	55.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.52	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V27-7	Esq ^l .	ELU+Sismo-TA	56.00	153.00	0.26	1.13	1.10	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.76	4.29	6.03	8.36	4.18	8.26
V27-7	Meio Vão	ELU	110.00	50.00	0.26	1.13	1.10	-	-	-	-	2.35	4.29	6.03			
V27-7	Dt ^l .	ELU+Sismo-TA	263.00	264.00	0.26	1.13	1.10	0.26	0.26	1.17	1.17	4.07	4.29	6.03	8.36	4.18	8.26
V28-5	Esq ^l .	ELU	125.00	92.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.91	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V28-5	Meio Vão	ELU	22.00	5.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	0.77	2.61	3.14			
V28-5	Dt ^l .	ELU	13.00	18.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-1.40	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V29-5	Esq ^l .	ELU	90.00	88.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.56	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V29-5	Meio Vão	ELU	42.00	20.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.48	2.61	3.14			
V29-5	Dt ^l .	ELU	79.00	56.00	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	1.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V30-6	Esq ^l .	ELU	121.00	156.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.75	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V30-6	Meio Vão	ELU	52.00	23.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V30-6	Dt ^l .	ELU	-105.00	-79.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14-8	Esq ^l .	ELU+Sismo+T/	-114.00	-125.00	0.26	0.70	0.67	0.30	0.26	1.17	1.17	2.49	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V14-8	Meio Vão	ELU	120.00	80.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	4.37	2.61	4.52			
V14-8	Dt ^l .	ELU+Sismo-TA	-216.00	138.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.40	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V23-9	Esq ^l .	ELU+Sismo+T/	-277.00	-192.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	8.75	2.61	8.83	11.16	5.58	5.01
V23-9	Meio Vão	ELU	74.00	77.00	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	2.64	2.61	4.02			
V23-9	Dt ^l .	ELU+Sismo-TA	-243.00	165.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	7.44	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura a b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga (cm)	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga ³ (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compres são Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V21-10	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-192.00	116.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.48	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V21-10	Meio Vão	ELU	50.00	20.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	3.39			
V21-10	Dt ³ .	ELU+Sismo+T/	-134.00	46.00	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	3.25	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V29-11	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-125.00	-76.00	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	2.91	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V29-11	Meio Vão	ELU	103.00	25.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	3.72	2.61	4.52			
V29-11	Dt ³ .	ELU+Sismo-TA	-162.00	39.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.33	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V25-10	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-173.00	-67.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.75	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V25-10	Meio Vão	ELU	80.00	50.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V25-10	Dt ³ .	ELU+Sismo+T/	-104.00	76.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.10	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V17-8	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-114.00	7.00	0.26	0.70	0.67	0.30	0.26	1.17	1.17	2.49	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V17-8	Meio Vão	ELU	120.00	50.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	4.37	2.61	4.52			
V17-8	Dt ³ .	ELU+Sismo-TA	-218.00	-54.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.48	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V18-10	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	171.00	41.00	0.30	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.68	2.61	5.65	7.98	3.99	5.79
V18-10	Meio Vão	ELU	80.00	50.00	0.30	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V18-10	Dt ³ .	ELU+Sismo+T/	-17.00	5.00	0.30	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-1.24	2.61	5.65	7.98	3.99	5.79
V19-12	Esq ³ .	ELU+Sismo-TA	-62.00	80.00	0.26	0.70	0.67	1.05	0.26	1.17	1.17	0.49	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V19-12	Meio Vão	ELU	60.00	20.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V19-12	Dt ³ .	ELU	-180.00	-25.00	0.26	0.70	0.67	0.80	0.26	1.17	1.17	5.02	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V20-13	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-219.00	57.00	0.26	1.13	1.10	0.80	0.26	1.17	1.17	3.04	2.61	8.04	10.37	5.19	8.26
V20-13	Meio Vão	ELU	130.00	-25.00	0.26	1.13	1.10		-	-	-	4.75	2.61	6.03			
V20-13	Dt ³ .	ELU+Sismo-TA	-290.00	-8.00	0.26	1.13	1.10	0.26	0.26	1.17	1.17	4.70	2.61	10.05	12.38	6.19	8.26
V26-14	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-84.00	-275.00	0.26	1.13	1.10	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.11	4.29	6.03	8.36	4.18	8.26
V26-14	Meio Vão	ELU	166.00	40.00	0.26	1.13	1.10		-	-	-	3.58	4.29	6.03			
V26-14	Dt ³ .	ELU+Sismo-TA	-546.00	331.00	0.26	1.13	1.10	0.50	0.26	1.17	1.17	10.67	4.29	12.08	14.41	7.21	8.26
V37-15	Esq ³ .	ELU+Sismo+T/	-158.00	79.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.18	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V37-15	Meio Vão	ELU	60.00	30.00	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V37-15	Dt ³ .	ELU+Sismo+T/	31.00	-40.00	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-0.70	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação Ductilidade Local	$A_{s,max}$ (cm ²)	Verificação $A_{s,adotada}$ (cm ²)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V35-3	SIM	214.89	152.99	0.50	692.00	0.266	0.00201	0.00853	VERIFICA	19.18	VERIFICA	27.14	10.13
V35-3	SIM			-									
V35-3	SIM	291.72	229.83	0.50	549.00	0.211	0.00302	0.00954	VERIFICA	21.45	VERIFICA	25.24	10.13
V21-1	SIM	140.98	147.02	0.50	271.00	0.054	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	23.39	7.72
V21-1	SIM												
V21-1	SIM	229.45	147.02	0.26	468.00	0.180	0.00327	0.00979	VERIFICA	16.92	VERIFICA	12.75	7.72
V22-2	SIM	229.45	88.21	0.50	468.00	0.180	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	24.09	6.84
V22-2	SIM												
V22-2	SIM	140.98	88.21	0.50	692.00	0.266	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	27.19	6.84
V27-7	SIM	330.78	258.37	0.30	388.00	0.249	0.00212	0.00864	VERIFICA	24.59	VERIFICA	16.03	10.00
V27-7	SIM												
V27-7	SIM	330.78	258.37	0.50	388.00	0.149	0.00212	0.00864	VERIFICA	24.59	VERIFICA	24.94	10.00
V28-5	SIM	134.47	81.71	0.30	388.00	0.249	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	16.23	3.04
V28-5	SIM												
V28-5	SIM	134.47	81.71	0.50	388.00	0.149	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	25.25	3.04
V29-5	SIM	134.47	81.71	0.50	109.00	0.042	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.31	3.82
V29-5	SIM												
V29-5	SIM	134.47	81.71	0.26	343.00	0.132	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	12.97	3.82
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.74	7.11
V30-6	SIM												
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	203.00	0.078	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.96	7.11
V14-8	SIM	140.98	117.62	1.20	1035.00	0.144	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	60.00	2.60
V14-8	SIM												
V14-8	SIM	229.45	117.62	1.05	875.00	0.160	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	51.84	2.60
V23-9	SIM	282.53	104.61	1.05	875.00	0.160	0.00511	0.01163	VERIFICA	20.10	VERIFICA	48.59	4.10
V23-9	SIM												
V23-9	SIM	261.98	104.61	1.05	1084.00	0.199	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	53.80	4.10

Viga	Verifi. AS _{min} Tração	M _{Rd} Superior Nó (kNm)	M _{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	N _{Ed,min} sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ _{max}	Verificação Ductilidade Local	AS _{max} (cm ²)	Verificação AS _{adotada} (cm ²)	Verif. Rot. Aderência Ø _{max} varão d _{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V21-10	SIM	199.78	88.21	1.05	1084.00	0.199	0.00327	0.00979	VERIFICA	16.92	VERIFICA	52.16	4.70
V21-10	SIM												
V21-10	SIM	140.98	88.21	0.26	1118.00	0.215	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	13.66	4.70
V29-11	SIM	140.98	117.62	0.26	1118.00	0.215	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	13.66	7.52
V29-11	SIM												
V29-11	SIM	170.38	117.62	0.50	610.00	0.235	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	25.99	7.52
V25-10	SIM	199.78	88.21	0.50	610.00	0.235	0.00327	0.00979	VERIFICA	16.92	VERIFICA	25.46	5.00
V25-10	SIM												
V25-10	SIM	140.98	88.21	0.50	271.00	0.104	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	24.29	5.00
V17-8	SIM	140.98	117.62	1.20	1205.00	0.167	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	61.01	2.65
V17-8	SIM												
V17-8	SIM	229.45	117.62	0.95	754.00	0.153	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	46.65	2.65
V18-10	SIM	199.78	88.21	0.95	754.00	0.153	0.00283	0.00935	VERIFICA	18.65	VERIFICA	46.31	4.65
V18-10	SIM												
V18-10	SIM	199.78	88.21	0.26	400.00	0.296	0.00170	0.00822	VERIFICA	16.39	VERIFICA	14.58	4.65
V19-12	SIM	140.98	88.21	0.26	763.00	0.140	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.96	5.00
V19-12	SIM												
V19-12	SIM	199.78	88.21	0.26	674.00	0.162	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	13.17	5.00
V20-13	SIM	416.90	258.37	0.26	674.00	0.162	0.00282	0.00934	VERIFICA	26.60	VERIFICA	12.76	7.30
V20-13	SIM												
V20-13	SIM	503.02	258.37	0.95	1167.00	0.236	0.00212	0.00864	VERIFICA	24.59	VERIFICA	50.33	7.30
V26-14	SIM	330.78	258.37	0.95	1167.00	0.236	0.00212	0.00864	VERIFICA	24.59	VERIFICA	50.33	5.10
V26-14	SIM												
V26-14	SIM	590.01	258.37	0.26	395.00	0.152	0.00212	0.00864	VERIFICA	24.59	VERIFICA	12.99	5.10
V37-15	SIM	170.38	88.21	0.30	223.00	0.143	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	14.63	6.60
V37-15	SIM												
V37-15	SIM	140.98	88.21	0.50	200.00	0.077	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	23.80	6.60

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas críticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificação
V35-3	-38.20	38.20	155.84	-155.84	117.64	-194.04	1	5.73	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.90	SIM
V35-3							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V35-3	-54.16	54.16	155.84	-155.84	210.00	-101.68	1	6.20	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.90	SIM
V21-1	-39.89	39.89	118.41	-118.41	78.52	-158.30	1	6.08	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V21-1							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-1	-50.47	50.47	119.13	-119.13	169.59	-68.66	1	6.52	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-2	-50.10	50.10	104.74	-104.74	54.63	-154.84	1	5.95	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-2							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V22-2	-36.15	36.15	104.74	-104.74	140.89	-68.59	1	5.41	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V27-7	-60.74	60.74	154.42	-154.42	93.68	-215.16	1	5.02	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.08	7.125	1.13	SIM
V27-7							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V27-7	-62.02	62.02	153.82	-153.82	215.84	-91.80	1	5.04	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.125	1.13	SIM
V28-5	-78.90	78.90	46.32	-46.32	-32.58	-125.21	1	4.81	73	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V28-5							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V28-5	-85.11	85.11	45.72	-45.72	130.83	39.39	1	5.03	73	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-5	-65.11	65.11	57.83	-57.83	-7.28	-122.95	1	4.72	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-5							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V29-5	-60.72	60.72	58.55	-58.55	119.28	2.17	1	4.58	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14-8	-184.71	184.71	36.78	-36.78	-147.93	-221.49	1	8.51	62	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V14-8							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V14-8	-223.91	223.91	37.23	-37.23	261.15	186.68	1	10.04	62	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V23-9	-126.93	126.93	60.53	-60.53	-66.40	-187.46	1	7.20	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V23-9							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V23-9	-120.19	120.19	60.53	-60.53	180.72	59.66	1	6.95	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² / m)	Espacam. Zonas críticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaçã o
V21-10	-78.90	78.90	69.85	-69.85	-9.05	-148.75	1	5.72	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V21-10							S1	1	0.77		Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-10	-51.62	51.62	72.22	-72.22	123.84	-20.60	1	4.76	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-11	-35.62	35.62	116.02	-116.02	80.40	-151.64	1	5.83	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-11							S1	1	0.96		Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V29-11	-41.03	41.03	115.30	-115.30	156.33	-74.27	1	6.01	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V25-10	-64.00	64.00	76.16	-76.16	12.16	-140.16	1	5.39	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V25-10							S1	1	1.92		Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V25-10	-50.93	50.93	76.16	-76.16	127.09	-25.23	1	4.88	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V17-8	-178.34	178.34	37.56	-37.56	-140.78	-215.90	1	8.30	64	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	NÃO
V17-8							S1	1	1.92		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V17-8	-204.16	204.16	38.31	-38.31	242.47	165.85	1	9.32	64	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V18-10	-77.84	77.84	69.37	-69.37	-8.46	-147.21	1	5.66	96	2.629	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V18-10							S1	1	1.92		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V18-10	-65.60	65.60	71.44	-71.44	137.05	-5.84	1	5.27	96	2.629	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V19-12	-48.35	48.35	76.88	-76.88	28.53	-125.23	1	4.81	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V19-12							S1	1	0.77		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V19-12	-60.76	60.76	76.88	-76.88	137.64	-16.12	1	5.29	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V20-13	-95.92	95.92	112.60	-112.60	16.68	-208.52	1	4.87	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	1.13	SIM
V20-13							S1	1	0.58		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V20-13	-119.91	119.91	110.53	-110.53	230.44	9.37	1	5.38	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	1.13	SIM
V26-14	-141.96	141.96	76.36	-76.36	-65.60	-218.33	1	5.10	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	1.13	SIM
V26-14							S1	1	0.93		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V26-14	-175.28	175.28	78.43	-78.43	253.72	96.85	1	5.92	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	1.13	SIM
V37-15	-41.05	41.05	101.61	-101.61	60.56	-142.66	1	5.48	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V37-15							S1	1	1.15		Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V37-15	-37.57	37.57	101.01	-101.01	138.58	-63.44	1	5.33	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V35-18	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	268	115	0.26	0.90	0.87	0.26	0.26	1.17	1.17	5.92	3.39	6.03	8.36	4.18	6.52
V35-18	Meio Vão	ELU	362	10	0.26	0.90	0.87	-	-	-	-	10.52	3.39	12.08			
V35-18	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	115	166	0.26	0.90	0.87	0.26	0.26	1.17	1.17	1.40	3.39	6.03	8.36	4.18	6.52
V21-16	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	43	13	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	-0.24	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V21-16	Meio Vão	ELU	163	35	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	6.04	2.61	6.79			
V21-16	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	165	42	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	4.44	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V22-17	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	137	25	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.37	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V22-17	Meio Vão	ELU	50	35	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.77	2.61	3.39			
V22-17	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	214	75	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.33	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V30-6	Esq ^a .	ELU	128	155	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V30-6	Meio Vão	ELU	52	23	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V30-6	Dt ^a .	ELU	105	79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14-20	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	202	146	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.87	2.61	6.03	8.36	4.18	5.01
V14-20	Meio Vão	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.77	2.61	4.02			
V14-20	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	267	181	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	8.36	2.61	10.05	12.38	6.19	5.01
V21-10	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	204	119	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	5.94	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V21-10	Meio Vão	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	1.77	2.61	3.39			
V21-10	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	156	54	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	4.10	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V29-11	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	127	75	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	2.98	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V29-11	Meio Vão	ELU	104	25	0.26	0.70	0.67	-	-	-	-	3.76	2.61	4.52			
V29-11	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	153	36	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.98	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V25-10	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	-155	-61	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.06	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V25-10	Meio Vã	ELU	80	50	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V25-10	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	-104	76	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.10	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V17-23	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	277	79	0.26	0.70	0.67	0.30	0.26	1.17	1.17	8.75	2.61	10.05	12.38	6.19	5.01
V17-23	Meio Vã	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	4.02			
V17-23	Dt ^a .	.LU+Sismo-T.	332	87	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	10.86	2.61	12.06	14.39	7.20	5.01
V18-10	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	225	51	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.75	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V18-10	Meio Vã	ELU	80	50	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V18-10	Dt ^a .	.LU+Sismo+T.	18	5	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-1.20	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V20-21	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	123	50	0.26	0.70	0.67	0.80	0.26	1.17	1.17	2.83	2.61	4.02	6.35	3.18	5.01
V20-21	Meio Vã	ELU	183	35	0.26	0.70	0.67		-	-	-	6.83	2.61	8.04			
V20-21	Dt ^a .	.LU+Sismo-T.	430	12	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	14.63	2.61	16.08	18.41	9.21	5.01
V26-22	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	403	41	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	13.59	2.61	14.07	16.40	8.20	5.01
V26-22	Meio Vã	ELU	134	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	4.90	2.61	6.03			
V26-22	Dt ^a .	.LU+Sismo-T.	39	92	0.26	0.70	0.67	0.50	0.26	1.17	1.17	-0.40	2.61	4.02	6.35	3.18	5.01
V37-19	Esq ^a .	.LU+Sismo+T.	81	122	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	1.22	2.61	4.02	6.35	3.18	5.01
V37-19	Meio Vã	ELU	235	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	8.96	2.61	10.05			
V37-19	Esq ^a .	.LU+Sismo-T.	160	73	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.25	2.61	6.03	8.36	4.18	5.01

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade Local	$A_{s,max}$ (cm^2)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm^2)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V35-18	SIM	266.00	408.88	0.50	240.00	0.092	0.00268	0.00920	VERIFICA	20.69	VERIFICA	23.44	10.13
V35-18	SIM			-									
V35-18	SIM	266.00	204.10	0.50	295.00	0.113	0.00268	0.00920	VERIFICA	20.69	VERIFICA	23.81	10.13
V21-16	SIM	140.98	176.69	0.50	90.00	0.018	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	22.74	7.72
V21-16	SIM												
V21-16	SIM	170.38	176.69	0.26	186.00	0.072	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	11.57	7.72
V22-17	SIM	140.98	88.21	0.50	186.00	0.072	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	23.70	6.84
V22-17	SIM												
V22-17	SIM	229.45	88.21	0.50	240.00	0.092	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	24.08	6.84
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.74	7.11
V30-6	SIM												
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	203.00	0.078	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.96	7.11
V14-20	SIM	209.67	104.61	0.60	46.00	0.015	0.00349	0.01001	VERIFICA	17.30	VERIFICA	25.86	2.60
V14-20	SIM												
V14-20	SIM	314.28	104.61	1.05	491.00	0.090	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	49.76	2.60
V21-10	SIM	229.45	88.21	1.05	516.00	0.095	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	47.56	4.70
V21-10	SIM												
V21-10	SIM	170.38	88.21	0.26	404.00	0.078	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.38	4.70
V29-11	SIM	140.98	117.62	0.26	404.00	0.078	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.38	7.52
V29-11	SIM												
V29-11	SIM	170.38	117.62	0.50	258.00	0.099	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	23.62	7.52

Viga	Verifi. AS _{min} Tracção	M _{Rd} Superior Nó (kNm)	M _{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	N _{Ed,min} sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ _{max}	Verificaçã o Ductilidad e Local	AS _{max} (cm ²)	Verificaçã o AS _{adotada} (cm ²)	Verif. Rot. Aderência Ø _{max} varão d _{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V25-10	SIM	199.78	88.21	0.50	610.00	0.235	0.00327	0.00979	VERIFICA	16.92	VERIFICA	25.46	5.00
V25-10	SIM												
V25-10	SIM	140.98	88.21	0.50	271.00	0.104	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	24.29	5.00
V17-23	SIM	314.28	104.61	1.20	70.00	0.010	0.00581	0.01233	VERIFICA	21.32	VERIFICA	48.96	2.65
V17-23	SIM												
V17-23	SIM	366.58	104.61	0.95	43.00	0.009	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	42.29	2.65
V18-10	SIM	229.45	88.21	0.95	43.00	0.009	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	40.28	4.65
V18-10	SIM												
V18-10	SIM	170.38	88.21	0.26	50.00	0.037	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.00	4.65
V20-21	SIM	157.37	209.21	0.26	299.00	0.072	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	12.16	7.30
V20-21	SIM												
V20-21	SIM	471.19	209.21	0.95	718.00	0.145	0.00465	0.01117	VERIFICA	19.31	VERIFICA	43.91	7.30
V26-22	SIM	418.89	156.91	0.95	718.00	0.145	0.00814	0.01466	VERIFICA	25.34	VERIFICA	41.52	5.10
V26-22	SIM												
V26-22	SIM	157.37	156.91	0.26	230.00	0.088	0.00349	0.01001	VERIFICA	17.30	VERIFICA	11.86	5.10
V37-19	SIM	157.37	261.52	0.26	290.00	0.214	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	13.47	6.60
V37-19	SIM												
V37-19	SIM	209.67	261.52	0.50	290.00	0.112	0.00581	0.01233	VERIFICA	21.32	VERIFICA	22.05	6.60

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 1

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas criticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão
V35-18	-70.08	70.08	155.84	-155.84	85.76	-225.92	1	6.67	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.90	SIM
V35-18							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V35-18	-48.82	48.82	155.84	-155.84	204.66	-107.02	1	6.05	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.90	SIM
V21-16	-44.00	44.00	118.41	-118.41	74.41	-162.40	1	6.24	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V21-16							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-16	-46.52	46.52	119.13	-119.13	165.65	-72.60	1	6.37	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-17	-36.15	36.15	104.74	-104.74	68.59	-140.89	1	5.41	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-17							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V22-17	-50.10	50.10	104.74	-104.74	154.84	-54.63	1	5.95	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14-20	-157.14	157.14	38.58	-38.58	-118.56	-195.72	1	7.52	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V14-20							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V14-20	-270.25	270.25	37.23	-37.23	307.48	233.02	1	11.82	62	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V21-10	-87.03	87.03	69.85	-69.85	-17.18	-156.88	1	6.03	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V21-10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-10	-58.24	58.24	72.22	-72.22	130.46	-13.98	1	5.01	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-11	-35.62	35.62	116.02	-116.02	80.40	-151.64	1	5.83	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V29-11							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V29-11	-41.03	41.03	115.30	-115.30	156.33	-74.27	1	6.01	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas criticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão
V25-10	-64.00	64.00	76.16	-76.16	12.16	-140.16	1	5.39	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V25-10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V25-10	-50.93	50.93	76.16	-76.16	127.09	-25.23	1	4.88	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V17-23	-288.89	288.89	37.56	-37.56	-251.33	-326.45	1	12.55	64	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V17-23							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V17-23	-277.17	277.17	38.31	-38.31	315.48	238.86	1	12.12	64	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V18-10	-85.85	85.85	69.37	-69.37	-16.48	-155.23	1	5.97	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V18-10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V18-10	-58.91	58.91	71.44	-71.44	130.35	-12.54	1	5.01	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V20-21	-52.07	52.07	112.60	-112.60	60.53	-164.67	1	6.33	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V20-21							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V20-21	-107.15	107.15	110.53	-110.53	217.68	-3.38	1	8.37	96	2.279	Est 2R Ø 8//0.09	11.22	0.70	SIM
V26-22	-138.75	138.75	76.36	-76.36	-62.38	-215.11	1	8.27	96	2.279	Est 2R Ø 8//0.09	11.22	0.70	SIM
V26-22							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V26-22	-64.93	64.93	78.43	-78.43	143.37	-13.50	1	5.51	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V37-19	-66.07	66.07	101.73	-101.73	35.66	-167.80	1	6.45	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V37-19							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V37-19	-77.24	77.24	101.01	-101.01	178.26	-23.77	1	6.85	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 2

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As _{min} Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V24-27	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	207	118	0.26	0.70	0.67	0.40	0.26	1.17	1.17	6.06	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01
V24-27	Meio Vã	ELU	80	40	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	4.02			
V24-27	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	252	85	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	7.79	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01
V22-25	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	314	97	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	10.17	2.61	12.06	14.39	7.20	5.01
V22-25	Meio Vã	ELU	85	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	3.05	2.61	4.02			
V22-25	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	257	97	0.26	0.70	0.67	0.40	0.26	1.17	1.17	7.98	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01
V30-6	Esq ^a .	ELU	128	155	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V30-6	Meio Vã	ELU	52	23	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.84	2.61	3.14			
V30-6	Dt ^a .	ELU	105	79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14-24	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	151	112	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.91	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V14-24	Meio Vã	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	3.39			
V14-24	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	216	145	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.40	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V21-10	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	218	138	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.48	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V21-10	Meio Vã	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	3.39			
V21-10	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	156	54	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	4.10	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V17-9	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	248	73	0.26	0.70	0.67	0.30	0.26	1.17	1.17	7.63	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01
V17-9	Meio Vã	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	4.02			
V17-9	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	305	81	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	9.83	2.61	10.05	12.38	6.19	5.01
V18-10	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	220	51	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.56	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V18-10	Meio Vã	ELU	80	50	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V18-10	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	18	5	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	-1.20	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V23-9	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	246	165	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	7.56	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01
V23-9	Meio Vã	ELU	74	77	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.64	2.61	4.02			
V23-9	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	258	152	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	8.02	2.61	8.04	10.37	5.19	5.01

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 2

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade Local	$A_{s,max}$ (cm^2)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm^2)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bl} (mm)	Vão Viga (m)
V24-27	SIM	261.98	104.61	0.70	235.00	0.042	0.00465	0.01117	VERIFICA	19.31	VERIFICA	29.96	6.50
V24-27	SIM												
V24-27	SIM	261.98	104.61	1.05	125.00	0.023	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	47.27	6.50
V22-25	SIM	366.58	104.61	1.00	161.00	0.031	0.00698	0.01349	VERIFICA	23.33	VERIFICA	40.74	6.90
V22-25	SIM												
V22-25	SIM	261.98	104.61	0.70	240.00	0.043	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	32.01	6.90
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	171.00	0.066	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.74	7.11
V30-6	SIM												
V30-6	SIM	134.47	81.71	0.50	203.00	0.078	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	23.96	7.11
V14-24	SIM	170.38	88.21	0.60	68.00	0.022	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	26.71	2.60
V14-24	SIM												
V14-24	SIM	229.45	88.21	1.05	325.00	0.060	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	49.32	2.60
V21-10	SIM	229.45	88.21	1.05	516.00	0.095	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	47.56	4.70
V21-10	SIM												
V21-10	SIM	170.38	88.21	0.26	404.00	0.078	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.38	4.70
V17-9	SIM	261.98	104.61	1.20	10.00	0.001	0.00465	0.01117	VERIFICA	19.31	VERIFICA	49.74	2.65
V17-9	SIM												
V17-9	SIM	314.28	104.61	0.95	60.00	0.012	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	42.41	2.65
V18-10	SIM	229.45	88.21	0.95	43.00	0.009	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	40.28	4.65
V18-10	SIM												
V18-10	SIM	170.38	88.21	0.26	50.00	0.037	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	12.00	4.65
V23-9	SIM	261.98	104.61	1.05	345.00	0.063	0.00465	0.01117	VERIFICA	19.31	VERIFICA	45.67	4.05
V23-9	SIM												
V23-9	SIM	261.98	104.61	1.05	290.00	0.053	0.00233	0.00884	VERIFICA	15.29	VERIFICA	48.40	4.05

Anexo 7 - Armaduras Vigas - Bloco B - Piso 2

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas críticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão
V24-27	-63.20	63.20	98.86	-98.86	35.65	-162.06	1	6.23	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V24-27							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V24-27	-67.26	67.26	97.81	-97.81	165.07	-30.54	1	6.34	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-25	-79.86	79.86	104.17	-104.17	24.31	-184.03	1	7.07	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-25							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V22-25	-59.13	59.13	105.07	-105.07	164.20	-45.94	1	6.31	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	76.23	-141.64	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-6							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V30-6	-32.70	32.70	108.93	-108.93	141.64	-76.23	1	5.44	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14-24	-129.30	129.30	38.58	-38.58	-90.71	-167.88	1	6.45	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V14-24							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V14-24	-204.94	204.94	37.23	-37.23	242.18	167.71	1	9.31	62	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V21-10	-87.03	87.03	69.85	-69.85	-17.18	-156.88	1	6.03	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V21-10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-10	-58.24	58.24	72.22	-72.22	130.46	-13.98	1	5.01	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V17-9	-252.82	252.82	37.56	-37.56	-215.26	-290.38	1	11.16	64	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V17-9							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V17-9	-246.40	246.40	38.31	-38.31	284.71	208.09	1	10.94	64	2.279	Est 2R Ø 8//0.075	13.47	0.70	SIM
V18-10	-85.85	85.85	69.37	-69.37	-16.48	-155.23	1	5.97	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V18-10							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V18-10	-58.91	58.91	71.44	-71.44	130.35	-12.54	1	5.01	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V23-9	-122.19	122.19	59.75	-59.75	-62.44	-181.95	1	6.99	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V23-9							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V23-9	-122.19	122.19	59.75	-59.75	181.95	62.44	1	6.99	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM

Anexo 7 - armaduras Vigas - Bloco B - Piso 3

rec = 0.035

Viga	Secção	Combinações	M _{Ed,3} (kNm)	V _{Ed,2} (kN)	Largura b (m)	Altura h (m)	Altura Útil d (m)	Larg. Pilar perp. Viga	Largura efectiva b _{ef} (m)	As sup. Laje b _{ef} (cm ²)	As inf. Laje b _{ef} (cm ²)	As Viga (cm ²)	As, min Viga (cm ²)	As Tracção adotada na alma(cm ²)	As Total Superior Apoio(cm ²)	As Inf.Compre ssão Cond. Apoio(cm ²)	As _{min} Superior Tracção (cm ²)
V24-24	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	177	68	0.26	0.70	0.67	0.40	0.26	1.17	1.17	4.91	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01
V24-24	Meio Vã	ELU	80	40	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.39			
V24-24	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	217	126	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.44	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V22-26	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	225	79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	6.75	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V22-26	Meio Vã	ELU	93	33	0.26	0.70	0.67		-	-	-	3.35	2.61	3.39			
V22-26	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	201	53	0.26	0.70	0.67	0.40	0.26	1.17	1.17	5.83	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V30-26	Esq ^a .	ELU	59	10	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.37	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V30-26	Meio Vã	ELU	100	40	0.26	0.70	0.67		-	-	-	3.61	2.61	4.52			
V30-26	Dt ^a .	ELU	105	79	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.14	2.61	6.79	9.12	4.56	5.01
V14-5	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	72	61	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.87	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V14-5	Meio Vã	ELU	50	30	0.26	0.70	0.67		-	-	-	1.77	2.61	3.14			
V14-5	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	118	85	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	2.64	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V21-15	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	151	107	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.91	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V21-15	Meio Vã	ELU	60	35	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V21-15	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	33	31	0.26	0.70	0.67	1.00	0.26	1.17	1.17	-0.63	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V17-12	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	125	42	0.26	0.70	0.67	0.30	0.26	1.17	1.17	2.91	2.61	3.39	5.72	2.86	5.01
V17-12	Meio Vã	ELU	60	35	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V17-12	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	149	46	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.83	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V18-5	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	128	30	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	3.02	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V18-5	Meio Vã	ELU	80	50	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.86	2.61	3.14			
V18-5	Dt ^a .	LU+Sismo+T.	60	29	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	0.41	2.61	3.14	5.47	2.74	5.01
V23-28	Esq ^a .	LU+Sismo+T.	158	110	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.18	2.61	4.52	6.85	3.43	5.01
V23-28	Meio Vã	ELU	60	35	0.26	0.70	0.67		-	-	-	2.13	2.61	3.39			
V23-28	Dt ^a .	LU+Sismo-T.	173	106	0.26	0.70	0.67	0.26	0.26	1.17	1.17	4.75	2.61	5.65	7.98	3.99	5.01

Anexo 7 - armaduras Vigas - Bloco B - Piso 3

Viga	Verifi. $A_{s,min}$ Tracção	M_{Rd} Superior Nó (kNm)	M_{Rd} Inferior Nó (kNm)	Dim. Pilar paralelo Viga (m)	$N_{Ed,min}$ sísmico (kN)	vd	Ductilidade Local ρ'	Ductilidade Local ρ_{max}	Verificação o Ductilidade Local	$A_{s,max}$ (cm^2)	Verificação o $A_{s,adotada}$ (cm^2)	Verif. Rot. Aderência \varnothing_{max} varão d_{bj} (mm)	Vão Viga (m)
V24-24	SIM	199.78	88.21	0.70	235.00	0.042	0.00327	0.00979	VERIFICA	16.92	VERIFICA	31.01	6.50
V24-24	SIM												
V24-24	SIM	229.45	88.21	1.05	125.00	0.023	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	47.94	6.50
V22-26	SIM	229.45	88.21	1.00	92.00	0.018	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	42.71	6.90
V22-26	SIM												
V22-26	SIM	229.45	88.21	0.70	239.00	0.043	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	32.46	6.90
V30-26	SIM	229.45	117.62	0.50	171.00	0.066	0.00393	0.01045	VERIFICA	18.06	VERIFICA	22.16	7.11
V30-26	SIM												
V30-26	SIM	229.45	117.62	0.50	203.00	0.078	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	23.25	7.11
V14-5	SIM	134.47	81.71	0.60	60.00	0.019	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	27.48	2.60
V14-5	SIM												
V14-5	SIM	134.47	81.71	1.05	181.00	0.033	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	48.62	2.60
V21-15	SIM	170.38	88.21	1.05	204.00	0.037	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	47.32	4.70
V21-15	SIM												
V21-15	SIM	140.98	88.21	0.26	92.00	0.018	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	11.82	4.70
V17-12	SIM	140.98	88.21	1.20	10.00	0.001	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	53.87	2.65
V17-12	SIM												
V17-12	SIM	170.38	88.21	0.95	53.00	0.011	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	42.96	2.65
V18-5	SIM	134.47	81.71	0.95	43.00	0.009	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	43.15	2.60
V18-5	SIM												
V18-5	SIM	134.47	81.71	0.26	50.00	0.037	0.00182	0.00833	VERIFICA	14.41	VERIFICA	12.08	2.60
V23-28	SIM	170.38	88.21	1.05	100.00	0.018	0.00261	0.00913	VERIFICA	15.79	VERIFICA	46.62	4.05
V23-28	SIM												
V23-28	SIM	199.78	88.21	1.05	150.00	0.027	0.00196	0.00848	VERIFICA	14.66	VERIFICA	48.12	4.05

Anexo 7 - armaduras Vigas - Bloco B - Piso 3

Viga	V _{ed} devido ao M _{Rd} (kN)		V _{ed} devido g+Ψ2 q (kN)		V _{ed} por capacidade Real (kN)		Nº Ramos	Asw/S cálculo(cm ² /m)	Espacam. Zonas criticas (mm)	Asw _{min} /S (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	Asw/S adotado (cm ² /m)	l _{cr} (m)	Verificaç ão
V24-24	-49.65	49.65	98.86	-98.86	49.20	-148.51	1	5.71	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V24-24							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V24-24	-58.29	58.29	97.81	-97.81	156.09	-39.52	1	6.00	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-26	-53.84	53.84	104.17	-104.17	50.33	-158.01	1	6.07	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V22-26							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V22-26	-51.24	51.24	105.07	-105.07	156.31	-53.83	1	6.01	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-26	-52.51	52.51	108.93	-108.93	56.43	-161.44	1	6.20	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V30-26							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V30-26	-52.51	52.51	108.93	-108.93	161.44	-56.43	1	6.20	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.6	0.70	SIM
V14-5	-108.09	108.09	38.58	-38.58	-69.51	-146.67	1	5.64	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V14-5							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V14-5	-139.47	139.47	37.23	-37.23	176.70	102.24	1	6.79	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V21-15	-70.85	70.85	69.85	-69.85	-1.00	-140.70	1	5.41	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.08	7.13	0.70	SIM
V21-15							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V21-15	-51.62	51.62	72.22	-72.22	123.84	-20.60	1	4.76	80	2.279	Est 2R Ø 6//0.08	7.13	0.70	SIM
V17-12	-158.06	158.06	37.56	-37.56	-120.50	-195.62	1	7.52	64	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V17-12							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.8		SIM
V17-12	-152.11	152.11	38.31	-38.31	190.42	113.80	1	7.32	64	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V18-5	-131.02	131.02	37.53	-37.53	-93.48	-168.55	1	6.48	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V18-5							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V18-5	-92.38	92.38	39.60	-39.60	131.99	52.78	1	5.07	62	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V23-28	-86.20	86.20	59.75	-59.75	-26.44	-145.95	1	5.61	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM
V23-28							S1	1			Est 2R Ø 6//0.15	3.80		SIM
V23-28	-96.00	96.00	59.75	-59.75	155.75	36.24	1	5.99	96	2.279	Est 2R Ø 6//0.075	7.60	0.70	SIM

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																					
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}										
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido V _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Rel,x, reduzido} (kNm)	M _{Rel,y, reduzido} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P10	1	0.45	0.45	953	0.24	OK	20.25	12 Ø 16	24.13	OK	Base	Elusism o+TA	-588.00	-10	33	263.95	263.95	OK	0.16	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-573.00	19	-28	261.49	261.49	OK	0.18	OK	
P1	0	0.26	0.80	543	0.13	OK	20.8	10Ø12 + 6Ø16	21.61	OK	Base	Elusism o+TA	-110.00	73	-55	258.61	130.81	OK	0.70	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-92.00	-39	101	250.44	128.74	OK	0.94	OK	
P50	0	0.26	0.35	313	0.17	OK	9.1	10 Ø 12	11.31	OK	Base	Elusism o+TA	-177.00	12	-25	70.17	66.32	OK	0.55	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-172.00	-7	25	69.68	65.79	OK	0.48	OK	
P52	0	0.50	0.26	288	0.11	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-187.00	75	3	84.42	114.18	OK	0.91	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-174.00	-42	-5	83.02	111.56	OK	0.55	OK	
P53	0	0.50	0.26	301	0.12	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-192.00	52	5	85.07	115.39	OK	0.65	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-179.00	-24	-6	83.56	112.57	OK	0.34	OK	
P54	0	0.50	0.26	305	0.12	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-195.00	31	6	85.29	115.80	OK	0.42	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-182.00	-6	-7	83.88	113.17	OK	0.13	OK	
P55	0	0.50	0.26	289	0.11	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-184.00	13	7	84.10	113.58	OK	0.22	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-171.00	11	-8	83.78	112.97	OK	0.20	OK	
P15	0	0.95	0.26	2045	0.41	OK	24.7	6Ø16 + 14Ø12	27.91	OK	Base	Elusism o+TA	-1076.00	-195	8	246.44	588.11	OK	0.80	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-1052.00	244	-1	244.99	582.71	OK	1.00	OK	
P16	0	0.26	0.95	1008	0.20	OK	24.7	4Ø16 + 16Ø12	26.13	OK	Base	Elusism o+TA	-493.00	-17	4	411.70	175.89	OK	0.06	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-467.00	18	40	402.10	173.15	OK	0.28	OK	
P38	0	0.30	1.20	900	0.13	OK	36	4Ø20 + 14Ø16	40.72	OK	Base	Elusism o+TA	-24.00	-40	207	438.31	239.46	OK	0.96	OK	
											Topo	Elusism o+TA	12.00	36	117	417.63	234.21	OK	0.59	OK	
P37	0	0.30	1.20	1906	0.26	OK	36	16Ø20 + 6Ø16	62.32	OK	Base	Elusism o+TA	-1223.00	-31	497	1013.77	523.13	OK	0.98	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-1187.00	59	-170	999.09	519.48	OK	0.39	OK	

Dimensionamento Pilares Primários																					
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}										
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido v _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Red, reduzido} (kNm)	M _{Red, reduzido} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P36	0	0.30	1.20	1637	0.23	OK	36	22Ø20 + 2Ø16	69.12	OK	Base	Elusism o+TA	-961.00	-6	548	905.33	566.16	OK	0.97	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-925.00	34	-155	890.22	562.39	OK	0.31	OK	
P35	0	0.30	1.20	1629	0.23	OK	36	22Ø20 + 4Ø16	77.16	OK	Base	Elusism o+TA	-937.00	17	567	895.27	589.67	OK	0.98	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-901.00	17	-174	879.99	585.90	OK	0.32	OK	
P34	0	0.30	1.20	1555	0.22	OK	36	22Ø20 + 4Ø16	77.16	OK	Base	Elusism o+TA	-882.00	43	552	871.89	583.90	OK	0.99	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-845.00	-9	-184	856.11	579.97	OK	0.33	OK	
P33	0	0.30	1.20	1600	0.22	OK	36	22Ø20 + 2Ø16	69.12	OK	Base	Elusism o+TA	-918.00	67	476	887.24	561.66	OK	0.92	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-882.00	-34	-115	871.89	557.89	OK	0.25	OK	
P32	0	0.30	1.20	1569	0.22	OK	36	22Ø20 + 4Ø16	77.16	OK	Base	Elusism o+TA	-910.00	85	537	883.83	586.84	OK	1.00	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-874.00	-53	-186	607.93	408.14	OK	0.54	OK	
P31	0	0.30	1.20	1821	0.25	OK	36	22Ø20 + 2Ø16	69.12	OK	Base	Elusism o+TA	-1177.00	108	479	994.99	588.46	OK	0.92	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-1141.00	-74	-142	980.23	584.82	OK	0.32	OK	
P30	0	0.30	1.20	1159	0.16	OK	36	14Ø16 + 6Ø20	47.00	OK	Base	Elusism o+TA	-517.00	223	248	702.67	374.04	OK	0.98	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-247.00	-120	41	566.55	339.39	OK	0.33	OK	
P8	0	0.26	0.95	1013	0.21	OK	24.7	6Ø16 + 14Ø12	27.91	OK	Base	Elusism o+TA	-447.00	112	25	394.73	223.17	OK	0.40	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-441.00	-68	180	392.51	222.52	OK	0.98	OK	
P51	0	0.30	0.26	200	0.13	OK	7.8	8 Ø 12	9.05	OK	Base	Elusism o+TA	-67.00	12	-17	45.73	52.78	OK	0.58	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-61.00	-11	29	45.04	51.99	OK	0.80	OK	
P50	1	0.30	0.26	313	0.20	OK	7.8	8 Ø 12	9.05	OK	Base	Elusism o+TA	-177.00	12	-25	57.46	66.32	OK	0.59	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-172.00	-7	25	57.00	65.79	OK	0.50	OK	

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																			
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas									
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Rd,s}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Inerme	Núcleo Betão b_{px} (m)	Núcleo Betão h_{py} (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	$\mu_{\phi x}$	$b_{t,x}$ (m)	$b_{t,y}$ (m)	
P10	-628.00	270.15	270.15	2.50	237.73	237.73	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.64	7.32	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK	5.3	0.117	0.117
	-613.00	267.81	267.81	2.50	235.68	235.68	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.64	7.32										
P1	-550.00	432.73	177.34	2.50	156.06	380.80	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	17.72	8.86	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK	5.3	0.080	0.117
	-537.00	427.93	176.16	2.50	155.02	376.58	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	12.72	6.36										
P50	-203.00	72.53	69.08	2.21	68.77	72.20	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.81	3.91	0.19	0.28	0.23	0.32	415.8	432.4	OK	5.3	0.067	0.080
	-197.00	71.98	68.45	2.21	68.14	71.66	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	5.86	2.93										
P52	-193.00	85.07	115.39	3.30	76.93	56.71	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	4.23	2.11	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK	5.3	0.100	0.080
	-180.00	83.67	112.77	3.30	75.18	55.78	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.44	3.22										
P53	-198.00	85.07	115.39	3.30	76.93	56.71	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	4.23	2.11	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK	5.3	0.100	0.080
	-195.00	85.61	116.40	3.30	77.60	57.07	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.44	3.22										
P54	-200.00	85.83	116.81	3.30	77.87	57.22	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	4.28	2.14	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK	5.3	0.100	0.080
	-186.00	84.32	113.98	3.30	75.99	56.21	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.50	3.25										
P55	-192.00	84.96	115.19	3.30	76.79	56.64	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	4.22	2.11	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK	5.3	0.100	0.080
	-179.00	83.56	112.57	3.30	75.04	55.71	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.43	3.22										
P15	-1496.00	265.66	659.65	3.30	439.77	177.11	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	12.28	6.14	0.88	0.19	0.92	0.23	1256	1129	OK	5.3	0.106	0.160
	-1472.00	264.90	656.80	3.30	437.87	176.60	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	20.12	10.06										
P16	-775.00	507.77	202.31	3.30	134.87	338.52	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	15.32	7.66	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK	5.3	0.080	0.120
	-751.00	499.90	200.16	3.30	133.44	333.26	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.45	4.73										
P38	-900.00	879.56	350.07	2.50	308.07	774.01	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	29.71	14.85	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.200	0.157
	-864.00	864.21	346.24	2.50	304.69	760.51	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	16.98	8.49										
P37	-1446.00	1088.20	540.72	2.50	475.84	957.62	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	45.89	22.94	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.100	0.122
	-1410.00	1077.65	538.11	2.50	473.53	948.33	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	21.01	10.50										

Dimensionamento Pilares Primários

Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas						$\mu\phi x$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Rd,s}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	Compri. Livre l_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Inerme	Núcleo Betão b_{px} (m)	Núcleo Betão h_{py} (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação				
																			$A_{s,x}$ (cm^2/m)
P36	-1090.00	959.14	579.56	2.50	510.01	844.04	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	49.18	24.59	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.100	0.110
	-1054.00	944.21	575.84	2.50	506.74	830.90	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	18.52	9.26							OK			
P35	-1051.00	942.97	601.54	2.50	529.35	829.81	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	51.05	25.52	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.200	0.100
	-1015.00	927.95	597.81	2.50	526.07	816.60	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	18.20	9.10							OK			
P34	-992.00	918.32	595.42	2.50	523.97	808.12	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	50.53	25.26	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.200	0.100
	-956.00	903.23	591.66	2.50	520.66	794.84	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	17.73	8.86							OK			
P33	-1024.00	931.72	572.73	2.50	504.00	819.92	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	48.60	24.30	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.100	0.110
	-988.00	916.64	568.99	2.50	500.71	806.64	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	17.99	8.99							OK			
P32	-1024.00	931.72	598.74	2.50	526.89	819.92	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	50.81	25.41	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.200	0.100
	-988.00	916.64	595.01	2.50	523.61	806.64	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	17.99	8.99							OK			
P31	-1332.00	1054.21	602.10	2.50	529.84	927.70	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	51.10	25.55	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.100	0.110
	-1296.00	1042.92	599.39	2.50	527.47	917.77	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	20.35	10.18							OK			
P30	-1159.00	987.61	446.76	2.50	393.15	869.10	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	37.91	18.96	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK	5.3	0.135	0.110
	-1136.00	978.18	444.40	2.50	391.07	860.80	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	19.06	9.53							OK			
P8	-869.00	538.13	262.79	2.50	231.25	473.55	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	26.27	13.13	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK	5.3	0.110	0.110
	-853.00	533.00	261.43	2.50	230.06	469.04	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	13.23	6.61							OK			
P51	-105.00	49.88	57.57	2.50	50.66	43.89	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	4.89	2.44	0.23	0.19	0.27	0.23	363.8	356.4	OK	5.3	0.200	0.160
	-99.00	49.23	56.82	2.50	50.00	43.32	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	4.99	2.49							OK			
P50	-203.00	59.86	69.08	2.50	60.79	52.67	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	5.86	2.93	0.23	0.19	0.27	0.23	363.8	356.4	OK	5.3	0.200	0.160
	-197.00	59.31	68.45	2.50	60.24	52.19	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	5.98	2.99							OK			

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																											
Pilar	Armadura de confinamento															Comprimento crítico			Armadura adotada zona crítica								
	N ^o _{xx}	N ^o _{yy}	α _n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α _s	α	W _{wd,mir}	ρ _w	min(ρ _{wx} ;ρ _{wy})	N ^o Ramos,x	N ^o Ramos,y	A _{sx} (cm ²)	A _{sy} (cm ²)	ρ _{wx}	ρ _{wy}	Verificação ρ _{w,mir}	l _{cr} (m)	l _{cr} (m) adotado	Zona crítica	As (cm ²)	Espaçam. Entre cintas	N ^o ramos	As (cm ² /m)	Verificação		
P10	6	6	0.810	16	0.128	0.69	0.56	0.109	0.005	0.003	4	4	0.50	0.50	0.004	0.004	OK	0.45	5.56	0.45	Ø8 //0.125	0.50	0.125	Em x	4	16.00	OK
																						0.50					
P1	4	12	0.772	20	0.095	0.70	0.54	0.049	0.002	0.001	7	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.8	3.13	0.8	Ø6 //0.10	0.28	0.10	Em x	7	19.60	OK
																						0.28					
P50	6	4	0.835	12	0.095	0.62	0.52	0.089	0.004	0.002	4	2	0.28	0.28	0.004	0.003	OK	0.45	6.31	0.45	Ø6 //0.10	0.28	0.10	Em x	4	11.20	OK
																						0.28					
P52	2	2	0.770	12	0.095	0.67	0.51	0.034	0.002	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55	Ø6 //0.10	0.28	0.10	Em x	2	5.60	OK
																						0.28					
P53	2	2	0.770	12	0.095	0.67	0.51	0.038	0.002	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55	Ø6//0.10	0.28	0.100	Em x	2	5.60	OK
																						0.28					
P54	2	2	0.770	12	0.095	0.67	0.51	0.040	0.002	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55	Ø6//0.10	0.28	0.100	Em x	2	5.60	OK
																						0.28					
P55	2	2	0.770	12	0.095	0.67	0.51	0.034	0.002	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55	Ø6//0.10	0.28	0.100	Em x	2	5.60	OK
																						0.28					
P15	2	2	0.650	16	0.095	0.71	0.46	0.349	0.016	0.008	2	9	0.79	0.79	0.009	0.009	OK	0.95	3.47	0.95	Ø10//0.10	0.79	0.100	Em x	2	15.80	OK
																						0.79					
P16	4	4	0.687	16	0.095	0.71	0.49	0.126	0.006	0.003	8	2	0.50	0.28	0.005	0.003	OK	0.95	3.47	0.95	Ø8//0.10	0.50	0.100	Em x	5	25.00	OK
																						0.50					
P38	2	14	0.727	20	0.115	0.71	0.52	0.041	0.002	0.001	8	2	0.28	0.28	0.002	0.002	OK	1.2	2.08	2.5	Ø8//0.10	0.50	0.100	Em x	9	45.00	OK
																						0.79					
P37	2	9	0.901	20	0.115	0.71	0.64	0.131	0.006	0.003	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10//0.10	0.79	0.100	Em x	9	71.10	OK
																						0.100					

Dimensionamento Pilares Primários																											
Pilar	Armadura de confinamento																Comprimento crítico			Armadura adotada zona crítica							
	N.º _x	N.º _y	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	$W_{wd,dir}$	ρ_w	min($\rho_{wx};\rho_{wy}$)	Nº Ramos,x	Nº Ramos,y	A_{sx} (cm ²)	A_{sy} (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,mini}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	Zona crítica	As (cm ²)	Espaçam. Entre cintas	N.º ramos	As (cm ² /m)	Verificação	
P36	4	10	0.897	20	0.115	0.71	0.64	0.106	0.005	0.002	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	11	86.90	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P35	2	6	0.705	20	0.115	0.71	0.50	0.134	0.006	0.003	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	12	94.80	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P34	2	6	0.705	20	0.115	0.71	0.50	0.124	0.006	0.003	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	12	94.80	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P33	4	4	0.757	20	0.115	0.71	0.54	0.121	0.006	0.003	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	11	86.90	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P32	2	6	0.705	20	0.115	0.71	0.50	0.126	0.006	0.003	8	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	12	94.80	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P31	2	10	0.785	20	0.115	0.71	0.56	0.141	0.007	0.003	9	2	0.50	0.50	0.003	0.004	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.09	0.79	0.090	Em x	11	96.56	OK
																						0.79		Em y	3	26.33	OK
P30	16	4	0.782	20	0.115	0.71	0.56	0.068	0.003	0.002	9	2	0.28	0.28	0.002	0.002	OK	1.2	2.08	2.5	Ø10/0.09	0.79	0.100	Em x	11	86.90	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P8	16	4	0.759	16	0.095	0.71	0.54	0.115	0.005	0.003	9	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.63	2.5	Ø10/0.10	0.79	0.100	Em x	8	63.20	OK
																						0.79		Em y	3	23.70	OK
P51	1	1	0.750	12	0.095	0.60	0.45	0.057	0.003	0.001	2	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.45	8.33	0.45	Ø6/0.10	0.28	0.100	Em x	3	8.40	OK
																						0.28		Em y	3	8.40	OK
P50	1	1	0.750	12	0.095	0.60	0.45	0.134	0.006	0.003	2	2	0.50	0.50	0.006	0.005	OK	0.45	8.33	0.45	Ø6/0.10	0.28	0.100	Em x	3	8.40	OK
																						0.28		Em y	3	8.40	OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																				
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax		Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{ed,min}								
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido V _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	Med _x -M _y (kNm)	Med _y -M _x (kNm)	M _{Red,reduzido} (kNm)	M _{Req,reduzido} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P10	1	0.45	0.45	953	0.24	OK	20.25	12 Ø 16	24.13	OK	Base	Elusism o+TA	-588.00	-10	33	263.95	263.95	OK	0.16	OK
											Topo	Elusism o+TA	-573.00	19	-28	261.49	261.49	OK	0.18	OK
P1	1	0.26	0.80	396	0.10	OK	20.8	8Ø12+ 6Ø16	21.11	OK	Base	Elusism o+TA	-268.00	-4	-14	273.00	135.93	OK	0.12	OK
											Topo	Elusism o+TA	-131.00	5	-72	226.12	120.70	OK	0.62	OK
P50	1	0.30	0.26	233	0.15	OK	7.8	8 Ø 12	9.05	OK	Base	Elusism o+TA	-142.00	-1	11	63.05	55.45	OK	0.21	OK
											Topo	Elusism o+TA	-136.00	-7	25	60.44	53.51	OK	0.58	OK
P9	1	0.70	0.45	1227	0.19	OK	31.5	8Ø20+ 4Ø16	33.17	OK	Base	Elusism o+TA	-685.00	-167	47	414.28	454.22	OK	0.51	OK
											Topo	Elusism o+TA	-662.00	71	-31	410.08	447.89	OK	0.24	OK
P10, 11, 12, 13	1	0.45	0.45	953	0.24	OK	20.25	4Ø20+ 4Ø16	20.61	OK	Base	Elusism o+TA	-598.00	52	5	309.39	309.39	OK	0.18	OK
											Topo	Elusism o+TA	-583.00	-9	43	307.05	307.05	OK	0.17	OK
P14	1	0.70	0.45	1334	0.21	OK	31.5	8Ø20+ 4Ø16	33.17	OK	Base	Elusism o+TA	-783.00	67	44	430.13	479.08	OK	0.25	OK
											Topo	Elusism o+TA	-760.00	19	-26	426.46	473.36	OK	0.10	OK
P15	1	0.95	0.26	1510	0.31	OK	24.7	6Ø16 + 14Ø12	27.91	OK	Base	Elusism o+TA	-780.00	79	37	225.28	509.40	OK	0.42	OK
											Topo	Elusism o+TA	-761.00	21	-9	223.60	503.18	OK	0.11	OK
P16	1	0.26	0.95	752	0.15	OK	24.7	6Ø16 + 12Ø12	25.65	OK	Base	Elusism o+TA	-369.00	50	17	411.70	175.89	OK	0.22	OK
											Topo	Elusism o+TA	-351.00	-29	39	402.10	173.15	OK	0.30	OK
P38	1	0.26	0.80	775	0.19	OK	20.8	4Ø16 + 12Ø12	21.61	OK	Base	Elusism o+TA	-173.00	11	-29	241.07	128.30	OK	0.27	OK
											Topo	Elusism o+TA	-158.00	-4	103	235.93	126.57	OK	0.83	OK
P30	1	0.26	0.80	818	0.20	OK	20.8	4Ø16 + 12Ø12	21.61	OK	Base	Elusism o+TA	-277.00	-2	-6	275.90	139.68	OK	0.05	OK
											Topo	Elusism o+TA	-261.00	11	74	270.75	137.95	OK	0.58	OK
P8	1	0.26	0.95	661	0.13	OK	24.7	6Ø16 + 12Ø12	25.65	OK	Base	Elusism o+TA	-321.00	-61	161	347.02	209.17	OK	0.95	OK
											Topo	Elusism o+TA	-219.00	22	160	306.52	197.89	OK	0.88	OK
P51	1	0.30	0.26	150	0.10	OK	7.8	8 Ø 12	9.05	OK	Base	Elusism o+TA	-54.00	6	-10	44.24	51.06	OK	0.33	OK
											Topo	Elusism o+TA	-48.00	-1	17	43.56	50.27	OK	0.36	OK
P41	1	0.50	0.26	300	0.12	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	17.09	OK	Base	Elusism o+TA	-10.00	42	-50	83.84	112.61	OK	0.94	OK
											Topo	Elusism o+TA	-2.00	8	69	82.83	110.68	OK	0.72	OK
P42	1	0.26	0.50	300	0.12	OK	13	4Ø25 + 8Ø16	35.71	OK	Base	Elusism o+TA	66.00	-185	-13	238.45	168.79	OK	0.85	OK
											Topo	Elusism o+TA	74.00	105	4	236.49	167.83	OK	0.47	OK
P46	1	0.26	0.50	316	0.12	OK	13	4Ø20 + 8Ø12	21.62	OK	Base	Elusism o+TA	-230.00	-105	-7	209.26	134.00	OK	0.55	OK
											Topo	Elusism o+TA	-220.00	154	23	207.20	132.90	OK	0.92	OK
P45	1	0.26	0.50	260	0.10	OK	13	4Ø25 + 8Ø16	35.71	OK	Base	Elusism o+TA	-167.00	-145	-13	291.08	196.16	OK	0.56	OK
											Topo	Elusism o+TA	-158.00	193	14	289.12	195.14	OK	0.74	OK
P52	1	0.26	0.50	250	0.10	OK	13	4Ø25 + 8Ø16	35.71	OK	Base	Elusism o+TA	-30.00	-108	-26	260.84	180.32	OK	0.56	OK
											Topo	Elusism o+TA	-22.00	188	39	259.00	179.39	OK	0.94	OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas						
	$N_{Ed,max}$ (kN)	M_{Rd} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Compr. Livre l_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Baixo $b_{0,x}$ (m)	Núcleo Baixo $b_{0,y}$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	
P10	-628.00	270.15	270.15	2.50	237.73	237.73	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.64	7.32	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
	-613.00	267.81	267.81	2.50	235.68	235.68	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.64	7.32							OK
P1	-396.00	313.95	149.65	2.25	146.32	306.97	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	16.62	8.31	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-195.00	248.61	128.02	2.25	125.18	243.08	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	10.25	5.13							OK
P50	-151.00	69.77	60.50	1.86	71.56	82.52	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	6.90	3.45	0.23	0.19	0.27	0.23	363.8	356.4	OK
	-197.00	68.93	59.87	1.86	70.81	81.53	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.37	4.69							OK
P9	-892.00	447.31	505.84	2.25	494.60	437.37	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	19.01	9.50	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
	-868.00	443.53	499.97	2.25	488.86	433.68	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	26.93	13.47							OK
P10, 11, 12, 13	-628.00	314.05	314.05	2.25	307.07	307.07	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	18.91	9.45	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
	-613.00	311.72	311.72	2.25	304.79	304.79	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	18.91	9.45							OK
P14	-916.00	451.04	511.67	2.25	500.30	441.02	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	19.23	9.61	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
	-893.00	447.46	506.08	2.25	494.83	437.52	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	27.16	13.58							OK
P15	-1114.00	248.69	596.32	2.25	583.07	243.16	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	16.28	8.14	0.88	0.19	0.92	0.23	1256	1129	OK
	-1096.00	247.62	592.44	2.25	579.28	242.12	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	27.62	13.81							OK
P16	-583.00	365.24	162.72	2.25	159.10	357.13	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	18.07	9.04	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-565.00	358.41	160.77	2.25	157.20	350.44	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.97	4.99							OK
P38	-775.00	420.89	186.77	2.25	182.62	411.54	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	20.74	10.37	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-760.00	417.01	185.74	2.25	181.61	407.74	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	13.75	6.87							OK
P30	-818.00	428.11	189.51	2.25	185.30	418.59	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	21.05	10.52	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-803.00	425.14	188.55	2.25	184.36	415.69	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	13.98	6.99							OK
P8	-512.00	418.71	229.98	2.25	224.87	409.40	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	25.54	12.77	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-399.00	376.63	217.75	2.25	212.91	368.26	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.43	5.72							OK
P51	-70.00	46.07	53.18	1.86	62.90	54.49	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	6.07	3.03	0.23	0.19	0.27	0.23	363.8	356.4	OK
	-64.00	45.39	52.39	1.86	61.96	53.68	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.19	3.09							OK
P41	-33.00	86.67	118.18	1.86	139.78	102.51	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.68	3.84	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	-24.00	85.61	116.00	1.86	137.20	101.26	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.64	5.82							OK
P42	139.00	118.18	85.61	1.86	101.26	139.78	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	11.50	5.75	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	147.00	116.00	0.00	1.86	0.00	137.20	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.68	3.84							OK
P46	-309.00	224.83	142.15	1.86	168.14	265.93	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	19.10	9.55	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-300.00	223.23	141.32	1.86	167.15	264.04	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.61	7.31							OK
P45	-177.00	293.27	197.30	1.86	233.37	346.88	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	26.51	13.25	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-169.00	291.52	196.39	1.86	232.29	344.81	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.06	9.53							OK
P52	-169.00	291.52	196.39	1.86	232.29	344.81	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	26.38	13.19	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-161.00	289.77	195.48	1.86	231.21	342.74	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	18.95	9.48							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																							
Pilar	Armadura de confinamento																		Comprimento crítico				
	$\mu\phi x$	b_{lx} (m)	b_{ly} (m)	$N_{0,x}$	$N_{0,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espacamento entre Cintas (m)	α_s	α	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx}, \rho_{wy})$	Nº Ramos x	Nº Ramos y	A_{sx} (cm ²)	A_{sy} (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P10	5.3	0.117	0.117	6	6	0.810	16	0.128	0.69	0.56	0.109	0.005	0.003	4	4	0.50	0.50	0.004	0.004	OK	0.45	5.56	0.45
P1	5.3	0.080	0.140	4	10	0.734	16	0.095	0.70	0.51	0.019	0.001	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P50	5.3	0.100	0.080	1	1	0.937	12	0.095	0.60	0.56	0.064	0.003	0.001	2	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.45	6.20	0.45
P9	5.3	0.150	0.175	8	4	0.789	20	0.160	0.69	0.54	0.082	0.004	0.002	2	5	0.79	0.50	0.003	0.002	OK	0.7	3.21	0.7
P10, 11, 12, 13	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	20	0.160	0.62	0.45	0.137	0.006	0.003	3	3	0.79	0.79	0.004	0.004	OK	0.45	5.00	0.45
P14	5.3	0.150	0.175	8	4	0.789	20	0.160	0.69	0.54	0.095	0.004	0.002	2	5	0.79	0.50	0.003	0.002	OK	0.7	3.21	0.7
P15	5.3	0.106	0.160	8	2	0.859	16	0.095	0.71	0.61	0.180	0.008	0.004	2	9	0.50	0.50	0.006	0.005	OK	0.95	2.37	2.25
P16	5.3	0.080	0.120	4	14	0.774	16	0.095	0.71	0.55	0.067	0.003	0.002	8	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.37	2.25
P38	5.3	0.080	0.120	4	12	0.762	16	0.095	0.70	0.53	0.099	0.005	0.002	7	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P30	5.3	0.080	0.120	4	12	0.762	16	0.095	0.70	0.53	0.109	0.005	0.002	7	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P8	5.3	0.080	0.110	4	16	0.781	16	0.095	0.71	0.55	0.051	0.002	0.001	9	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.37	2.25
P51	5.3	0.100	0.080	1	1	0.937	12	0.095	0.60	0.56	0.019	0.001	0.000	2	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.45	6.20	0.45
P41	5.3	0.100	0.160	4	2	0.256	16	0.095	0.67	0.17	0.115	0.005	0.003	2	3	0.50	0.50	0.006	0.004	OK	0.5	3.72	0.5
P42	5.3	0.100	0.160	4	2	0.256	25	0.095	0.67	0.17	0.115	0.005	0.003	3	2	0.50	0.50	0.004	0.006	OK	0.5	3.72	0.5
P46	5.3	0.100	0.160	4	2	0.256	20	0.095	0.67	0.17	0.132	0.006	0.003	3	2	0.50	0.50	0.004	0.006	OK	0.5	3.72	0.5
P45	5.3	0.100	0.160	4	2	0.256	25	0.095	0.67	0.17	0.072	0.003	0.002	3	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.5	3.72	0.5
P52	5.3	0.100	0.160	4	2	0.256	25	0.095	0.67	0.17	0.061	0.003	0.001	3	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.5	3.72	0.5

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																					
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}										
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido v _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P1	2	0.26	0.80	396	0.10	OK	20.8	8Ø12+6Ø16	21.11	OK	Base	Elusism o+TA	-166.00	-4	-14	273.00	135.93	OK	0.12	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-151.00	5	-72	226.12	120.70	OK	0.62	OK	
P9	2	0.70	0.45	834	0.13	OK	31.5	8Ø20+4Ø16	33.17	OK	Base	Elusism o+TA	-505.00	82	25	381.31	404.40	OK	0.28	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-482.00	15	-16	376.99	397.90	OK	0.08	OK	
P10, 11, 12, 13	2	0.45	0.45	636	0.16	OK	20.25	4Ø20+4Ø16	20.61	OK	Base	Elusism o+TA	-391.00	17	22	236.29	236.29	OK	0.17	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-376.00	15	14	233.57	233.57	OK	0.12	OK	
P14	2	0.70	0.45	904	0.14	OK	31.5	8Ø20+4Ø16	33.17	OK	Base	Elusism o+TA	-527.00	12	30	385.37	410.63	OK	0.10	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-504.00	43	-18	381.13	404.12	OK	0.16	OK	
P15	2	0.95	0.26	996	0.20	OK	24.7	6Ø16 + 12Ø12	25.65	OK	Base	Elusism o+TA	-514.00	-6	38	187.87	419.44	OK	0.12	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-496.00	39	-7	182.14	399.52	OK	0.23	OK	
P16	2	0.26	0.95	499	0.10	OK	24.7	6Ø16 + 12Ø12	25.65	OK	Base	Elusism o+TA	-247.00	43	18	411.70	175.89	OK	0.21	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-228.00	-28	46	402.10	173.15	OK	0.34	OK	
P38	2	0.26	0.80	500	0.12	OK	20.8	4Ø16 + 12Ø12	21.61	OK	Base	Elusism o+TA	-173.00	11	-29	241.07	128.30	OK	0.27	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-158.00	-4	103	235.93	126.57	OK	0.83	OK	
P30	2	0.26	0.80	500	0.12	OK	20.8	4Ø16 + 12Ø12	21.61	OK	Base	Elusism o+TA	-277.00	-2	-6	275.90	139.68	OK	0.05	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-261.00	11	74	270.75	137.95	OK	0.58	OK	
P8	2	0.26	0.95	500	0.10	OK	24.7	6Ø16 + 12Ø12	25.65	OK	Base	Elusism o+TA	-151.00	-7	138	277.26	190.17	OK	0.75	OK	
											Topo	Elusism o+TA	-133.00	19	11	269.07	188.07	OK	0.13	OK	

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas						
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Ed,x}$ (kNm)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica		Zona Intermédia	Núcleo Betão $b_b \times h_b$ (m)	Núcleo Betão h_b (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	Verificação
							$A_{s,x}$ (cm^2/m)	16.62	8.31	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	
P1	-396.00	313.95	149.65	2.25	146.32	306.97	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	16.62	8.31	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-195.00	248.61	128.02	2.25	125.18	243.08	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.25	5.13							OK
P9	-608.00	400.19	433.04	2.25	423.42	391.30	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	16.27	8.14	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
	-585.00	395.98	426.72	2.25	417.24	387.18	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	24.10	12.05							OK
P10, 11, 12, 13	-417.00	241.01	241.01	2.25	235.65	235.65	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.51	7.26	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
	-402.00	238.29	238.29	2.25	232.99	232.99	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	14.51	7.26							OK
P14	-624.00	403.12	437.44	2.25	427.72	394.16	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	16.44	8.22	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
	-601.00	398.91	431.12	2.25	421.54	390.05	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	24.27	12.14							OK
P15	-737.00	208.66	495.30	2.25	484.29	204.02	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	13.53	6.76	0.88	0.19	0.92	0.23	1256	1129	OK
	-719.00	207.04	489.39	2.25	478.51	202.44	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	23.17	11.59							OK
P16	-583.00	317.83	159.16	2.25	155.63	310.77	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	17.68	8.84	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-565.00	310.15	157.10	2.25	153.61	303.26	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	8.68	4.34							OK
P38	-775.00	420.89	186.77	2.25	182.62	411.54	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	20.74	10.37	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-760.00	417.01	185.74	2.25	181.61	407.74	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	13.75	6.87							OK
P30	-818.00	428.11	189.51	2.25	185.30	418.59	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	21.05	10.52	0.19	0.73	0.23	0.77	950.4	1050	OK
	-803.00	425.14	188.55	2.25	184.36	415.69	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	13.98	6.99							OK
P8	-266.00	325.50	203.09	2.25	198.57	318.27	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	22.55	11.28	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-247.00	317.83	200.99	2.25	196.52	310.77	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	8.89	4.44							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																							
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico			
	$\mu\phi_x$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	$N_{i,x}$	$N_{i,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx},\rho_{wy})$	Nº Ramos,x	Nº Ramos,y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P1	5.3	0.080	0.140	4	10	0.734	16	0.095	0.70	0.51	0.019	0.001	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P9	5.3	0.150	0.175	8	4	0.789	20	0.160	0.69	0.54	0.035	0.002	0.001	2	5	0.50	0.28	0.002	0.001	OK	0.7	3.21	0.7
P10, 11,1 2,13	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	20	0.160	0.62	0.45	0.065	0.003	0.002	3	3	0.50	0.50	0.002	0.002	OK	0.45	5.00	0.45
P14	5.3	0.150	0.175	8	4	0.789	20	0.160	0.69	0.54	0.044	0.002	0.001	2	5	0.50	0.28	0.002	0.001	OK	0.7	3.21	0.7
P15	5.3	0.120	0.080	14	4	0.774	16	0.095	0.71	0.55	0.110	0.005	0.003	2	8	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.37	2.25
P16	5.3	0.080	0.120	4	14	0.774	16	0.095	0.71	0.55	0.023	0.001	0.001	8	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.37	2.25
P38	5.3	0.080	0.120	4	12	0.762	16	0.095	0.70	0.53	0.041	0.002	0.001	7	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P30	5.3	0.080	0.120	4	12	0.762	16	0.095	0.70	0.53	0.041	0.002	0.001	7	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.8	2.81	2.25
P8	5.3	0.080	0.120	4	14	0.774	16	0.095	0.71	0.55	0.023	0.001	0.001	8	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.37	2.25

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																		
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}							
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido V _d	Verificação	As ₁ min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	Med ₁ -M ₂ (kNm)	Med ₂ -M ₁ (kNm)	M _{Red,realizado} (kNm)	M _{Red,realizado} (kNm)	Verificação
P27	0	0.26	1.05	1030	0.19	OK	27.3	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-649.00	38	95	559.46	206.26	OK
											Topo	Elusism o+TA	-622.00	43	171	549.39	203.76	OK
P29	0	0.26	0.95	586	0.12	OK	24.7	12Ø16 + 2Ø12	26.39	OK	Base	Elusism o+TA	-100.00	32	99	254.07	146.63	OK
											Topo	Elusism o+TA	-75.00	19	82	242.71	143.71	OK
P16	0	0.26	1.05	1064	0.19	OK	27.3	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-687.00	23	103	573.64	209.77	OK
											Topo	Elusism o+TA	-660.00	63	138	563.56	207.27	OK
P2	0	0.80	0.26	903	0.22	OK	20.8	12Ø16 + 2Ø12	26.39	OK	Base	Elusism o+TA	-505.00	183	8	190.15	346.94	OK
											Topo	Elusism o+TA	-484.00	41	20	188.21	340.97	OK
P5	0	1.00	0.26	1111	0.21	OK	26	18Ø16 + 2Ø12	38.46	OK	Base	Elusism o+TA	-693.00	263	6	277.26	508.29	OK
											Topo	Elusism o+TA	-667.00	142	34	274.90	499.19	OK
P7	0	1.05	0.26	1108	0.20	OK	27.3	18Ø20 + 4Ø16	64.58	OK	Base	Elusism o+TA	-674.00	382	24	412.68	671.36	OK
											Topo	Elusism o+TA	-647.00	3	17	410.21	661.29	OK
P58	0	0.50	0.26	500	0.19	OK	13	10Ø16 + 2Ø12	22.37	OK	Base	Elusism o+TA	-21.00	59	28	114.57	115.27	OK
											Topo	Elusism o+TA	-11.00	93	11	113.39	112.85	OK
P60	0	0.26	0.50	371	0.14	OK	13	8Ø16 + 4Ø12	20.60	OK	Base	Elusism o+TA	-223.00	18	106	159.22	127.63	OK
											Topo	Elusism o+TA	-213.00	28	30	157.20	126.54	OK
P47	0	0.26	0.50	697	0.27	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-527.00	5	50	172.79	115.04	OK
											Topo	Elusism o+TA	-514.00	31	5	171.22	114.22	OK
P38	0	0.30	1.20	935	0.13	OK	36	16Ø25 + 2Ø16	82.56	OK	Base	Elusism o+TA	-627.00	108	234	938.07	755.66	OK
											Topo	Elusism o+TA	-591.00	57	618	920.62	738.32	OK
P39	0	0.30	1.20	1630	0.23	OK	36	16Ø20 + 6Ø16	62.34	OK	Base	Elusism o+TA	-1017.00	115	396	928.79	501.99	OK
											Topo	Elusism o+TA	-981.00	58	443	913.71	498.24	OK
P40	0	0.30	1.20	988	0.14	OK	36	24Ø25 + 2Ø16	82.56	OK	Base	Elusism o+TA	-297.00	122	699	773.76	862.46	OK
											Topo	Elusism o+TA	-291.00	68	319	770.63	861.64	OK
P49	0	0.26	0.95	1807	0.37	OK	24.7	4Ø20 + 16Ø16	44.73	OK	Base	Elusism o+TA	-1167.00	14	325	735.45	335.58	OK
											Topo	Elusism o+TA	-1148.00	2	117	731.61	334.56	OK
P61	0	0.50	0.26	556	0.21	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	15.96	OK	Base	Elusism o+TA	-311.00	104	9	116.99	176.37	OK
											Topo	Elusism o+TA	-301.00	50	32	116.07	174.60	OK
P43	0	0.26	0.50	600	0.23	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-169.00	1	19	110.55	82.48	OK
											Topo	Elusism o+TA	-156.00	29	24	107.92	81.07	OK
P53	0	0.50	0.26	508	0.20	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-415.00	70	12	106.67	156.50	OK
											Topo	Elusism o+TA	-402.00	11	4	73.86	107.99	OK
P44	0	0.50	0.26	792	0.30	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	15.96	OK	Base	Elusism o+TA	-395.00	100	11	124.61	201.85	OK
											Topo	Elusism o+TA	-385.00	56	20	123.72	200.12	OK
P57	0	0.50	0.26	685	0.26	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	15.96	OK	Base	Elusism o+TA	-448.00	108	10	129.32	210.89	OK
											Topo	Elusism o+TA	-438.00	22	26	128.43	209.20	OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																	
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$								Armadura Transversal		Bielas comprimidas						
	Flexão Desviada	Verificação	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Ed,x}$ (kNm)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_b (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Betão $b \times h$ (m)	Núcleo Betão h_y (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação
P27	0.53	OK	-875.00	642.25	226.72	3.30	151.15	428.17	17.17	8.58	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	0.92	OK	-847.00	632.17	224.23	3.30	149.49	421.45	10.78	5.39							OK
P29	0.80	OK	-754.00	500.88	214.45	3.30	142.96	333.92	16.24	8.12	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	0.65	OK	-730.00	493.00	212.29	3.30	141.53	328.67	9.33	4.66							OK
P16	0.53	OK	-1084.00	707.26	242.55	3.30	161.70	471.51	18.37	9.18	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	0.78	OK	-1057.00	700.27	240.83	3.30	160.56	466.85	11.87	5.94							OK
P2	0.99	OK	-763.00	173.50	296.53	3.30	197.69	115.66	6.60	3.30	0.73	0.19	0.77	0.23	1050	950.4	OK
	0.28	OK	-742.00	172.60	266.78	3.30	177.86	115.07	13.14	6.57							OK
P5	0.96	OK	-1118.00	309.94	636.53	3.30	424.35	206.63	11.24	5.62	0.93	0.19	0.97	0.23	1325	1188	OK
	0.58	OK	-1092.00	308.35	630.38	3.30	420.25	205.57	23.47	11.73							OK
P7	0.96	OK	-935.00	435.97	817.45	3.30	544.97	290.64	13.72	6.86	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
	0.03	OK	-907.00	433.55	807.52	3.30	538.35	289.04	33.01	16.51							OK
P58	0.76	OK	-109.00	124.77	135.46	2.77	107.58	99.09	5.91	2.96	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	0.92	OK	-99.00	123.65	133.27	2.77	105.84	98.20	11.26	5.63							OK
P60	0.94	OK	-342.00	181.85	139.57	2.77	110.85	144.43	12.59	6.29	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	0.42	OK	-332.00	180.10	138.66	2.77	110.13	143.04	7.94	3.97							OK
P47	0.46	OK	-610.00	182.32	119.96	3.30	79.98	121.54	9.08	4.54	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	0.22	OK	-597.00	180.93	119.24	3.30	79.50	120.62	6.68	3.34							OK
P38	0.42	OK	-1035.00	1119.90	634.87	2.50	558.68	985.51	53.88	26.94	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK
	0.90	OK	-999.00	1104.84	631.09	2.50	555.36	972.26	21.62	10.81							OK
P39	0.91	OK	-1309.00	1046.91	530.63	2.50	466.96	921.28	45.03	22.52	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK
	0.95	OK	-1273.00	1033.99	527.78	2.50	464.45	909.91	20.21	10.10							OK
P40	0.97	OK	-1204.00	1339.92	969.42	2.50	853.09	1179.13	82.27	41.13	0.23	1.13	0.27	1.17	1679	1845	OK
	0.46	OK	-1168.00	1325.20	965.96	2.50	850.05	1166.17	25.87	12.93							OK
P49	0.99	OK	-1417.00	777.16	346.66	2.70	282.46	633.24	32.08	16.04	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	0.35	OK	-1398.00	774.57	345.95	2.70	281.88	631.13	17.69	8.84							OK
P61	0.94	OK	-388.00	123.99	189.85	2.70	154.69	101.03	8.50	4.25	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	0.61	OK	-378.00	123.09	188.12	2.70	153.28	100.29	11.47	5.74							OK
P43	0.24	OK	-271.00	130.89	93.35	3.30	62.23	87.26	7.07	3.53	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	0.56	OK	-258.00	128.34	91.98	3.30	61.32	85.56	4.80	2.40							OK
P53	0.73	OK	-468.00	111.21	165.38	3.30	110.25	74.14	6.06	3.03	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	0.19	OK	-455.00	110.19	163.29	3.30	108.86	73.46	8.42	4.21							OK
P44	0.86	OK	-692.00	143.58	238.60	2.70	194.41	116.99	10.68	5.34	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	0.55	OK	-682.00	143.15	237.75	2.70	193.72	116.64	13.29	6.64							OK
P57	0.88	OK	-549.00	136.05	224.01	2.70	182.53	110.86	10.03	5.02	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	0.30	OK	-539.00	135.44	222.83	2.70	181.56	110.36	12.59	6.30							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Primários																								
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico				
	$\mu\phi x$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	$N_{i,x}$	$N_{i,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	V_d Sísmico	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx}, \rho_{wy})$	Nº Ramos, secund	Nº Ramos, secund	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação ρW_{min}	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P27	4.52	0.090	0.196	2	10	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.16	0.069	0.003	0.002	6	2	0.50	0.50	0.003	0.006	OK	1.05	3.14	1.05
P29	4.52	0.090	0.176	2	10	0.627	16	0.095	0.71	0.44	0.15	0.060	0.003	0.001	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.95	3.47	0.95
P16	4.52	0.090	0.196	2	10	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.20	0.106	0.005	0.002	6	2	0.50	0.50	0.003	0.006	OK	1.05	3.14	1.05
P2	4.52	0.146	0.090	10	2	0.666	16	0.095	0.70	0.47	0.18	0.083	0.004	0.002	2	6	0.28	0.50	0.003	0.004	OK	0.8	4.13	0.8
P5	4.52	0.100	0.090	8	2	0.562	20	0.095	0.71	0.40	0.22	0.129	0.006	0.003	2	6	0.28	0.50	0.003	0.003	OK	1	3.30	1
P7	4.52	0.098	0.090	20	2	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.17	0.080	0.004	0.002	2	6	0.50	0.50	0.006	0.003	OK	1.05	3.14	1.05
P58	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.04	-0.040	-0.002	-0.001	2	5	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	5.54	0.5
P60	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.13	0.040	0.002	0.001	2	5	0.28	0.28	0.001	0.008	OK	0.5	5.54	0.5
P47	4.52	0.090	0.108	2	8	0.679	12	0.095	0.67	0.45	0.23	0.132	0.006	0.003	5	2	0.50	0.50	0.006	0.006	OK	0.55	6.60	0.55
P38	4.52	0.115	0.161	2	14	0.699	25	0.115	0.71	0.50	0.14	0.041	0.002	0.001	8	2	0.28	0.28	0.002	0.002	OK	1.2	2.08	2.5
P39	4.52	0.115	0.125	4	18	0.786	20	0.115	0.71	0.56	0.18	0.062	0.003	0.001	10	2	0.50	0.50	0.004	0.004	OK	1.2	2.08	2.5
P40	4.52	0.115	0.094	2	12	0.660	25	0.115	0.71	0.47	0.17	0.062	0.003	0.001	7	2	0.28	0.28	0.002	0.002	OK	1.2	2.08	2.5
P49	4.52	0.090	0.109	2	16	0.746	20	0.095	0.71	0.53	0.29	0.152	0.007	0.004	9	2	0.50	0.50	0.005	0.006	OK	0.95	2.84	2.7
P61	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.15	0.056	0.003	0.001	2	5	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	5.40	0.5
P43	4.52	0.090	0.108	2	8	0.679	12	0.095	0.67	0.45	0.10	0.016	0.001	0.000	5	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55
P53	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	12	0.095	0.67	0.45	0.18	0.083	0.004	0.002	2	5	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.55	6.60	0.55
P44	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.27	0.160	0.007	0.004	2	5	0.50	0.50	0.006	0.006	OK	0.5	5.40	0.5
P57	4.52	0.108	0.090	8	2	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.21	0.111	0.005	0.003	2	5	0.50	0.50	0.006	0.006	OK	0.5	5.40	0.5

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																				
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As		Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}								
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido v _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Rdx,reduzido} (kNm)	M _{Rdy,reduzido} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P27	1	0.26	1.05	788	0.14	OK	27.3	12Ø25 + 2Ø16	62.92	OK	Base	Elusism o+TA	-492.00	6	70	758.49	384.95	OK	0.19	OK
											Topo	Elusism o+TA	-471.00	86	290	749.57	382.58	OK	0.87	OK
P29	1	0.26	0.95	430	0.09	OK	24.7	12Ø20 + 2Ø16	41.72	OK	Base	Elusism o+TA	-43.00	52	130	356.51	250.29	OK	0.67	OK
											Topo	Elusism o+TA	-25.00	6	220	348.27	248.15	OK	0.90	OK
P16	1	0.26	1.05	812	0.15	OK	27.3	6Ø20 + 10Ø16	38.96	OK	Base	Elusism o+TA	-536.00	-19	97	616.83	255.26	OK	0.41	OK
											Topo	Elusism o+TA	-516.00	92	219	608.53	253.09	OK	1.00	OK
P2	1	0.80	0.26	663	0.16	OK	20.8	12Ø16 + 2Ø12	26.39	OK	Base	Elusism o+TA	-340.00	123	11	173.18	296.21	OK	0.75	OK
											Topo	Elusism o+TA	-325.00	16	41	171.57	291.38	OK	0.23	OK
P5	1	1.00	0.26	688	0.13	OK	26	18Ø16 + 2Ø12	38.46	OK	Base	Elusism o+TA	-424.00	-98	5	250.18	407.32	OK	0.40	OK
											Topo	Elusism o+TA	-405.00	187	66	248.11	399.75	OK	0.92	OK
P7	1	1.05	0.26	577	0.11	OK	27.3	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-346.00	135	-1	174.63	435.34	OK	0.78	OK
											Topo	Elusism o+TA	-326.00	49	65	172.47	426.93	OK	0.44	OK
P60	1	0.26	0.50	240	0.09	OK	13	12 Ø 12	13.57	OK	Base	Elusism o+TA	-177.00	64	4	112.16	83.34	OK	0.62	OK
											Topo	Elusism o+TA	-165.00	28	30	109.74	82.05	OK	0.62	OK
P47	1	0.26	0.50	314	0.12	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	17.09	OK	Base	Elusism o+TA	-267.00	-23	93	168.08	112.67	OK	0.96	OK
											Topo	Elusism o+TA	-258.00	65	11	166.27	111.71	OK	0.49	OK
P38	1	0.26	0.60	390	0.13	OK	15.6	8Ø20 + 2Ø12	26.26	OK	Base	Elusism o+TA	-46.00	10	133	203.95	145.62	OK	0.96	OK
											Topo	Elusism o+TA	-34.00	68	44	200.45	144.20	OK	0.64	OK
P40	1	0.26	0.60	426	0.14	OK	15.6	4Ø25 + 6Ø20 + 2Ø16	42.50	OK	Base	Elusism o+TA	-59.00	66	165	321.03	221.50	OK	0.95	OK
											Topo	Elusism o+TA	-70.00	-3	67	324.03	222.77	OK	0.31	OK
P49	1	0.26	0.95	1048	0.21	OK	24.7	16Ø20 + 2Ø16	54.28	OK	Base	Elusism o+TA	-737.00	23	349	648.53	359.46	OK	1.00	OK
											Topo	Elusism o+TA	-719.00	86	120	644.89	357.84	OK	0.47	OK
P43	1	0.26	0.50	130	0.05	OK	13	4Ø16 + 8Ø12	15.96	OK	Base	Elusism o+TA	-90.00	-17	45	131.30	93.28	OK	0.61	OK
											Topo	Elusism o+TA	-81.00	63	44	129.32	92.24	OK	0.96	OK
P53	1	0.50	0.26	225	0.09	OK	13	14Ø16 + 2Ø12	30.41	OK	Base	Elusism o+TA	-186.00	139	33	178.38	151.61	OK	1.00	OK
											Topo	Elusism o+TA	-177.00	-17	-5	177.37	149.75	OK	0.13	OK
P44	1	0.50	0.26	367	0.14	OK	13	14Ø16 + 2Ø12	30.41	OK	Base	Elusism o+TA	-251.00	18	38	185.71	164.86	OK	0.33	OK
											Topo	Elusism o+TA	-241.00	167	2	184.59	162.84	OK	0.92	OK
P57	1	0.50	0.26	401	0.15	OK	13	12Ø20 + 2Ø12	39.96	OK	Base	Elusism o+TA	-322.00	46	-1	246.30	227.14	OK	0.19	OK
											Topo	Elusism o+TA	-310.00	-168	-60	245.21	225.01	OK	0.95	OK

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal		Bielas comprimidas							
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Rd,x}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_i (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Betão $b_b \times h_b$ (m)	Núcleo Betão $b_{by} \times h_{by}$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	
																$A_{s,x}$ (cm ² /m)
P27	-675.00	832.40	403.47	2.35	377.71	779.27	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	42.90	21.45	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-655.00	824.94	401.65	2.35	376.01	772.29	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.62	9.81							OK
P29	-580.00	571.91	310.00	2.35	290.22	535.40	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	32.96	16.48	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-561.00	565.50	308.25	2.35	288.57	529.40	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.95	7.48							OK
P16	-819.00	724.55	282.04	2.35	264.04	678.30	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	29.99	14.99	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-799.00	717.29	280.24	2.35	262.35	671.51	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	17.08	8.54							OK
P2	-588.00	197.72	370.27	2.35	346.64	185.10	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	11.58	5.79	0.73	0.19	0.77	0.23	1050	950.4	OK
	-573.00	196.36	366.08	2.35	342.71	183.82	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	21.02	10.51							OK
P5	-751.00	282.50	528.54	2.35	494.80	264.47	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	13.10	6.55	0.93	0.19	0.97	0.23	1325	1188	OK
	-519.00	280.70	521.56	2.35	488.27	262.79	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	30.04	15.02							OK
P7	-499.00	193.15	507.65	2.35	475.25	180.83	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	11.97	5.98	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
	-907.00	191.04	499.48	2.35	467.59	178.85	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	20.54	10.27							OK
P60	-207.00	118.22	86.58	2.35	81.06	110.68	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.21	4.60	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-194.00	115.60	85.18	2.35	79.74	108.22	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	6.08	3.04							OK
P47	-299.00	174.24	115.88	2.35	108.48	163.12	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	12.32	6.16	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-290.00	172.64	115.05	2.35	107.71	161.62	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	8.96	4.48							OK
P38	-587.00	328.42	199.82	2.35	187.07	307.46	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	21.25	10.62	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-575.00	326.62	199.05	2.35	186.34	305.77	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	13.91	6.95							OK
P40	-763.00	466.33	284.45	2.35	266.30	436.56	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	30.25	15.12	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-751.00	464.91	283.85	2.35	265.74	435.23	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.75	9.87							OK
P49	-768.00	634.36	362.22	2.35	339.10	593.87	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	38.51	19.26	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-750.00	628.45	360.62	2.35	337.60	588.34	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	16.59	8.29							OK
P43	-130.00	140.04	97.77	2.35	91.53	131.10	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	10.40	5.20	0.19	0.43	0.23	0.47	594	638.4	OK
	-121.00	138.09	96.78	2.35	90.60	129.27	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.21	3.60							OK
P53	-207.00	180.75	155.96	2.35	146.00	169.21	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	8.02	4.01	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	-197.00	179.62	153.89	2.35	144.07	168.16	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.22	9.61							OK
P44	-297.00	190.40	173.89	2.35	162.79	178.24	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	8.95	4.47	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	-287.00	189.47	172.10	2.35	161.12	177.38	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	20.24	10.12							OK
P57	-328.00	246.84	228.20	2.90	173.12	187.26	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.51	4.76	0.43	0.19	0.47	0.23	638.4	594	OK
	-316.00	245.75	226.07	2.90	171.50	186.43	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	21.27	10.63							OK

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Primários																								
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico				
	$\mu_{\phi x}$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	V_d Sísmico	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos, segundo	Nº Ramos, segundo	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P27	4.52	0.090	0.196	2	10	0.598	25	0.095	0.71	0.43	0.124	0.035	0.002	0.001	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P29	4.52	0.090	0.110	2	16	0.742	20	0.095	0.71	0.53	0.117	0.023	0.001	0.001	9	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.47	2.35
P16	4.52	0.090	0.163	2	12	0.657	16	0.095	0.71	0.47	0.150	0.054	0.003	0.001	7	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P2	4.52	0.146	0.090	10	2	0.666	16	0.095	0.70	0.47	0.141	0.047	0.002	0.001	2	6	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	0.8	2.94	2.35
P5	4.52	0.116	0.090	16	2	0.736	16	0.095	0.71	0.52	0.144	0.044	0.002	0.001	2	9	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	1	2.35	2.35
P7	4.52	0.196	0.090	10	2	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.166	0.075	0.003	0.002	2	6	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	1.05	2.24	2.35
P60	4.52	0.108	0.090	8	2	0.677	12	0.095	0.67	0.45	0.080	-0.006	0.000	0.000	2	5	0.28	0.28	0.001	0.008	OK	0.5	4.70	0.5
P47	4.52	0.090	0.108	2	8	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.115	0.025	0.001	0.001	5	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	4.70	0.5
P38	4.52	0.090	0.177	2	6	0.582	20	0.095	0.68	0.40	0.188	0.103	0.005	0.002	4	2	0.50	0.28	0.004	0.003	OK	0.6	3.92	0.6
P40	4.52	0.090	0.133	2	8	0.659	25	0.095	0.68	0.45	0.245	0.142	0.007	0.003	5	2	0.50	0.50	0.005	0.006	OK	0.6	3.92	0.6
P49	4.52	0.090	0.126	2	14	0.714	20	0.095	0.71	0.51	0.155	0.055	0.003	0.001	8	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.95	2.47	2.35
P43	4.52	0.090	0.108	2	8	0.679	16	0.095	0.67	0.45	0.050	-0.033	-0.002	-0.001	5	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	4.70	0.5
P53	4.52	0.072	0.090	6	2	0.614	16	0.095	0.67	0.41	0.080	-0.007	0.000	0.000	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	4.70	0.5
P44	4.52	0.072	0.090	6	2	0.614	16	0.095	0.67	0.41	0.114	0.027	0.001	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	4.70	0.5
P57	4.52	0.086	0.090	4	2	0.787	20	0.095	0.67	0.52	0.126	0.030	0.001	0.001	2	4	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.5	5.80	0.5

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																				
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As		Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}								
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido v _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada	Verificação
P27	2	0.26	1.05	523	0.10	OK	27.3	12Ø25 + 2Ø16	62.92	OK	Base	Elusism o+TA	-346.00	-17	36	695.27	368.48	OK	0.12	OK
											Topo	Elusism o+TA	-326.00	84	281	686.54	366.18	OK	0.89	OK
P29	2	0.26	0.95	283	0.06	OK	24.7	16Ø20 + 2Ø16	54.28	OK	Base	Elusism o+TA	-60.00	53	80	364.30	357.49	OK	0.37	OK
											Topo	Elusism o+TA	-42.00	1	337	356.05	355.40	OK	0.95	OK
P16	2	0.26	1.05	568	0.10	OK	27.3	8Ø20 + 10Ø16	42.54	OK	Base	Elusism o+TA	-397.00	-23	46	558.24	275.35	OK	0.21	OK
											Topo	Elusism o+TA	-377.00	84	247	549.69	273.11	OK	1.00	OK
P2	2	0.80	0.26	471	0.11	OK	20.8	10Ø16 + 2Ø12	22.37	OK	Base	Elusism o+TA	-266.00	98	3	142.71	272.36	OK	0.70	OK
											Topo	Elusism o+TA	-251.00	7	49	141.08	267.52	OK	0.23	OK
P5	2	1.00	0.26	336	0.06	OK	26	4Ø20 + 16Ø16	44.73	OK	Base	Elusism o+TA	-161.00	-87	8	268.24	394.02	OK	0.34	OK
											Topo	Elusism o+TA	-142.00	231	43	266.09	384.87	OK	0.98	OK
P7	2	1.05	0.26	309	0.06	OK	27.3	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-135.00	31	19	154.48	337.96	OK	0.26	OK
											Topo	Elusism o+TA	-115.00	117	-8	148.75	327.90	OK	0.81	OK
P38	2	0.26	0.60	258	0.08	OK	15.6	4Ø20 + 4Ø16 + 2Ø12	22.87	OK	Base	Elusism o+TA	-68.00	-27	92	210.00	122.94	OK	0.88	OK
											Topo	Elusism o+TA	-57.00	73	22	207.08	121.65	OK	0.53	OK
P40	2	0.26	0.60	284	0.09	OK	15.6	4Ø25 + 6Ø20 + 2Ø16	42.50	OK	Base	Elusism o+TA	-1.00	62	143	305.23	214.70	OK	0.87	OK
											Topo	Elusism o+TA	10.00	-18	47	302.24	213.37	OK	0.28	OK
P6	2	0.70	0.40	562	0.10	OK	28	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-443.00	104	12	285.13	317.68	OK	0.40	OK
											Topo	Elusism o+TA	-423.00	91	16	281.81	312.08	OK	0.37	OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas						
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Rd,x}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_i (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Baía $b_{p,x}$ (m)	Núcleo Baía $b_{p,y}$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	
P27	-428.00	731.08	377.73	2.35	353.62	684.41	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	40.16	20.08	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-408.00	722.34	375.48	2.35	351.51	676.24	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	17.23	8.62							OK
P29	-348.00	484.70	390.83	2.35	365.88	453.76	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	41.56	20.78	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-330.00	477.70	388.77	2.35	363.96	447.20	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	12.67	6.34							OK
P16	-560.00	626.81	293.24	2.35	274.52	586.80	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	31.18	15.59	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-540.00	618.50	291.05	2.35	272.47	579.02	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.77	7.39							OK
P2	-388.00	155.85	311.44	2.35	291.57	145.90	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.74	4.87	0.73	0.19	0.77	0.23	1050	950.4	OK
	-373.00	154.25	306.75	2.35	287.17	144.41	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	16.57	8.29							OK
P5	-381.00	293.09	486.74	2.35	455.67	274.38	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	12.07	6.03	0.93	0.19	0.97	0.23	1325	1188	OK
	-362.00	290.98	479.03	2.35	448.46	272.41	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	31.16	15.58							OK
P7	-304.00	170.09	417.26	2.35	390.62	159.23	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.84	4.92	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
	-284.00	167.92	408.31	2.35	382.24	157.21	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	18.09	9.04							OK
P38	-351.00	281.17	154.13	2.35	144.29	263.22	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	16.39	8.19	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-339.00	278.49	153.02	2.35	143.25	260.72	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.91	5.95							OK
P40	-469.00	420.53	265.10	2.35	248.18	393.69	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	28.19	14.09	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-457.00	418.04	264.03	2.35	247.18	391.36	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	17.81	8.90							OK
P6	-490.00	292.95	292.81	2.35	274.12	274.25	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	10.53	5.27	0.63	0.33	0.67	0.37	1404	1349	OK
	-469.00	289.46	289.41	2.35	270.94	270.98	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.20	9.60							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Primários																								
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico				
	$\mu\phi_x$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	V_d Sísmico	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos, segundos	Nº Ramos, segundoboy	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P27	4.52	0.090	0.196	2	10	0.598	25	0.095	0.71	0.43	0.078	-0.008	0.000	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P29	4.52	0.090	0.098	2	8	0.551	20	0.095	0.71	0.39	0.070	-0.017	-0.001	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.95	2.47	2.35
P16	4.52	0.090	0.140	2	14	0.696	20	0.095	0.71	0.50	0.103	0.013	0.001	0.000	8	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P2	4.52	0.183	0.090	8	2	0.600	16	0.095	0.70	0.42	0.093	0.006	0.000	0.000	2	5	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	0.8	2.94	2.35
P5	4.52	0.100	0.090	8	2	0.637	20	0.095	0.71	0.45	0.073	-0.012	-0.001	0.000	2	5	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	1	2.35	2.35
P7	4.52	0.196	0.090	10	2	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.056	-0.029	-0.001	-0.001	2	6	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	1.05	2.24	2.35
P38	4.52	0.090	0.177	2	6	0.582	20	0.095	0.68	0.40	0.113	0.026	0.001	0.001	4	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.6	3.92	0.6
P40	4.52	0.090	0.133	2	8	0.659	25	0.095	0.68	0.45	0.150	0.057	0.003	0.001	5	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.6	3.92	0.6
P6	4.52	0.126	0.090	5	2	0.694	16	0.128	0.72	0.50	0.088	-0.007	0.000	0.000	2	6	0.28	0.28	0.001	0.002	OK	0.7	3.36	0.7

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Piso 3

Dimensionamento Pilares Primários																				
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}									
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido v _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{flex} (kNm)	M _{flexy} (kNm)	Verificação	Flexão Desviada
P27	3	0.26	1.05	523	0.10	OK	27.3	12Ø20 + 2Ø16	41.72	OK	Base	Elusism o+TA	-181.00	-30	27	695.27	368.48	OK	0.12	OK
											Topo	Elusism o+TA	-160.00	105	222	686.54	366.18	OK	0.76	OK
P29	3	0.26	0.95	283	0.06	OK	24.7	16Ø20 + 2Ø16	54.28	OK	Base	Elusism o+TA	-60.00	53	80	364.30	357.49	OK	0.37	OK
											Topo	Elusism o+TA	-42.00	1	337	356.05	355.40	OK	0.95	OK
P16	3	0.26	1.05	568	0.10	OK	27.3	4Ø20 + 14Ø16	40.72	OK	Base	Elusism o+TA	-204.00	-32	27	558.24	275.35	OK	0.16	OK
											Topo	Elusism o+TA	-183.00	99	208	549.69	273.11	OK	0.94	OK
P2	3	0.80	0.26	471	0.11	OK	20.8	10Ø16 + 2Ø12	22.37	OK	Base	Elusism o+TA	-266.00	98	3	142.71	272.36	OK	0.70	OK
											Topo	Elusism o+TA	-251.00	7	49	141.08	267.52	OK	0.23	OK
P5	3	1.00	0.26	336	0.06	OK	26	4Ø20 + 16Ø16	44.73	OK	Base	Elusism o+TA	-161.00	-87	8	268.24	394.02	OK	0.34	OK
											Topo	Elusism o+TA	-142.00	231	43	266.09	384.87	OK	0.98	OK
P7	3	1.05	0.26	309	0.06	OK	27.3	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-135.00	31	19	154.48	337.96	OK	0.26	OK
											Topo	Elusism o+TA	-115.00	117	-8	148.75	327.90	OK	0.81	OK
P38	2	0.26	0.60	258	0.08	OK	15.6	4Ø20 + 4Ø16 + 2Ø12	22.87	OK	Base	Elusism o+TA	-68.00	-27	92	210.00	122.94	OK	0.88	OK
											Topo	Elusism o+TA	-57.00	73	22	207.08	121.65	OK	0.53	OK
P40	3	0.26	0.60	284	0.09	OK	15.6	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-43.00	58	95	225.85	164.78	OK	0.83	OK
											Topo	Elusism o+TA	-31.00	-24	46	222.40	163.35	OK	0.39	OK
P6	3	0.70	0.40	562	0.10	OK	28	14 Ø 16	28.15	OK	Base	Elusism o+TA	-443.00	104	12	285.13	317.68	OK	0.40	OK
											Topo	Elusism o+TA	-423.00	91	16	281.81	312.08	OK	0.37	OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Piso 3

Dimensionamento Pilares Primários																
Pilar	Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas						
	$N_{Ed,max}$ (kN)	$M_{Rd,x}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	Compr. Livre l_i (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Baía $b_p \times h_p$ (m)	Núcleo Baía h_p (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	
																$A_{s,x}$ (cm ² /m)
P27	-428.00	731.08	377.73	2.35	353.62	684.41	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	40.16	20.08	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-408.00	722.34	375.48	2.35	351.51	676.24	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	17.23	8.62							OK
P29	-348.00	484.70	390.83	2.35	365.88	453.76	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	41.56	20.78	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
	-330.00	477.70	388.77	2.35	363.96	447.20	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	12.67	6.34							OK
P16	-560.00	626.81	293.24	2.35	274.52	586.80	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	31.18	15.59	0.19	0.98	0.23	1.02	1247	1393	OK
	-540.00	618.50	291.05	2.35	272.47	579.02	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.77	7.39							OK
P2	-388.00	155.85	311.44	2.35	291.57	145.90	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.74	4.87	0.73	0.19	0.77	0.23	1050	950.4	OK
	-373.00	154.25	306.75	2.35	287.17	144.41	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	16.57	8.29							OK
P5	-381.00	293.09	486.74	2.35	455.67	274.38	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	12.07	6.03	0.93	0.19	0.97	0.23	1325	1188	OK
	-362.00	290.98	479.03	2.35	448.46	272.41	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	31.16	15.58							OK
P7	-304.00	170.09	417.26	2.35	390.62	159.23	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.84	4.92	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
	-284.00	167.92	408.31	2.35	382.24	157.21	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	18.09	9.04							OK
P38	-351.00	281.17	154.13	2.35	144.29	263.22	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	16.39	8.19	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-339.00	278.49	153.02	2.35	143.25	260.72	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.91	5.95							OK
P40	-189.00	264.04	181.50	2.35	169.91	247.18	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	19.30	9.65	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
	-177.00	261.00	180.14	2.35	168.64	244.34	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.18	5.59							OK
P6	-490.00	292.95	292.81	2.35	274.12	274.25	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	10.53	5.27	0.63	0.33	0.67	0.37	1404	1349	OK
	-469.00	289.46	289.41	2.35	270.94	270.98	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	19.20	9.60							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Piso 3

Dimensionamento Pilares Primários																								
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico				
	$\mu\phi_x$	$b_{i,x}$ (m)	$b_{i,y}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	V_d Sísmico	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos, segundo x	Nº Ramos, segundo y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P27	4.52	0.090	0.196	2	10	0.598	25	0.095	0.71	0.43	0.078	-0.008	0.000	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P29	4.52	0.090	0.098	2	8	0.551	20	0.095	0.71	0.39	0.070	-0.017	-0.001	0.000	6	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.95	2.47	2.35
P16	4.52	0.090	0.140	2	14	0.696	20	0.095	0.71	0.50	0.103	0.013	0.001	0.000	8	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	1.05	2.24	2.35
P2	4.52	0.183	0.090	8	2	0.600	16	0.095	0.70	0.42	0.093	0.006	0.000	0.000	2	5	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	0.8	2.94	2.35
P5	4.52	0.100	0.090	8	2	0.637	20	0.095	0.71	0.45	0.073	-0.012	-0.001	0.000	2	5	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	1	2.35	2.35
P7	4.52	0.196	0.090	10	2	0.598	16	0.095	0.71	0.43	0.056	-0.029	-0.001	-0.001	2	6	0.28	0.28	0.003	0.002	OK	1.05	2.24	2.35
P38	4.52	0.090	0.177	2	6	0.582	20	0.095	0.68	0.40	0.113	0.026	0.001	0.001	4	2	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.6	3.92	0.6
P40	4.52	0.090	0.106	2	10	0.707	20	0.095	0.68	0.48	0.061	-0.022	-0.001	-0.001	6	2	0.28	0.28	0.003	0.003	OK	0.6	3.92	0.6
P6	4.52	0.126	0.090	5	2	0.694	16	0.128	0.72	0.50	0.088	-0.007	0.000	0.000	2	6	0.28	0.28	0.001	0.002	OK	0.7	3.36	0.7

Anexo 8 - armadura Pilares Secundários - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																								
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}							
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido V _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Piso	Seção	N _{ed,min} (kN)	M _{ed} -M ₂ (kNm)	M _{ed} -M ₁ (kNm)	M _{red} (kNm)	M _{red} (kNm)	Verificação	Piso	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	M _{red} reduzido (kNm)	M _{red} reduzido (kNm)
P20	0	0.26	0.95	2002	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1277	50	138	513.83	189.92	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1230.00	353.82	131.36
	1	0.26	0.95	1572	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1253	-34	-26	509.73	188.80	OK	1	Base	Elusism o+TA	-957.00	312.76	120.20
P21	0	0.26	0.95	2035	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1265.00	39	144	511.78	189.36	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1218.00	355.40	131.80
	1	0.26	0.95	1572	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1241.00	-23	-9	507.52	188.23	OK	1	Base	Elusism o+TA	-1218.00	352.25	130.93
P22	0	0.26	0.95	2032	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1268.00	27	150	512.29	189.50	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1229.00	356.81	132.16
	1	0.26	0.95	1608	0.33	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1243.00	-13	-13	507.90	188.33	OK	1	Base	Elusism o+TA	-980.00	353.69	131.33
P23	0	0.26	0.95	2025	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1260.00	19	154	552.93	189.13	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1235.00	386.93	154.81
	1	0.26	0.95	1591	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1235.00	-5	-20	548.43	187.96	OK	1	Base	Elusism o+TA	-1234.00	383.77	153.98
P24	0	0.26	0.95	2025	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1274.00	7	173	555.32	189.78	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1237.00	384.16	137.26
	1	0.26	0.95	2025	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1249.00	5	-45	551.05	188.61	OK	1	Base	Elusism o+TA	-977.00	335.54	118.38
P25	0	0.26	0.95	2008	0.41	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1256.00	-3	181	552.24	188.94	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1209.00	380.49	130.61
	1	0.26	0.95	1561	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1231.00	14	-67	547.68	187.71	OK	1	Base	Elusism o+TA	-945.00	340.27	119.66
P26	0	0.26	0.95	2053	0.42	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1279.00	-16	146	556.18	190.02	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1212.00	381.30	130.81
	1	0.26	0.95	1578	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1255.00	27	-39	552.07	188.89	OK	1	Base	Elusism o+TA	-937.00	338.95	119.30
P9	0	0.70	0.45	1730	0.27	OK	6.3	10 Ø 16 + 2Ø12	22.37	OK	0	Base	-1063.00	375	8	385.73	452.08	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-960.00	258.91	299.16
	1	0.70	0.45	1227	0.19	OK	6.3	10 Ø 16 + 2Ø12	22.37	OK	0	Topo	-1032.00	-214	9	380.99	444.68	OK	1	Base	Elusism o+TA	-685.00	228.29	251.47
P10	0	0.45	0.45	1629	0.40	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Base	-1006.00	89	2	204.26	204.26	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-986.00	141.74	141.74
	1	0.45	0.45	1578	0.39	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Topo	-986.00	-54	19	202.49	202.49	OK	1	Base	Elusism o+TA	-937.00	138.51	138.51
P11	0	0.45	0.45	1644	0.41	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Base	-1018.00	63	6	205.33	205.33	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1018.00	143.73	143.73
	1	0.45	0.45	967	0.24	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Topo	-998.00	-33	16	203.55	203.55	OK	1	Base	Elusism o+TA	-597.00	108.49	108.49
P12	0	0.45	0.45	1643	0.41	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Base	-1020.00	37	10	205.33	205.33	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1020.00	143.73	143.73
	1	0.45	0.45	960	0.24	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Topo	-1000.00	-11	14	203.55	203.55	OK	1	Base	Elusism o+TA	-596.00	108.49	108.49
P13	0	0.45	0.45	1625	0.40	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Base	-1011.00	63	6	204.70	204.70	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-985.00	141.68	141.68
	1	0.45	0.45	953	0.24	OK	4.05	8 Ø 10	6.28	OK	0	Topo	-991.00	-33	16	202.93	202.93	OK	1	Base	Elusism o+TA	-588.00	107.51	107.51
P14	0	0.70	0.45	1867	0.30	OK	6.3	10 Ø 10	7.85	OK	0	Base	-1238.00	-104	7	274.33	403.30	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1079.00	177.77	260.07
	1	0.70	0.45	1334	0.21	OK	6.3	10 Ø 10	7.85	OK	0	Topo	-1207.00	30	-21	270.89	397.94	OK	1	Base	Elusism o+TA	-783.00	145.46	209.80

Anexo 8 - armadura Pilares Secundários - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$								Armadura Transversal				Bielas comprimidas						
	Comp. Zona maciça laje em x	Comp. Zona maciça laje em y	$M_{Reat,Total}$ (kNm)	$M_{Reaj,Total}$ (kNm)	$M_{Reat,Laje}$ (kNm)	$M_{Reaj,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Secção	$N_{Ed,max}$ (kN)	M_{Reat} (kNm)	M_{Reaj} (kNm)	Compr. Livre l_0 (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermédia	Núcleo Betão $b_p \times h_p$ (m)	Núcleo Betão $h_{p,y}$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	Verificação	
									Base																
P20	2.50	3.00	222.19	100.62	280.00	131.00	OK	0	Base	-1330.00	522.70	192.31	3.30	128.21	348.46	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.56	7.28	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1305.00	518.62	191.23	3.30	127.49	345.75	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.73	4.87							OK
P21	2.50	3.00	235.88	105.09	280.00	131.00	OK	0	Base	-1307.00	522.90	192.31	3.30	128.21	348.60	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.56	7.28	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1305.00	518.62	191.23	3.30	127.49	345.75	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.74	4.87							OK
P22	2.50	3.00	236.83	105.39	280.00	131.00	OK	0	Base	-1333.00	523.16	192.44	3.30	128.29	348.77	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.57	7.29	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1309.00	519.31	191.42	3.30	127.61	346.21	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.74	4.87							OK
P23	2.50	3.00	256.90	123.52	280.00	131.00	OK	0	Base	-1326.00	564.05	224.20	3.30	149.47	376.04	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	16.98	8.49	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1301.00	559.94	223.12	3.30	148.75	373.29	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	10.50	5.25							OK
P24	2.50	3.00	239.90	102.25	280.00	131.00	OK	0	Base	-1340.00	224.20	559.94	3.30	373.29	149.47	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	42.40	21.20	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1315.00	223.12	0.00	3.30	0.00	148.75	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	4.17	2.09							OK
P25	2.50	3.00	240.25	100.11	280.00	131.00	OK	0	Base	-1392.00	574.23	194.90	3.30	129.93	382.82	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.76	7.38	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1298.00	559.43	190.90	3.30	127.27	372.95	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	10.69	5.35							OK
P26	2.50	3.00	240.09	100.04	280.00	131.00	OK	0	Base	-1378.00	572.07	194.34	3.30	129.56	381.38	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	14.72	7.36	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								0	Topo	-1353.00	568.21	193.28	3.30	128.86	378.81	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	10.65	5.33							OK
P9	3.00	3.00	162.40	183.54	164.00	206.66	OK	0	Base	-1237.00	407.94	487.16	3.75	285.80	239.33	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	10.98	5.49	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
								0	Topo	-1206.00	404.50	481.80	3.75	282.65	237.30	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	14.74	7.37							OK
P10	2.50	2.50	112.10	112.10	146.10	146.10	OK	0	Base	-1055.00	208.37	208.37	3.75	122.25	122.25	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.53	3.76	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
								0	Topo	-1035.00	206.75	206.75	3.75	121.30	121.30	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.53	3.76							OK
P11	2.50	2.50	100.89	100.89	146.10	146.10	OK	0	Base	-1065.00	209.18	209.18	3.75	122.72	122.72	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.56	3.78	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
								0	Topo	-1045.00	207.56	207.56	3.75	121.77	121.77	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.56	3.78							OK
P12	2.50	2.50	100.89	100.89	146.10	146.10	OK	0	Base	-1064.00	209.18	209.18	3.75	122.72	122.72	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.56	3.78	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
								0	Topo	-1044.00	207.56	207.56	3.75	121.77	121.77	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.56	3.78							OK
P13	2.50	2.50	99.67	99.67	146.10	146.10	OK	0	Base	-1055.00	208.37	208.37	3.75	122.25	122.25	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	7.53	3.76	0.38	0.38	0.42	0.42	986	986	OK
								0	Topo	-1034.00	206.67	206.67	3.75	121.25	121.25	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	7.53	3.76							OK
P14	3.00	3.00	107.75	156.62	146.10	206.66	OK	0	Base	-1268.00	277.64	408.45	3.75	239.62	162.88	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.21	4.60	0.63	0.38	0.67	0.42	1580	1534	OK
								0	Topo	-1237.00	274.22	403.13	3.75	236.50	160.88	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	10.03	5.02							OK

Anexo 8 - armadura Pilares Secundários - Bloco A - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico					
	$\mu\phi x$	b_{lx} (m)	b_{ly} (m)	N_{ox}	N_{oy}	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	N_{ed} Máx. sismico (Kn)	Esf. Nominal Reduzido sísmico V_{ed}	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx}, \rho_{wy})$	Nº Ramos.x	Nº Ramos.y	A_{sx} (cm ²)	A_{sy} (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adiado	
P20	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1330.00	0.27	0.188	0.009	0.004	7	2	0.50	0.50	0.005	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P21	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1307.00	0.26	0.184	0.008	0.004	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P22	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1333.00	0.27	0.189	0.009	0.004	7	2	0.50	0.50	0.005	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P23	5.3	0.080	0.142	4	12	0.733	10	0.080	0.75	0.55	1326.00	0.27	0.166	0.008	0.004	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P24	5.3	0.080	0.142	4	12	0.733	10	0.080	0.75	0.55	1340.00	0.27	0.169	0.008	0.004	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P25	5.3	0.080	0.142	4	12	0.733	10	0.080	0.75	0.55	1392.00	0.28	0.178	0.008	0.004	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P26	5.3	0.080	0.142	4	12	0.733	10	0.080	0.75	0.55	1378.00	0.28	0.175	0.008	0.004	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.47	0.95
P9	5.3	0.150	0.175	8	4	0.789	16	0.128	0.75	0.59	1237.00	0.20	0.077	0.004	0.002	2	4	0.50	0.50	0.002	0.002	OK	0.7	5.36	0.7
P10	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	10	0.080	0.80	0.57	1055.00	0.26	0.125	0.006	0.003	2	2	0.50	0.50	0.003	0.003	OK	0.63	8.33	0.625
P11	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	10	0.080	0.80	0.57	1065.00	0.26	0.127	0.006	0.003	2	2	0.50	0.50	0.003	0.003	OK	0.63	8.33	0.625
P12	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	10	0.080	0.80	0.57	1064.00	0.26	0.126	0.006	0.003	2	2	0.50	0.50	0.003	0.003	OK	0.63	8.33	0.625
P13	5.3	0.175	0.175	4	4	0.717	10	0.080	0.80	0.57	1055.00	0.26	0.125	0.006	0.003	2	2	0.50	0.50	0.003	0.003	OK	0.63	8.33	0.625
P14	5.3	0.200	0.175	6	4	0.748	10	0.080	0.84	0.63	1268.00	0.20	0.076	0.003	0.002	4	2	0.28	0.50	0.004	0.002	OK	0.7	5.36	0.7

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																								
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}							
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido V _d	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Piso	Seção	N _{Ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Ed,x} (kNm)	M _{Ed,y} (kNm)	Verificação	Piso	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	M _{Ed,x} sísmico (kNm)	M _{Ed,y} sísmico (kNm)
P20	1	0.26	0.95	1572	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-992	-3	-67	454.98	173.94	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-939.00	309.80	119.39
	2	0.26	0.95	1041	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-973	-16	-17	450.56	172.74	OK	2	Base	Elusism o+TA	-634.00	242.65	101.16
P21	1	0.26	0.95	1610	0.33	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-990.00	7	29	454.52	173.81	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-958.00	312.93	120.24
	2	0.26	0.95	1064	0.22	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-972.00	2	48	450.33	172.67	OK	2	Base	Elusism o+TA	-645.00	245.24	101.85
P22	1	0.26	0.95	1608	0.33	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-989.00	6	41	454.29	173.75	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-961.00	313.42	120.38
	2	0.26	0.95	1062	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-970.00	4	-47	449.86	172.54	OK	2	Base	Elusism o+TA	-652.00	246.86	102.30
P23	1	0.26	0.95	1591	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-975.00	6	37	493.14	172.86	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-956.00	342.08	120.15
	2	0.26	0.95	1045	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-956.00	6	-60	488.68	171.64	OK	2	Base	Elusism o+TA	-640.00	273.67	101.54
P24	1	0.26	0.95	1603	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-984.00	7	12	495.24	173.43	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-958.00	342.41	125.39
	2	0.26	0.95	1066	0.22	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-965.00	7	-33	490.80	172.22	OK	2	Base	Elusism o+TA	-650.00	275.99	102.17
P25	1	0.26	0.95	1561	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-991.00	-8	-96	496.85	173.87	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-928.00	337.47	118.89
	2	0.26	0.95	1036	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-973.00	-5	-15	492.67	172.74	OK	2	Base	Elusism o+TA	-629.00	271.07	100.83
P26	1	0.26	0.95	1578	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-937.00	3	-51	484.22	170.42	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-919.00	335.89	118.48
	2	0.26	0.95	1054	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-919.00	14	32	479.84	169.25	OK	2	Base	Elusism o+TA	-628.00	270.84	100.77
P31	1	0.26	0.6	861	0.28	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-515.00	20	-13	184.62	97.56	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-470.00	122.74	65.48
	2	0.26	0.6	585	0.19	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Topo	-503.00	-7	17	182.16	96.50	OK	2	Base	Elusism o+TA	-330.00	101.79	56.39
P32	1	0.26	0.6	811	0.26	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-460.00	13	16	173.27	92.65	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-448.00	119.54	64.10
	2	0.26	0.6	570	0.18	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Topo	-448.00	1	4	170.78	91.57	OK	2	Base	Elusism o+TA	-331.00	101.96	56.46

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal			Bielas comprimidas									
	Comp. Zona maciça laje em x	Comp. Zona maciça laje em y	$M_{Reac,Total}$ (kNm)	$M_{Rdy,Total}$ (kNm)	$M_{Reac,Laje}$ (kNm)	$M_{Rdy,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Seção	$N_{Ed,max}$ (kN)	M_{Edx} (kNm)	M_{Edy} (kNm)	Compr. Livre l_{ef} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica		Zona Intermédia	Núcleo Betão b,x (m)	Núcleo Betão h,y (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação
																$A_{s,x}$ (cm^2/m)	$A_{s,y}$ (cm^2/m)								
P20	2.50	3.00	184.15	88.22	207.00	131.00	OK	1	Base	-1007.00	458.43	174.88	2.95	130.42	341.88	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.81	7.41	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-989.00	454.29	173.75	2.95	129.57	338.79	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	9.55	4.77							
P21	2.50	3.00	186.05	88.84	207.00	131.00	OK	1	Base	-1030.00	463.72	176.32	2.95	131.50	345.83	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.94	7.47	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-1012.00	459.58	175.20	2.95	130.65	342.74	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	9.66	4.83							
P22	2.50	3.00	186.76	89.07	207.00	131.00	OK	1	Base	-1029.00	463.49	176.26	2.95	131.45	345.66	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.93	7.47	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-1011.00	459.35	175.13	2.95	130.61	342.57	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	9.65	4.83							
P23	2.50	3.00	205.25	88.67	207.00	131.00	OK	1	Base	-1018.00	503.07	175.57	2.95	130.94	375.17	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.87	7.44	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-999.00	498.70	174.38	2.95	130.04	371.91	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.48	5.24							
P24	2.50	3.00	206.13	91.03	207.00	131.00	OK	1	Base	-1026.00	504.91	176.08	2.95	131.31	376.54	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.91	7.46	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-1008.00	500.77	174.94	2.95	130.47	373.45	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.52	5.26							
P25	2.50	3.00	202.85	87.89	207.00	131.00	OK	1	Base	-1006.00	500.31	174.82	2.95	130.37	373.11	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.81	7.40	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-988.00	496.16	173.68	2.95	129.53	370.02	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.42	5.21							
P26	2.50	3.00	202.24	87.70	207.00	131.00	OK	1	Base	-1039.00	507.86	176.88	2.95	131.91	378.75	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.98	7.49	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								1	Topo	-1021.00	503.76	175.76	2.95	131.08	375.68	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.58	5.29							
P31	2.00	2.65	84.73	60.94	85.54	126.62	OK	1	Base	-586.00	197.92	103.26	2.95	77.01	147.60	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	8.75	4.37	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
								1	Topo	-574.00	196.02	102.45	2.95	76.40	146.18	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	6.68	3.34							
P32	2.00	2.65	83.58	60.28	85.54	126.62	OK	1	Base	-545.00	190.72	100.20	2.95	74.73	142.23	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	8.49	4.24	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
								1	Topo	-533.00	188.29	99.15	2.95	73.94	140.42	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	6.43	3.22							

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																		Comprimento crítico						
	$\mu_{\phi x}$	$b_{x,k}$ (m)	$b_{y,k}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Dímetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	N_{ed} Máx. sísmico (Kn)	Est. Normal Reduzido sísmico V_d	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx}; \rho_{wy})$	Nº Ramos. x	Nº Ramos. y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P20	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1007.00	0.20	0.125	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P21	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1030.00	0.21	0.130	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P22	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1029.00	0.21	0.129	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P23	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1018.00	0.21	0.127	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P24	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1026.00	0.21	0.129	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P25	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1006.00	0.20	0.125	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P26	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1039.00	0.21	0.131	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P31	5.3	0.080	0.125	4	8	0.751	10	0.080	0.73	0.55	586.00	0.19	0.098	0.005	0.002	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.6	4.92	0.6
P32	5.3	0.080	0.125	4	8	0.751	10	0.080	0.73	0.55	545.00	0.17	0.087	0.004	0.002	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.6	4.92	0.6

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																								
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}							
		Em x	Em y	N _{Ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido η_d	Verificação	As _{Ed,min} (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)	Verificação	Piso	Seção	N _{Ed,min} (kN)	Med _x -M ₃ (kNm)	Med _y -M ₂ (kNm)	M _{Req} (kNm)	M _{Res} (kNm)	Verificação	Piso	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	M _{Req,metuzão} (kNm)	M _{Req,metuzão} (kNm)
P20	2	0.26	0.95	1041	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	2	Base	-655	-5	-59	353.65	146.41	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-615.00	238.16	99.93
	3	0.26	0.95	526	0.11	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	2	Topo	-637	-9	6	347.65	144.78	OK	3	Base	Elusism o+TA	-321.00	164.16	81.26
P21	2	0.26	0.95	1063	0.22	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	2	Base	-990.00	7	29	454.52	173.81	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-958.00	312.93	120.24
	3	0.26	0.95	537	0.11	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	2	Topo	-972.00	2	48	450.33	172.67	OK	3	Base	Elusism o+TA	-645.00	245.24	101.85
P22	2	0.26	0.95	1608	0.33	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-989.00	6	41	454.29	173.75	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-961.00	313.42	120.38
	3	0.26	0.95	1062	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-970.00	4	-47	449.86	172.54	OK	3	Base	Elusism o+TA	-652.00	246.86	102.30
P23	2	0.26	0.95	1591	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-975.00	6	37	493.14	172.86	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-956.00	342.08	120.15
	3	0.26	0.95	1045	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-956.00	6	-60	488.68	171.64	OK	3	Base	Elusism o+TA	-640.00	273.67	101.54
P24	2	0.26	0.95	1603	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-984.00	7	12	495.24	173.43	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-958.00	342.41	125.39
	3	0.26	0.95	1066	0.22	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-965.00	7	-33	490.80	172.22	OK	3	Base	Elusism o+TA	-650.00	275.99	102.17
P25	2	0.26	0.95	1561	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-991.00	-8	-96	496.85	173.87	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-928.00	337.47	118.89
	3	0.26	0.95	1036	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-973.00	-5	-15	492.67	172.74	OK	3	Base	Elusism o+TA	-629.00	271.07	100.83
P26	2	0.26	0.95	1578	0.32	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-937.00	3	-51	484.22	170.42	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-919.00	335.89	118.48
	3	0.26	0.95	1054	0.21	OK	4.94	14 Ø 10	10.99	OK	1	Topo	-919.00	14	32	479.84	169.25	OK	3	Base	Elusism o+TA	-628.00	270.84	100.77
P31	2	0.26	0.6	861	0.28	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-515.00	20	-13	184.62	97.56	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-470.00	122.74	65.48
	3	0.26	0.6	585	0.19	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Topo	-503.00	-7	17	182.16	96.50	OK	3	Base	Elusism o+TA	-330.00	101.79	56.39
P32	2	0.26	0.6	811	0.26	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-460.00	13	16	173.27	92.65	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-448.00	119.54	64.10
	3	0.26	0.6	570	0.18	OK	3.12	12 Ø 10	9.42	OK	1	Topo	-448.00	1	4	170.78	91.57	OK	3	Base	Elusism o+TA	-331.00	101.96	56.46

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal		Bielas comprimidas										
	Comp. Zona maciça laje em x	Comp. Zona maciça laje em y	$M_{Req,Totais}$ (kNm)	$M_{Req,Totais}$ (kNm)	$M_{Req,Laje}$ (kNm)	$M_{Req,y,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Seção	$N_{Ed,max}$ (kN)	M_{Req} (kNm)	M_{Req} (kNm)	Compri. Livre L_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermedia	Núcleo Betão $b_p \cdot x$ (m)	Núcleo Betão $b_p \cdot y$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	Verificação	
																									$A_{s,x}$ (cm^2/m)
P20	2.50	3.00	134.11	72.48	146.00	131.00	OK	2	Base	-665.00	353.65	146.41	2.95	109.19	263.74	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	12.40	6.20	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-647.00	351.00	145.69	2.95	108.65	261.76	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	7.37	3.68							OK
P21	2.50	3.00	186.05	88.84	207.00	131.00	OK	2	Base	-1030.00	463.72	176.32	2.95	131.50	345.83	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.94	7.47	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-1012.00	459.58	175.20	2.95	130.65	342.74	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	9.66	4.83							OK
P22	2.50	3.00	186.76	89.07	207.00	131.00	OK	2	Base	-1029.00	463.49	176.26	2.95	131.45	345.66	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.93	7.47	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-1011.00	459.35	175.13	2.95	130.61	342.57	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	9.65	4.83							OK
P23	2.50	3.00	205.25	88.67	207.00	131.00	OK	2	Base	-1018.00	503.07	175.57	2.95	130.94	375.17	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.87	7.44	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-999.00	498.70	174.38	2.95	130.04	371.91	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.48	5.24							OK
P24	2.50	3.00	206.13	91.03	207.00	131.00	OK	2	Base	-1026.00	504.91	176.08	2.95	131.31	376.54	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.91	7.46	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-1008.00	500.77	174.94	2.95	130.47	373.45	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.52	5.26							OK
P25	2.50	3.00	202.85	87.89	207.00	131.00	OK	2	Base	-1006.00	500.31	174.82	2.95	130.37	373.11	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.81	7.40	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-988.00	496.16	173.68	2.95	129.53	370.02	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.42	5.21							OK
P26	2.50	3.00	202.24	87.70	207.00	131.00	OK	2	Base	-1039.00	507.86	176.88	2.95	131.91	378.75	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.98	7.49	0.19	0.88	0.23	0.92	1129	1256	OK
								2	Topo	-1021.00	503.76	175.76	2.95	131.08	375.68	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	10.58	5.29							OK
P31	2.00	2.65	84.73	60.94	85.54	126.62	OK	2	Base	-586.00	197.92	103.26	2.95	77.01	147.60	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	8.75	4.37	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
								2	Topo	-574.00	196.02	102.45	2.95	76.40	146.18	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	6.68	3.34							OK
P32	2.00	2.65	83.58	60.28	85.54	126.62	OK	2	Base	-545.00	190.72	100.20	2.95	74.73	142.23	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	8.49	4.24	0.19	0.53	0.23	0.57	712.8	775.6	OK
								2	Topo	-533.00	188.29	99.15	2.95	73.94	140.42	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	6.43	3.22							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco A - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico					
	$\mu\phi x$	$b_{1,x}$ (m)	$b_{1,y}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	N_{ed} Máx. sismico (Kt)	Esf. Normal Reduzido sísmico	$W_{red,min}$	ρ_w	$min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos.x	Nº Ramos.y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P20	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	665.00	0.13	0.058	0.003	0.001	6	2	0.28	0.28	0.002	0.004	OK	0.95	3.11	0.95
P21	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1030.00	0.21	0.130	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P22	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1029.00	0.21	0.129	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P23	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1018.00	0.21	0.127	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P24	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1026.00	0.21	0.129	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P25	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1006.00	0.20	0.125	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P26	5.3	0.080	0.180	4	10	0.652	10	0.080	0.75	0.49	1039.00	0.21	0.131	0.006	0.003	6	2	0.50	0.50	0.004	0.007	OK	0.95	3.11	0.95
P31	5.3	0.080	0.125	4	8	0.751	10	0.080	0.73	0.55	586.00	0.19	0.098	0.005	0.002	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.6	4.92	0.6
P32	5.3	0.080	0.125	4	8	0.751	10	0.080	0.73	0.55	545.00	0.17	0.087	0.004	0.002	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.6	4.92	0.6

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																								
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}							
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (kN)	Esforço Normal Reduzido ν_d	Verificação	As _{min} (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Piso	Seção	N _{ed,min} (kN)	M _{ed} -M ₃ (kNm)	M _{ed} -M ₂ (kNm)	M _{ed} (kNm)	M _{ed} (kNm)	Verificação	Piso	Seção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	M _{ed,realiz} (kNm)
P28	0	0.26	1.15	2313	0.39	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1501	34	179	679.02	205.91	OK	0	Base	Elusism o+TA	-1463.00	470.78	143.01
	1	0.26	1.15	1695	0.28	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1471	35	20	674.21	204.64	OK	1	Base	Elusism o+TA	-1148.00	422.95	131.25
P17	0	1.25	0.26	2184	0.34	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK	0	Base	-1730.00	210	15	213.97	860.83	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1697.00	373.67	597.38
	1	1.25	0.26	1606	0.25	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK	0	Topo	-1697.00	71	6	212.43	853.40	OK	1	Base	Elusism o+TA	-1306.00	358.97	523.51
P6	0	0.70	0.40	2044	0.37	OK	5.6	12 Ø 10	9.42	OK	0	Base	-1560.00	177	17	274.34	433.06	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1556.00	191.86	302.82
	1	0.70	0.40	1127	0.20	OK	5.6	12 Ø 10	9.42	OK	0	Topo	-1532.00	37	29	272.52	429.88	OK	1	Base	Elusism o+TA	-1528.00	190.59	300.60
P48	0	1.05	0.26	1636	0.30	OK	5.46	14 Ø 10	10.99	OK	0	Base	-1204.00	18	341	167.69	571.53	OK	0	Topo	Elusism o+TA	-1177.00	116.24	395.42
	1	1.05	0.26	629	0.12	OK	5.46	14 Ø 10	10.99	OK	0	Topo	-1177.00	52	-1	166.06	713.89	OK	1	Base	Elusism o+TA	-577.00	81.65	255.56

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$							Armadura Transversal		Bielas comprimidas									
	Comp. Zona maciça laje em x	Comp. Zona maciça laje em y	$M_{Req,Totais}$ (kNm)	$M_{Req,Totais}$ (kNm)	$M_{Req,Laje}$ (kNm)	$M_{Req,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Seção	$N_{Ed,max}$ (kN)	M_{Req} (kNm)	M_{Req} (kNm)	Compri. Livre L_{ei} (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica	Zona Intermedia	Núcleo Betão $b_p \cdot x$ (m)	Núcleo Betão $b_p \cdot y$ (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	Verificação	
																									Base
P28	2.50	3.20	279.29	109.70	280.00	164.00	OK	0	Base	-1581.00	691.83	209.05	3.75	122.64	405.88	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	13.93	6.96	0.19	1.08	0.23	1.12	1366	1531	OK
								0	Topo	-1551.00	687.31	207.93	3.75	121.99	403.22	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	9.30	4.65							OK
P17	3.30	2.65	276.47	339.66	280.00	347.00	OK	0	Base	-1828.00	539.12	880.83	3.75	516.75	316.28	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	10.87	5.43	1.18	0.19	1.22	0.23	1668	1485	OK
								0	Topo	-1796.00	537.92	874.34	3.75	512.95	315.58	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	35.92	17.96							OK
P6	3.00	2.50	152.98	201.14	162.00	216.00	OK	0	Base	-1615.00	277.63	438.85	3.75	257.46	162.88	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	9.89	4.95	0.63	0.33	0.67	0.37	1404	1349	OK
								0	Topo	-1587.00	276.03	436.04	3.75	255.81	161.94	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.40	5.70							OK
P48	3.00	2.50	79.16	216.99	184.00	217.00	OK	0	Base	-1218.00	168.52	574.86	3.75	337.25	98.86	$A_{s,x}$ (cm ² /m)	8.49	4.25	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
								0	Topo	-1191.00	166.92	568.36	3.75	333.44	97.93	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	11.23	5.61							OK

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 0

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																			Comprimento crítico					
	$\mu\phi_x$	$b_{1,x}$ (m)	$b_{1,y}$ (m)	$N_{o,x}$	$N_{o,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão (mm)	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	N_{ed} Máx. sismico (kN)	Esf. Normal Reduzido sísmico V_d	$W_{red,min}$	ρ_w	$min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos.x	Nº Ramos.y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação $\rho_{w,min}$	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P28	4.52	0.090	0.196	2	10	0.635	10	0.080	0.76	0.48	1581.00	0.26	0.148	0.007	0.003	6	2	0.50	0.28	0.003	0.004	OK	1.15	3.26	1.15
P17	4.52	0.196	0.090	12	4	0.633	10	0.080	0.76	0.48	1828.00	0.28	0.162	0.007	0.004	2	8	0.50	0.50	0.007	0.004	OK	1.25	3.00	1.25
P6	4.52	0.158	0.165	8	4	0.753	10	0.080	0.82	0.62	1615.00	0.29	0.110	0.005	0.003	2	5	0.50	0.28	0.004	0.003	OK	0.7	5.36	0.7
P48	4.52	0.196	0.090	10	2	0.598	10	0.080	0.76	0.45	1218.00	0.22	0.121	0.006	0.003	2	6	0.28	0.50	0.004	0.004	OK	1.05	3.57	1.05

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}								
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido v _r	Verificação	As, min (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Piso	Secção	N _{ed,min} (kN)	M _{ed} -M ₃ (kNm)	M _{ed} -M ₂ (kNm)	M _{ed} (kNm)	M _{ed,y} (kNm)	Verificação	Piso	Secção	Combinação	N _{ed,min} (kN)	M _{ed,reduzido} (kNm)	M _{ed,y,reduzido} (kNm)
P28	1	0.26	1.15	1666	0.28	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-1148	65	50	557.68	187.49	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-1126.00	386.48	130.29	
	2	0.26	1.15	1129	0.19	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK	2	Base	-1126	32	80	552.11	186.13	OK	2	Base	Elusism o+TA	-769.00	306.10	110.53	
P17	1	1.25	0.26	1574	0.24	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK	1	Base	-1306.00	124	25	512.82	747.87	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-1282.00	357.92	518.36	
	2	1.25	0.26	1096	0.17	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK	2	Base	-1282.00	73	14	511.31	740.52	OK	2	Base	Elusism o+TA	-904.00	337.10	413.31	
P6	1	0.70	0.40	1127	0.20	OK	5.6	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-984.00	56	-3	223.67	344.05	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-984.00	156.57	240.84	
	2	0.70	0.40	562	0.10	OK	5.6	12 Ø 10	9.42	OK	2	Base	-963.00	44	56	220.83	339.09	OK	2	Base	Elusism o+TA	-443.00	101.90	145.60	
P48	1	1.05	0.26	640	0.12	OK	5.46	14 Ø 10	10.99	OK	1	Base	-577.00	95	39	116.65	365.09	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-557.00	80.25	250.02	
											2	Base	-557.00	-12	3	114.64	357.17	OK	2	Base	Elusism o+TA	0.00	0.00	0.00	
P39	1	0.26	0.75	937	0.24	OK	3.9	12 Ø 10	9.42	OK	1	Base	-654.00	68	25	272.00	102.99	OK	1	Topo	Elusism o+TA	-640.00	187.89	77.42	
	2	0.26	0.75	627	0.16	OK	3.9	12 Ø 10	9.42	OK	2	Base	-640.00	30	54	268.41	101.75	OK	2	Base	Elusism o+TA	-442.00	151.58	64.84	

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje							Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$						Armadura Transversal		Bielas comprimidas									
	Compr. Zona maciça laje em x	Compr. Zona maciça laje em y	$M_{Edx,Totai}$ (kNm)	$M_{Edy,Totai}$ (kNm)	$M_{Rdx,Laje}$ (kNm)	$M_{Rdy,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Secção	$N_{Edi,max}$ (kN)	M_{Edix} (kNm)	M_{Ediy} (kNm)	Compr. Livre L_d (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica		Zona Intermediária							
																A_{sx} (cm ² /m)	A_{sy} (cm ² /m)	b_{sx} (m)	b_{sy} (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	$V_{Rd,max,x}$ (Kn)	$V_{Rd,max,y}$ (Kn)	Verificação	
P28	2.50	3.20	216.43	96.33	217.00	146.00	OK	1	Base	-1217.00	574.62	191.67	2.70	156.18	468.21	A_{sx} (cm ² /m)	17.74	8.87	0.19	1.08	0.23	1.12	1366	1531	OK
								1	Topo	-1195.00	569.35	190.37	2.70	155.12	463.92	A_{sy} (cm ² /m)	10.73	5.37							
P17	3.35	2.65	262.27	278.11	280.00	280.00	OK	1	Base	-1376.00	517.12	768.96	2.70	626.56	421.35	A_{sx} (cm ² /m)	13.18	6.59	1.18	0.19	1.22	0.23	1668	1485	OK
								1	Topo	-1352.00	515.65	761.79	2.70	620.72	420.16	A_{sy} (cm ² /m)	47.86	23.93							
P6	3.00	2.50	103.39	128.81	127.00	146.00	OK	1	Base	-1037.00	229.96	355.20	2.70	289.42	187.37	A_{sx} (cm ² /m)	11.12	5.56	0.63	0.33	0.67	0.37	1404	1349	OK
								1	Topo	-1016.00	227.74	351.31	2.70	286.26	185.57	A_{sy} (cm ² /m)	13.12	6.56							
P48	3.00	2.50	32.10	83.34	127.00	146.00	OK	0	Base	-585.00	117.45	368.26	2.70	300.06	95.70	A_{sx} (cm ² /m)	7.55	3.78	0.98	0.19	1.02	0.23	1393	1247	OK
								0	Topo	-565.00	115.44	360.34	2.70	293.61	94.06	A_{sy} (cm ² /m)	10.87	5.43							
P39	2.50	3.00	113.16	56.91	126.00	116.00	OK	1	Base	-794.00	301.56	122.03	2.70	99.43	245.72	A_{sx} (cm ² /m)	11.29	5.65	0.19	0.68	0.23	0.72	891	981.6	OK
								1	Topo	-779.00	298.84	121.08	2.70	98.66	243.50	A_{sy} (cm ² /m)	8.78	4.39							

Anexo 8 - Armaduras Pilares - Bloco B - Piso 1

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																				Comprimento crítico				
	$\mu_{\phi x}$	$b_{1,x}$ (m)	$b_{1,y}$ (m)	$N_{ed,x}$	$N_{ed,y}$	α_n	Diâmetro máximo Varão	Espacamento entre Cintas (m)	α_s	α	$N_{ed,elástico}$ (Kn)	Est. Normal Reduzido sísmico γ_{Ed}	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos x	Nº Ramos y	$A_{s,x}$ (cm ²)	$A_{s,y}$ (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação ρ_w	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P28	4.52	0.090	0.196	2	10	0.635	10	0.080	0.76	0.48	1217.00	0.20	0.098	0.004	0.002	6	2	0.50	0.28	0.003	0.004	OK	1.15	2.35	2.7
P17	4.52	0.196	0.090	12	4	0.633	10	0.080	0.76	0.48	1376.00	0.21	0.104	0.005	0.002	2	8	0.28	0.50	0.004	0.004	OK	1.25	2.16	2.7
P6	4.52	0.158	0.165	8	4	0.753	10	0.080	0.82	0.62	1037.00	0.19	0.050	0.002	0.001	2	5	0.28	0.28	0.002	0.003	OK	0.7	3.86	0.7
P48	4.52	0.196	0.090	10	2	0.598	10	0.080	0.76	0.45	585.00	0.11	0.018	0.001	0.000	2	6	0.28	0.28	0.004	0.002	OK	1.05	2.57	2.7
P39	4.52	0.090	0.170	2	8	0.618	10	0.080	0.74	0.46	794.00	0.20	0.103	0.005	0.002	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.75	3.60	0.75

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																										
Pilar	Piso	Dimensões Pilar (m)		Esforço normal reduzido			As, min Adotada (cm ²)			As, m ax	Verificação armadura tendo em conta o momento sísmico condicionante e o N _{Ed,min}						Esforços sísmicos no modelo tendo em conta N _{Ed,min}									
		Em x	Em y	N _{ed} Máx (Kn)	Esforço Normal Reduzido γ_{Ed}	Verificação	As _{min} (cm ²)	As Adotada	Área As (cm ²)		Verificação	Piso	Seção	N _{Ed,min} (kN)	M _{Ed1} -M ₂ (kNm)	M _{Ed2} -M ₃ (kNm)	M _{Ed3} (kNm)	M _{Ed4} (kNm)	M _{Ed5} (kNm)	Verificação	Piso	Seção	Combinação	N _{Ed,min} (kN)	M _{Ed1} ,reduzido (kNm)	M _{Ed2} ,reduzido (kNm)
P28	2	0.26	1.15	1129	0.19	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK	2	Base	-771	35	23	438.01	158.08	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-747.00	300.45	109.13		
	3	0.26	1.15	573	0.10	OK	5.98	14 Ø 10	10.99	OK		Topo	-749	55	94	429.95	156.09	OK	3	Base	Elusism o+TA	-393.00	203.72	84.67		
P17	2	1.25	0.26	1112	0.17	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK	2	Base	-915.00	106	19	482.56	595.25	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-880.00	335.59	405.98		
	3	1.25	0.26	570	0.09	OK	6.5	16 Ø 10	12.56	OK		Topo	-891.00	148	19	480.41	584.78	OK	3	Base	Elusism o+TA	-465.00	305.78	271.06		
P39	2	0.26	0.75	627	0.16	OK	3.9	12 Ø 10	9.42	OK	2	Base	-234.00	22	-8	155.97	71.36	OK	2	Topo	Elusism o+TA	-427.00	74.18	63.81		
	3	0.26	0.75	319	0.08	OK	3.9	12 Ø 10	9.42	OK		Topo	-219.00	48	49	151.28	69.73	OK	3	Base	Elusism o+TA	-230.00	108.30	49.66		

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Laje							Esforços sísmicos no modelo tendo em conta $N_{Ed,max}$							Armadura Transversal			Bielas comprimidas							
	Compr. Zona maciça laje em x	Compr. Zona maciça laje em y	$M_{Res,Totai}$ (kNm)	$M_{ResY,Totai}$ (kNm)	$M_{Res,Laje}$ (kNm)	$M_{ResY,Laje}$ (kNm)	Verificação	Piso	Secção	$N_{Ed,Max}$ (kN)	M_{Resx} (kNm)	M_{Resy} (kNm)	Compr. Livre L_d (m)	$VE_{d,x}$ (kN)	$VE_{d,y}$ (kN)	Zona Crítica		Zona Intermediária	Núcleo Betão b_{lx} (m)	Núcleo Betão h_{ly} (m)	Altura Útil x	Altura Útil y	V_{Rd,max_x} (Kn)	V_{Rd,max_y} (Kn)	Verificação
																$A_{s,x}$ (cm^2/m)	$A_{s,y}$ (cm^2/m)								
P28	2.50	3.20	157.55	77.52	163.00	145.00	OK	2	Base	-807.00	451.15	161.33	2.70	131.45	367.61	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	14.93	7.47	0.19	1.08	0.23	1.12	1366	1531	OK
								2	Topo	-785.00	443.15	159.35	2.70	129.84	361.08	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	8.43	4.21							
P17	3.35	2.65	242.03	202.10	246.00	216.00	OK	2	Base	-956.00	486.25	613.09	2.70	499.55	396.20	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	10.51	5.25	1.18	0.19	1.22	0.23	1668	1485	OK
								2	Topo	-932.00	484.09	602.67	2.70	491.07	394.44	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	45.00	22.50							
P39	2.50	3.00	60.83	45.39	116.00	126.00	OK	2	Base	-527.00	239.10	100.45	2.70	81.85	194.82	$A_{s,x}$ (cm^2/m)	9.30	4.65	0.19	0.68	0.23	0.72	891	981.6	OK
								2	Topo	-512.00	235.17	99.09	2.70	80.74	191.62	$A_{s,y}$ (cm^2/m)	6.96	3.48							

Anexo 8 - armaduras Pilares - Bloco B - Piso 2

Dimensionamento Pilares Secundários																									
Pilar	Armadura de confinamento																				Comprimento crítico				
	$\mu\phi x$	$b_{1,x}$ (m)	$b_{1,y}$ (m)	N_{ox}	N_{oy}	α_n	Diâmetro máximo Varão	Espaçamento entre Cintas (m)	α_s	α	N_{ed} Máx. sismico (Kn)	Est. Normal Reduzido sismico γ_{Rd}	$W_{wd,min}$	ρ_w	$\min(\rho_{wx};\rho_{wy})$	Nº Ramos x	Nº Ramos y	A_{sx} (cm ²)	A_{sy} (cm ²)	ρ_{wx}	ρ_{wy}	Verificação ρ_w	l_{cr} (m)	l_{cr} (m) adotado	
P28	4.52	0.090	0.196	2	10	0.635	10	0.080	0.76	0.48	807.00	0.13	0.040	0.002	0.001	6	2	0.28	0.28	0.002	0.004	OK	1.15	2.35	2.7
P17	4.52	0.196	0.090	12	4	0.633	10	0.080	0.76	0.48	956.00	0.15	0.050	0.002	0.001	2	8	0.28	0.28	0.004	0.002	OK	1.25	2.16	2.7
P39	4.52	0.090	0.170	2	8	0.618	10	0.080	0.74	0.46	527.00	0.14	0.042	0.002	0.001	5	2	0.28	0.28	0.003	0.004	OK	0.75	3.60	0.75

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco A

Dimensionamento Paredes											
Parede	Verificação Esforço Axial reduzido					Armadura Longitudinal entre elementos de Extremidade por face			Altura crítica da parede para 6 pisos		
	Comprimento l_w (m)	Largura (m)	N_{mod} (kN)	v_d	Verificação	$A_{s,v}$ (cm^2/m)	Arm. Adotada	A_s (cm^2/m)	H Total parede acima fundação (m)	Altura livre entre piso (m)	Altura crítica (m)
PA1 - Y	3.70	0.26	1804	0.094	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - Y	3.70	0.26	1093	0.057	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - Y	3.70	0.26	760	0.040	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - Y	3.70	0.26	394	0.020	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - Y	3.70	0.26	1580	0.082	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - Y	3.70	0.26	1163	0.060	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - Y	3.70	0.26	820	0.043	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - Y	3.70	0.26	420	0.022	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - X	3.45	0.26	2190	0.122	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - X	3.45	0.26	771	0.043	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - X	3.45	0.26	289	0.016	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - X	3.45	0.26	151	0.008	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - X	2.60	0.26	902	0.067	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - X	2.60	0.26	624	0.046	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - X	2.60	0.26	408	0.030	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA2 - X	2.60	0.26	214	0.016	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 1	3.52	0.26	802	0.044	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 2	3.52	0.26	1406	0.077	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 1	3.52	0.26	723	0.039	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 2	3.52	0.26	1226	0.067	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 3	1.90	0.26	983	0.099	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 1	3.52	0.26	617	0.034	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 2	3.52	0.26	680	0.037	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 3	1.90	0.26	376	0.038	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 1	3.52	0.26	370	0.020	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 2	3.52	0.26	411	0.022	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA 3	1.90	0.26	174	0.018	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,x	3.62	0.26	2165	0.115	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,y	2.48	0.26	2165	0.168	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,x	3.62	0.26	1647	0.087	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,y	2.48	0.26	1647	0.128	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,x	3.62	0.26	1168	0.062	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,y	2.48	0.26	1168	0.091	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,x	3.62	0.26	660	0.035	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
NU,y	2.48	0.26	660	0.051	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco A

Dimensionamento Paredes																				
Armadura de flexão elementos extremidade												Verificação da armadura adotada				Bielas comprimidas				
Parede	Piso	Combinação	Comp. f_c (m)	Z (m)	N_s sísmico (kN)	Med sísmico (kNm)	$F_{s,v}$ (kN)	$A_{s,v}$ (cm ²)	$A_{s,v}$ adotada	$A_{s,v}$ adotada (cm ²)	Taxa Armadura ρ	Verificação	Armadura total adotada (cm ²)	$A_{s,v \min}$ (cm ² /m)	$A_{s,v \max}$ (cm ² /m)	Verificação	$V_{cálculo}$ sísmico (kN)	$V_{Dimensão}$ (kN)	$V_{Rd,max,y}$ (kN)	Verificação
PA1 - Y	0	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	1683.00	2030.00	1496.34	29.93	10 Ø 20	31.42	0.0201	OK	77.19	19.24	384.8	OK	1056	1584	4528.18	OK
PA1 - Y	1	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	740.00	3598.00	1530.65	30.61	10 Ø 20	31.42	0.0201	OK	77.19	19.24	384.8	OK	1279	1918.5	4528.18	OK
PA1 - Y	2	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	528.00	707.00	492.06	9.84	10 Ø 12	11.31	0.0073	OK	36.97	19.24	384.8	OK	470	705	4528.18	OK
PA1 - Y	3	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	237.00	217.00	188.50	3.77	10 Ø 10	7.85	0.0050	OK	30.05	19.24	384.8	OK	470	705	4528.18	OK
PA2 - Y	0	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	1580.00	700.00	1015.81	20.32	2 Ø 20 + 8 Ø 16	22.36	0.0143	OK	59.07	19.24	384.8	OK	368	552	4528.18	OK
PA2 - Y	1	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	1086.00	1651.00	1075.58	21.51	2 Ø 20 + 8 Ø 16	22.36	0.0143	OK	59.07	19.24	384.8	OK	680	1020	4528.18	OK
PA2 - Y	2	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	585.00	558.00	472.50	9.45	10 Ø 12	11.31	0.0073	OK	36.97	19.24	384.8	OK	429	643.5	4528.18	OK
PA2 - Y	3	ELUSISM O1-TA	0.60	3.10	263.00	447.00	275.69	5.51	10 Ø 10	7.85	0.0050	OK	30.05	19.24	384.8	OK	200	300	4528.18	OK
PA1 - X	0	ELUSISM O1-TA	0.55	2.90	2145.00	5145.00	2846.64	56.93	12 Ø 25	58.9	0.0412	OK	131.29	17.94	358.8	OK	1278	1917	4219.30	OK
PA1 - X	1	ELUSISM O1-TA	0.55	2.90	772.00	3076.00	1446.69	28.93	10 Ø 20	31.42	0.0220	OK	76.329	17.94	358.8	OK	566	849	4219.30	OK
PA1 - X	2	ELUSISM O1-TA	0.55	2.90	286.00	1206.00	558.86	11.18	10 Ø 12	11.31	0.0079	OK	36.109	17.94	358.8	OK	399	598.5	4219.30	OK
PA1 - X	3	ELUSISM O1-TA	0.55	2.90	115.00	441.00	209.57	4.19	10 Ø 10	7.85	0.0055	OK	29.189	17.94	358.8	OK	151	226.5	4219.30	OK
PA2 - X	0	ELUSISM O1-TA	0.40	2.20	834.00	68.00	447.91	8.96	10 Ø 12	11.31	0.0109	OK	32.952	13.52	270.4	OK	81	121.5	3169.11	OK
PA2 - X	1	ELUSISM O1-TA	0.40	2.20	575.00	170.00	364.77	7.30	10 Ø 10	7.85	0.0075	OK	26.032	13.52	270.4	OK	65	97.5	3169.11	OK
PA2 - X	2	ELUSISM O1-TA	0.40	2.20	383.00	138.00	254.23	5.08	8 Ø 10	6.28	0.0060	OK	22.892	13.52	270.4	OK	95	142.5	3169.11	OK
PA2 - X	3	ELUSISM O1-TA	0.40	2.20	214.00	101.00	152.91	3.06	8 Ø 10	6.28	0.0060	OK	22.892	13.52	270.4	OK	112	168	3169.11	OK
PA 1	0	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	780.00	1662.00	949.60	18.99	10 Ø 16	20.11	0.0141	OK	54.111	18.3	366.08	OK	785	1177.5	4305.79	OK
PA 2	0	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	1452.00	197.00	792.33	15.85	8 Ø 16	16.08	0.0112	OK	46.051	18.3	366.08	OK	98	147	4305.79	OK
PA 1	1	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	325.00	1860.00	788.76	15.78	8 Ø 16	16.08	0.0112	OK	46.051	18.3	366.08	OK	945	1417.5	4305.79	OK
PA 2	1	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	1226.00	64.00	634.55	12.69	8 Ø 16	16.08	0.0112	OK	46.051	18.3	366.08	OK	409	613.5	4305.79	OK
PA 3	1	ELUSISM O1-TA	0.40	1.50	665.00	1162.00	1107.17	22.14	8 Ø 20	25.13	0.0242	OK	56.574	9.88	197.6	OK	767	1150.5	2304.24	OK
PA 1	2	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	260.00	672.00	356.26	7.13	8 Ø 12	9.05	0.0063	OK	31.991	18.3	366.08	OK	397	595.5	4305.79	OK
PA 2	2	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	680.00	298.00	440.34	8.81	8 Ø 12	9.05	0.0063	OK	31.991	18.3	366.08	OK	232	348	4305.79	OK
PA 3	2	ELUSISM O1-TA	0.40	1.50	254.00	378.00	379.00	7.58	8 Ø 12	9.05	0.0087	OK	24.414	9.88	197.6	OK	246	369	2304.24	OK
PA 1	3	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	211.00	216.00	178.23	3.56	8 Ø 12	9.05	0.0063	OK	31.991	18.3	366.08	OK	110	165	4305.79	OK
PA 2	3	ELUSISM O1-TA	0.55	2.97	227.00	379.00	241.11	4.82	8 Ø 12	9.05	0.0063	OK	31.991	18.3	366.08	OK	210	315	4305.79	OK
PA 3	3	ELUSISM O1-TA	0.40	1.50	174.00	224.00	236.33	4.73	8 Ø 10	6.28	0.0060	OK	18.874	9.88	197.6	OK	150	225	2304.24	OK
NU,x	0	ELUSISM O1-TA	0.55	3.07	1859.00	14596.00	5683.90	113.68	24 Ø 25	117.8	0.0824	OK	250.06	18.82	376.48	OK	2950	4425	4429.34	OK
NU,y	0	ELUSISM O1-TA	0.40	2.08	1751.00	12956.00	7104.35	71.04	16 Ø 25	78.54	0.0755	OK	166.72	12.9	257.92	OK	2010	3015	3020.85	OK
NU,x	1	ELUSISM O1-TA	0.55	3.07	813.00	3622.00	1586.30	31.73	8 Ø 20 + 4 Ø 16	33.17	0.0232	OK	80.805	18.82	376.48	OK	779	1168.5	4429.34	OK
NU,y	1	ELUSISM O1-TA	0.40	2.08	813.00	5719.00	3156.02	31.56	8 Ø 20 + 4 Ø 16	33.17	0.0319	OK	75.983	12.9	257.92	OK	1535	2302.5	3020.85	OK
NU,x	2	ELUSISM O1-TA	0.55	3.07	596.00	2535.00	1123.73	22.47	12 Ø 16	24.13	0.0169	OK	62.725	18.82	376.48	OK	660	990	4429.34	OK
NU,y	2	ELUSISM O1-TA	0.40	2.08	960.00	1726.00	1309.81	13.10	8 Ø 16	16.08	0.0155	OK	41.803	12.9	257.92	OK	846	1269	3020.85	OK
NU,x	3	ELUSISM O1-TA	0.55	3.07	349.00	864.00	455.93	9.12	10 Ø 12	11.31	0.0079	OK	37.085	18.82	376.48	OK	389	583.5	4429.34	OK
NU,y	3	ELUSISM O1-TA	0.40	2.08	531.00	802.00	651.08	6.51	4 Ø 12 + 4 Ø 10	7.66	0.0074	OK	24.963	12.9	257.92	OK	211	316.5	3020.85	OK

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco A

Dimensionamento Paredes																					
Parede	Armadura Transversal				Armadura de Confinamento elementos de extremidade																
	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ adotada 2 Ramos	$A_{s,y}$ adotada (cm ² /m)	Verificação	μ_p	A_{sv} (cm ²)	w_v	α	αW_{wd}	$\epsilon_{cu2,c}$	μ_u (m)	Comp. f_c (m)	f_c válido (m)	h_0 (m)	α_n	Diâmetro Min. Varões (mm)	s (m)	α_s	α	W_{wd}	A_s (cm ²)
PA1 - Y	11.06	Ø12 // 0.20	11.3	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	0.025	0.0060	0.639	0.2645	0.6	0.54	0.680	20	0.13	0.58	0.39	0.0629	0.167
PA1 - Y	13.40	Ø12 // 0.15	15.08	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	0.007	0.0042	0.452	0.0774	0.6	0.54	0.680	20	0.13	0.58	0.39	0.0184	0.049
PA1 - Y	4.92	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	-0.001	0.0034	0.364	-0.0103	0.6	0.54	0.680	12	0.10	0.68	0.46	-0.0021	-0.004
PA1 - Y	4.92	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	-0.010	0.0025	0.268	-0.1066	0.6	0.54	0.680	10	0.08	0.73	0.50	-0.0201	-0.033
PA2 - Y	3.85	Ø10 // 0.20	7.86	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	0.019	0.0054	0.580	0.2055	0.6	0.54	0.680	16	0.13	0.58	0.40	0.0484	0.126
PA2 - Y	7.12	Ø10 // 0.20	7.86	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	0.009	0.0044	0.470	0.0958	0.6	0.54	0.680	16	0.13	0.58	0.40	0.0225	0.059
PA2 - Y	4.49	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	0.001	0.0036	0.380	0.0055	0.6	0.54	0.680	12	0.10	0.68	0.46	0.0011	0.002
PA2 - Y	2.09	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	14.35	0.032	0.465	-0.009	0.0026	0.275	-0.0998	0.6	0.54	0.680	10	0.08	0.73	0.50	-0.0188	-0.031
PA1 - X	14.37	Ø12 // 0.15	15.08	OK	5.3	13.49	0.033	0.441	0.038	0.0073	0.731	0.3815	0.55	0.49	0.647	25	0.13	0.57	0.37	0.1037	0.260
PA1 - X	6.36	Ø10 // 0.20	7.86	OK	5.3	13.49	0.033	0.441	0.001	0.0036	0.357	0.0081	0.55	0.49	0.647	20	0.13	0.57	0.37	0.0022	0.006
PA1 - X	4.49	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	13.49	0.033	0.441	-0.012	0.0023	0.230	-0.1188	0.55	0.49	0.647	12	0.10	0.67	0.44	-0.0273	-0.051
PA1 - X	1.70	Ø6 // 0.20	2.82	OK	5.3	13.49	0.033	0.441	-0.016	0.0019	0.194	-0.1551	0.55	0.49	0.647	10	0.08	0.72	0.47	-0.0332	-0.051
PA2 - X	1.21	Ø6 // 0.20	2.82	OK	5.3	10.33	0.033	0.343	0.012	0.0047	0.356	0.0924	0.4	0.34	0.490	12	0.10	0.64	0.31	0.0392	0.058
PA2 - X	0.97	Ø6 // 0.25	2.26	OK	5.3	10.33	0.033	0.343	0.003	0.0038	0.282	0.0193	0.4	0.34	0.490	10	0.08	0.70	0.34	0.0075	0.009
PA2 - X	1.42	Ø6 // 0.25	2.26	OK	5.3	10.33	0.033	0.343	-0.005	0.0030	0.226	-0.0376	0.4	0.34	0.490	10	0.08	0.70	0.34	-0.0147	-0.018
PA2 - X	1.68	Ø6 // 0.25	2.26	OK	5.3	10.33	0.033	0.343	-0.012	0.0023	0.175	-0.0886	0.4	0.34	0.490	10	0.08	0.70	0.34	-0.0346	-0.043
PA 1	8.65	Ø10 // 0.175	8.98	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	0.001	0.0036	0.370	0.0137	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	0.0036	0.009
PA 2	1.08	Ø6 // 0.25	2.26	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	0.017	0.0052	0.529	0.1727	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	0.0455	0.113
PA 1	10.41	Ø10 // 0.15	10.48	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	-0.001	0.0034	0.349	-0.0071	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	-0.0019	-0.005
PA 2	4.51	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	0.012	0.0047	0.482	0.1253	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	0.0330	0.082
PA 3	15.81	Ø12 // 0.125	18.1	OK	5.3	6.31	0.028	0.175	0.025	0.0060	0.331	0.1386	0.4	0.34	0.490	20	0.13	0.53	0.26	0.0970	0.195
PA 1	4.37	Ø8 // 0.175	5.74	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	-0.003	0.0032	0.321	-0.0349	0.55	0.49	0.647	12	0.10	0.67	0.44	-0.0079	-0.015
PA 2	2.56	Ø8 // 0.175	5.74	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	-0.002	0.0033	0.338	-0.0184	0.55	0.49	0.647	12	0.10	0.67	0.44	-0.0041	-0.008
PA 3	5.07	Ø8 // 0.175	5.74	OK	5.3	6.31	0.028	0.175	-0.004	0.0031	0.171	-0.0211	0.4	0.34	0.490	12	0.10	0.64	0.31	-0.0122	-0.018
PA 1	1.21	Ø6 // 0.175	3.24	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	-0.010	0.0025	0.256	-0.0999	0.55	0.49	0.647	10	0.08	0.72	0.47	-0.0209	-0.032
PA 2	2.31	Ø6 // 0.175	3.24	OK	5.3	13.89	0.033	0.458	-0.009	0.0026	0.267	-0.0892	0.55	0.49	0.647	10	0.08	0.72	0.47	-0.0187	-0.029
PA 3	3.09	Ø6 // 0.175	3.24	OK	5.3	6.31	0.028	0.175	-0.014	0.0021	0.118	-0.0743	0.4	0.34	0.490	10	0.08	0.70	0.34	-0.0397	-0.049
NU,x	31.59	Ø12 // 0.10	33.93	OK	5.3	14.46	0.033	0.483	0.035	0.0070	0.735	0.3689	0.55	0.49	0.647	25	0.13	0.57	0.37	0.0955	0.240
NU,y	31.58	Ø12 // 0.10	33.93	OK	5.3	9.64	0.033	0.314	0.060	0.0095	0.680	0.4291	0.429	0.37	0.530	25	0.13	0.54	0.29	0.2085	0.442
NU,x	8.34	Ø10 // 0.175	8.98	OK	5.3	14.46	0.033	0.483	0.022	0.0057	0.599	0.2326	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	0.0596	0.147
NU,y	24.12	Ø12 // 0.125	27.15	OK	5.3	9.64	0.033	0.314	0.041	0.0076	0.544	0.2928	0.4	0.34	0.490	16	0.13	0.54	0.26	0.1551	0.307
NU,x	7.07	Ø10 // 0.20	7.86	OK	5.3	14.46	0.033	0.483	0.010	0.0045	0.473	0.1065	0.55	0.49	0.647	16	0.13	0.58	0.37	0.0273	0.067
NU,y	13.29	Ø12 // 0.15	15.08	OK	5.3	9.64	0.033	0.314	0.023	0.0058	0.418	0.1667	0.4	0.34	0.490	16	0.13	0.54	0.26	0.0883	0.175
NU,x	4.17	Ø8 // 0.20	5.02	OK	5.3	14.46	0.033	0.483	-0.003	0.0032	0.339	-0.0272	0.55	0.49	0.647	12	0.10	0.67	0.44	-0.0060	-0.011
NU,y	3.31	Ø6 // 0.15	3.76	OK	5.3	9.64	0.033	0.314	0.005	0.0040	0.284	0.0330	0.4	0.34	0.490	10	0.08	0.70	0.34	0.0135	0.017

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco B

Dimensionamento Paredes											
Parede	Verificação Esforço Axial reduzido					Armadura entre elementos de Extremidade por face			Altura crítica da parede para 6 pisos		
	Comprimento l_w (m)	Largura (m)	N_{mod} (kN)	V_d	Verificação	$A_{s,v}$ (cm ² /m)	Arm. Adotada	A_s (cm ² /m)	H Total parede acima fundação (m)	Altura livre entre piso (m)	Altura crítica (m)
PA1 - x	2.20	0.26	1356	0.119	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - x	2.20	0.26	1024	0.090	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - x	2.20	0.26	689	0.060	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95
PA1 - x	2.20	0.26	347	0.030	OK	2.60	Ø8 // 0.175	2.870	13	2.95	2.95

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco B

Dimensionamento Paredes																				
Armadura de flexão elementos extremidade												Verificação da armadura adotada				Bielas comprimidas				
Parede	Piso	Combinação	Comp. l_c (m)	Z (m)	$N_{s, sismo}$ (kN)	Med s_{sismo} (kNm)	$F_{s,v}$ (kN)	$A_{s,v}$ (cm ²)	$A_{s,v}$ adotada	$A_{s,v}$ adotada (cm ²)	Taxa Armadura ρ	Verificação	Armadura total adotada (cm ²)	$A_{s,v \text{ min}}$ (cm ² /m)	$A_{s,v \text{ max}}$ (cm ² /m)	Verificação	$V_{calcul, sismo}$ (kN)	$V_{Dimensio}$ (kN)	$V_{Rd, max, y}$ (Kn)	Verificação
PA1 - x	0	ELUSISM O1-TA	0.40	1.80	1174.00	443.00	833.11	16.66	8 Ø 16 + 2 Ø 12	18.34	0.0176	OK	44.716	11.44	228.8	OK	80	120	2674.90	OK
PA1 - x	1	ELUSISM O1-TA	0.40	1.80	677.00	662.00	706.28	14.13	8 Ø 16 + 2 Ø 12	18.34	0.0176	OK	44.716	11.44	228.8	OK	312	468	2674.90	OK
PA1 - x	2	ELUSISM O1-TA	0.40	1.80	595.00	227.00	423.61	8.47	8 Ø 12	9.05	0.0087	OK	26.136	11.44	228.8	OK	164	246	2674.90	OK
PA1 - x	3	ELUSISM O1-TA	0.40	1.80	297.00	433.00	389.06	7.78	8 Ø 12	9.05	0.0087	OK	26.136	11.44	228.8	OK	150	225	2674.90	OK

Anexo 9 - Armaduras Paredes - Bloco B

Dimensionamento Paredes																					
Armadura Transversal				Armadura de Confinamento elementos de extremidade																	
Parede	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	$A_{s,y}$ adotada 2 Ramos	$A_{s,y}$ adotada (cm ² /m)	Verificação	μ_ϕ	A_{sv} (cm ²)	w_v	α	αW_{wd}	$\epsilon_{cu2,c}$	χ_u (m)	Comp. l_c (m)	l_c válido (m)	h_0 (m)	α_n	Diâmetro Mín. Varões (mm)	s (m)	α_s	α	W_{wd}	A_s (cm ²)
PA1 - x	1.42	Ø8 // 0.175	5.74	OK	4.52	8.04	0.031	0.245	0.025	0.0060	0.449	0.1877	0.4	0.337	0.490	16	0.13	0.54	0.26	0.0956	0.189
PA1 - x	5.54	Ø8 // 0.175	5.74	OK	4.52	8.04	0.031	0.245	0.013	0.0048	0.361	0.1003	0.4	0.337	0.490	16	0.13	0.54	0.26	0.0511	0.101
PA1 - x	2.91	Ø6 // 0.175	3.24	OK	4.52	8.04	0.031	0.245	0.002	0.0037	0.273	0.0122	0.4	0.337	0.490	12	0.10	0.64	0.31	0.0052	0.008
PA1 - x	2.66	Ø6 // 0.175	3.24	OK	4.52	8.04	0.031	0.245	-0.010	0.0025	0.183	-0.0778	0.4	0.337	0.490	12	0.10	0.64	0.31	-0.0332	-0.049

Anexo 10 - Fundações - Pilares Primários - Bloco A

Fundações Pilares Primários											
Pilar	Dimensões Sapata						Verif ELU Rotura por Corte no Solo				
	N_{fd} (kN)	Área Sapata (m ²)	Dimensão em x Pilar (m)	Dimensão em y Pilar (m)	Dimensão em x sapata (m)	Dimensão em y sapata (m)	Altura da sapata (m)	N_{Base} (kN)	$M_{Rd,x}$ (Knm)	$M_{Rd,y}$ (Knm)	e_x (m)
P1	543.00	1.94	0.26	0.80	2.10	2.60	0.95	672.68	432.73	177.34	0.26
P50	313.00	1.12	0.26	0.35	1.40	1.50	0.60	344.50	72.53	69.08	0.20
P52	287.00	1.03	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	329.66	85.07	115.39	0.35
P53	304.00	1.09	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	346.66	85.07	115.39	0.33
P54	306.00	1.09	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	348.66	85.83	116.81	0.34
P55	288.00	1.03	0.50	0.26	1.75	1.50	0.65	330.66	84.96	115.19	0.35
P15	2042.00	7.29	0.95	0.26	3.40	2.70	1.25	2328.88	265.66	659.65	0.28
P16	1009.00	3.60	0.26	0.95	2.10	2.80	0.95	1148.65	507.77	202.31	0.18
P38	900.00	3.21	0.30	1.20	2.45	3.35	1.10	1125.71	879.56	350.07	0.31
P37	1906.00	6.81	0.30	1.20	2.85	3.75	1.30	2253.34	1088.20	540.72	0.24
P36	1637.00	5.85	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	1946.38	959.14	579.56	0.30
P35	1629.00	5.82	0.30	1.20	2.75	3.65	1.25	1942.67	942.97	601.54	0.31
P34	1555.00	5.55	0.30	1.20	2.70	3.60	1.20	1846.60	918.32	595.42	0.32
P33	1600.00	5.71	0.30	1.20	2.70	3.60	1.20	1891.60	931.72	572.73	0.30
P32	1569.00	5.60	0.30	1.20	2.70	3.60	1.20	1860.60	931.72	598.74	0.32
P31	1821.00	6.50	0.30	1.20	2.85	3.75	1.30	2168.34	1054.21	602.10	0.28
P30	1159.00	4.14	0.30	1.20	2.60	3.50	1.15	1420.63	987.61	446.76	0.31
P8	1013.00	3.62	0.26	0.95	2.20	2.90	1.00	1172.50	538.13	262.79	0.22
P51	200.00	0.71	0.30	0.26	1.35	1.30	0.55	224.13	49.88	57.57	0.26
P20	2036.00	7.27	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2302.33	522.70	192.31	0.08

Anexo 10 - Fundações - Pilares Primários - Bloco A

Fundações Pilares Primários													
Pilar	Verif ELU Rotura por Corte no Solo					Dimensionamento Armaduras							
	e_y (m)	l_x (m)	l_y (m)	σ_{solo} (Kpa)	Verificaçã o	Direção	A (m)	a (m)	l (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	F _t (kN)	A _s (cm ² /m)
P1	0.64	1.57	1.31	325.65	OK	Segundoy	2.60	0.80	1.31	666	9	432	6.32
P50	0.21	1.00	1.08	319.63	OK	Segundoy	1.50	0.35	1.08	239	147	168	3.87
P52	0.26	1.05	0.98	319.13	OK	Segundoy	1.50	0.26	0.98	251	131	183	4.01
P53	0.25	1.08	1.01	316.81	OK	Segundoy	1.50	0.26	1.01	258	144	188	3.98
P54	0.25	1.08	1.01	320.39	OK	Segundoy	1.50	0.26	1.01	260	144	189	4.02
P55	0.26	1.05	0.99	318.37	OK	Segundoy	1.50	0.26	0.99	251	132	183	4.00
P15	0.11	2.83	2.47	332.51	OK	Segundox	3.40	0.95	2.83	1397	932	964	8.97
P16	0.44	1.75	1.92	343.04	OK	Segundoy	2.80	0.95	1.92	839	372	541	7.12
P38	0.78	1.83	1.79	344.54	OK	Segundoy	3.35	1.20	1.79	1055	95	667	8.40
P37	0.48	2.37	2.78	341.49	OK	Segundoy	3.75	1.20	2.78	1518	885	1007	9.77
P36	0.49	2.15	2.61	345.55	OK	Segundoy	3.60	1.20	2.61	1340	774	858	9.16
P35	0.49	2.13	2.68	340.31	OK	Segundoy	3.65	1.20	2.68	1323	799	869	9.38
P34	0.50	2.06	2.61	344.88	OK	Segundoy	3.60	1.20	2.61	1276	750	851	9.52
P33	0.49	2.09	2.61	345.39	OK	Segundoy	3.60	1.20	2.61	1302	760	868	9.53
P32	0.50	2.06	2.60	348.20	OK	Segundoy	3.60	1.20	2.60	1289	751	859	9.61
P31	0.49	2.29	2.78	340.20	OK	Segundoy	3.75	1.20	2.78	1464	875	971	9.73
P30	0.70	1.97	2.11	341.65	OK	Segundoy	3.50	1.20	2.11	1178	319	777	9.07
P8	0.46	1.75	1.98	337.69	OK	Segundoy	2.90	0.95	1.98	858	395	561	7.37
P51	0.22	0.84	0.85	313.48	OK	Segundoy	1.30	0.26	0.85	170	87	121	3.32
P20	0.23	2.48	2.90	320.19	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1229	1074	975	7.75

Anexo 10 - Fundações - Pilares Primários - Bloco B

FUNDAÇÕES PILARES											
Pilar	Dimensões Sapata							Verif ELU Rotura por Corte no Solo			
	N_{fd} (kN)	Área Sapata (m ²)	Dimensão em x Pilar (m)	Dimensão em y Pilar (m)	Dimensão em x sapata (m)	Dimensão em y sapata (m)	Altura da sapata (m)	N_{Base} (kN)	$M_{Rd,x}$ (Knm)	$M_{Rd,y}$ (Knm)	e_x (m)
P27	1030.00	3.68	0.26	1.05	2.20	3.00	1.00	1195.00	642.25	226.72	0.19
P29	754.00	2.69	0.26	0.95	2.05	2.75	0.90	880.84	500.88	214.45	0.24
P16	1084.00	3.87	0.26	1.05	2.30	3.05	1.05	1268.14	707.26	242.55	0.19
P2	901.00	3.22	0.80	0.26	2.40	1.95	0.85	1000.45	173.50	296.53	0.30
P5	1118.00	3.99	1.00	0.26	3.05	2.30	1.05	1302.14	309.94	636.53	0.49
P7	1108.00	3.96	1.05	0.26	3.30	2.50	1.15	1345.19	435.97	817.45	0.61
P58	109.00	0.39	0.50	0.26	0.95	0.70	0.25	113.16	124.77	135.46	1.20
P60	370.00	1.32	0.26	0.50	1.75	2.00	0.75	435.63	181.85	139.57	0.32
P47	697.00	2.49	0.26	0.50	1.75	2.00	0.75	762.63	182.32	119.96	0.16
P38	1035.00	3.70	0.30	1.20	2.85	3.70	1.30	1377.71	1119.90	634.87	0.46
P39	1631.00	5.83	0.30	1.20	2.75	3.60	1.25	1940.38	1046.91	530.63	0.27
P40	1204.00	4.30	0.30	1.20	3.15	4.05	1.45	1666.46	1339.92	969.42	0.58
P49	1806.00	6.45	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2072.33	777.16	346.66	0.17
P61	556.00	1.99	0.50	0.26	2.00	1.70	0.75	619.75	123.99	189.85	0.31
P43	271.00	0.97	0.26	0.50	1.60	1.80	0.70	321.40	130.89	93.35	0.29
P53	508.00	1.81	0.50	0.26	1.90	1.65	0.70	562.86	111.21	165.38	0.29
P44	792.00	2.83	0.50	0.26	2.15	1.90	0.85	878.81	143.58	238.60	0.27
P57	685.00	2.45	0.50	0.26	2.05	1.85	0.80	760.85	136.05	224.01	0.29

Anexo 10 - Fundações - Pilares Primários - Bloco B

FUNDAÇÕES PILARES													
Pilar	Verif ELU Rotura por Corte no Solo					Dimensionamento Armaduras							
	e_y (m)	l_x (m)	l_y (m)	σ_{solo} (Kpa)	Verificaçã o	Direção	A (m)	a (m)	l (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	F _t (kN)	A _s (cm ² /m)
P27	0.54	1.82	1.93	340.97	OK	Segundoy	3.00	1.05	1.93	931	319	594	7.50
P29	0.57	1.56	1.61	349.43	OK	Segundoy	2.75	0.95	1.61	751	170	494	7.26
P16	0.56	1.92	1.93	341.86	OK	Segundoy	3.05	1.05	1.93	1000	322	627	7.52
P2	0.17	1.81	1.60	345.31	OK	Segundoy	1.95	0.26	1.60	608	521	473	6.02
P5	0.24	2.07	1.82	344.50	OK	Segundoy	2.30	0.26	1.82	821	708	631	7.00
P7	0.32	2.08	1.85	348.46	OK	Segundoy	2.50	0.26	1.85	908	692	703	7.75
P58	1.10	-1.44	-1.51	52.05	OK	Segundox	0.95	0.50	-1.44	-37	150	63	-0.96
P60	0.42	1.11	1.17	337.07	OK	Segundoy	2.00	0.50	1.17	374	97	270	5.60
P47	0.24	1.44	1.52	349.11	OK	Segundoy	2.00	0.50	1.52	501	319	362	5.80
P38	0.81	1.93	2.07	344.43	OK	Segundoy	3.70	1.20	2.07	1229	220	796	9.49
P39	0.54	2.20	2.52	349.38	OK	Segundoy	3.60	1.20	2.52	1385	693	887	9.26
P40	0.80	1.99	2.44	343.53	OK	Segundoy	4.05	1.20	2.44	1382	451	941	10.90
P49	0.38	2.32	2.60	344.24	OK	Segundoy	3.35	0.95	2.60	1335	844	936	9.30
P61	0.20	1.39	1.30	343.66	OK	Segundoy	1.70	0.26	1.30	405	309	301	4.99
P43	0.41	1.02	0.99	320.02	OK	Segundoy	1.80	0.50	0.99	294	44	192	4.34
P53	0.20	1.31	1.25	341.79	OK	Segundoy	1.65	0.26	1.25	370	279	283	4.96
P44	0.16	1.61	1.57	347.60	OK	Segundoy	1.90	0.26	1.57	531	466	400	5.72
P57	0.18	1.46	1.49	348.92	OK	Segundoy	1.85	0.26	1.49	472	406	365	5.75

Anexo 10 - Fundações - Pilares Secundários - Bloco A

FUNDAÇÕES PILARES SECUNDÁRIOS											
Pilar	Dimensões Sapata							Ver ELU Rot por Corte Solo			
	N_{Caract} (kN)	Área Sapata (m ²)	Dimensã o em x Pilar (m)	Dimensã o em y Pilar (m)	Dimensã o em x sapata (m)	Dimensã o em y sapata (m)	Altura da sapata (m)	N_{Base} (kN)	$M_{Rd,x}$ (Knm)	$M_{Rd,y}$ (Knm)	e_x (m)
P20	2036.00	7.27	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2302.33	522.70	192.31	0.08
P21	2036.00	7.27	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2302.33	522.90	192.31	0.08
P22	2032.00	7.26	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2298.33	523.16	192.44	0.08
P23	2025.00	7.23	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2291.33	564.05	224.20	0.10
P24	2039.00	7.28	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2305.33	566.21	224.79	0.10
P25	2008.00	7.17	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2274.33	574.23	194.90	0.09
P26	2054.00	7.34	0.26	0.95	2.65	3.35	1.20	2320.33	572.07	194.34	0.08
P9	1730.00	6.18	0.70	0.45	2.90	2.65	1.10	1941.34	202.40	202.40	0.10
P10	1629.00	5.82	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	1822.12	208.37	208.37	0.11
P11	1644.00	5.87	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	1837.12	209.18	209.18	0.11
P12	1643.00	5.87	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	1836.12	209.18	209.18	0.11
P13	1625.00	5.80	0.45	0.45	2.65	2.65	1.10	1818.12	208.37	208.37	0.11
P14	1867.00	6.67	0.70	0.45	3.00	2.75	1.15	2104.19	408.45	277.64	0.13

Anexo 10 - Fundações - Pilares Secundários - Bloco A

FUNDAÇÕES PILARES SECUNDÁRIOS													
Ver ELU Rot por Corte Solo						Dimensionamento Armaduras							
Pilar	e_y (m)	l_x (m)	l_y (m)	σ_{solo} (Kpa)	Verificação	Direção	A (m)	a (m)	l (m)	R_1 (kN)	R_2 (kN)	F_t (kN)	A_s (cm ² /m)
P20	0.23	2.48	2.90	320.19	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1229	1074	975	7.75
P21	0.23	2.48	2.90	320.21	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1229	1074	975	7.75
P22	0.23	2.48	2.89	319.82	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1227	1072	974	7.74
P23	0.25	2.45	2.86	326.70	OK	Segundox	2.65	0.26	2.45	1237	1054	982	7.90
P24	0.25	2.45	2.86	328.48	OK	Segundox	2.65	0.26	2.45	1244	1061	988	7.95
P25	0.25	2.48	2.85	322.52	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1216	1059	965	7.80
P26	0.25	2.48	2.86	327.16	OK	Segundox	2.65	0.26	2.48	1238	1082	983	7.91
P9	0.10	2.69	2.44	295.43	OK	Segundox	2.90	0.70	2.69	1046	895	761	7.17
P10	0.11	2.42	2.42	310.80	OK	Segundox	2.65	0.45	2.42	997	825	763	7.25
P11	0.11	2.42	2.42	313.11	OK	Segundox	2.65	0.45	2.42	1005	832	769	7.30
P12	0.11	2.42	2.42	312.97	OK	Segundox	2.65	0.45	2.42	1004	832	769	7.30
P13	0.11	2.42	2.42	310.25	OK	Segundox	2.65	0.45	2.42	995	823	761	7.23
P14	0.19	2.74	2.36	325.62	OK	Segundox	3.00	0.70	2.74	1154	951	844	8.22

Anexo 10 - Fundações - Pilares Secundários - Bloco B

FUNDAÇÕES PILARES SECUNDÁRIOS											
	Dimensões Sapata							Ver ELU Rot por Corte Solo			
Pilar	N_{Caract} (kN)	Área Sapata (m ²)	Dimensã o em x Pilar (m)	Dimensã o em y Pilar (m)	Dimensã o em x sapata (m)	Dimensã o em y sapata (m)	Altura da sapata (m)	N_{yBase} (kN)	$M_{Rd,x}$ (Knm)	$M_{Rd,y}$ (Knm)	e_x (m)
P28	2313.00	8.26	0.26	1.15	2.80	3.66	1.30	2646.06	691.83	209.05	0.08
P17	2184.00	7.80	0.26	1.15	2.90	3.75	1.35	2551.03	539.12	880.83	0.35
P6	2044.00	7.30	0.26	1.15	2.60	3.48	1.20	2315.44	277.63	438.85	0.19
P48	1636.00	5.84	0.26	1.15	2.35	3.25	1.05	1836.48	168.52	574.86	0.31

Anexo 10 - Fundações - Pilares Secundários - Bloco B

FUNDAÇÕES PILARES SECUNDÁRIOS													
	Ver ELU Rot por Corte Solo					Dimensionamento Armaduras							
Pilar	e_y (m)	l_x (m)	l_y (m)	σ_{solo} (Kpa)	Verificação	Direção	A (m)	a (m)	l (m)	R_1 (kN)	R_2 (kN)	F_t (kN)	A_s (cm ² /m)
P28	0.26	2.64	3.14	319.26	OK	Segundox	2.80	0.26	2.64	1402	1244	1095	8.03
P17	0.21	2.21	3.33	347.01	OK	Segundoy	3.75	1.15	3.33	1438	1462	965	10.05
P6	0.12	2.22	3.24	321.76	OK	Segundox	2.60	0.26	2.22	1355	960	1052	7.47
P48	0.09	1.72	3.07	347.39	OK	Segundoy	3.25	1.15	3.07	973	1177	766	10.22