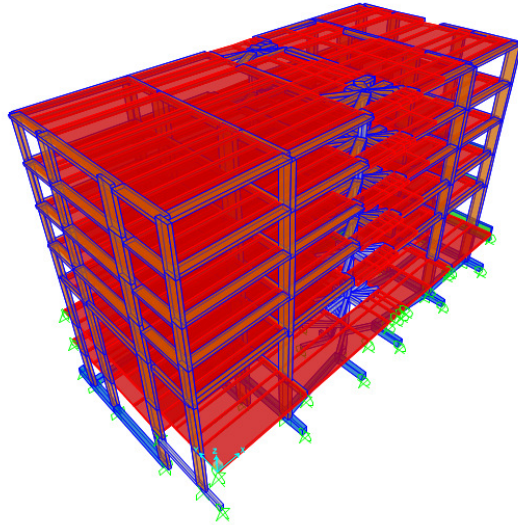




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE ESTRUTURA VARIANTE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO NA ZONA DE LISBOA

ANA TERESA CORDEIRO FARINHA LOPES MARTINS
Licenciada em Engenharia Civil

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

Orientadores:

Luciano Carmo Jacinto, Professor do ISEL, Doutor

Júri:

Presidente:

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

Luciano Alberto do Carmo Jacinto, Professor Adjunto do ISEL, Doutor

Ana Rita Gião Gamito Reis, Eq. Assist. 2º Triénio, Doutora

Julho de 2015

RESUMO

O presente Trabalho Final de Mestrado (TFM) teve como objetivo principal complementar a formação académica com a componente prática da aplicação dos conceitos estudados.

O TFM diz respeito à elaboração de um projeto de execução de estruturas de um edifício de habitação a construir em Lisboa no Alto da Faia IV, Lote A, em Telheiras, tendo subjacente a arquitetura do edifício. Para tal foram efetuadas as seguintes fases: Concepção da Solução Estrutural; Pré-Dimensionamento; Análise Sísmica; e o Dimensionamento. O projeto de execução para a construção do novo edifício realizou-se com a aplicação das disposições da regulamentação em vigor, nacional e europeia, nomeadamente o conjunto dos Eurocódigos e RSA. Como Hipóteses de Cálculo considerou-se as verificações aos Estados Limites Últimos e de Utilização dos elementos estruturais que compõem o edifício. Para o processo de análise recorreu-se ao programa de cálculo automático *SAP2000®*, para além do Excel e a métodos empíricos e interativos ao longo do processo do TFM, nomeadamente na fase de pré-dimensionamento, na validação do modelo tridimensional do edifício e na avaliação crítica dos resultados obtidos após o seu estudo.

PALAVRAS-CHAVE

Edifício, Estruturas, Betão Armado, Eurocódigos, Pré-Dimensionamento, Modelação Estrutural, Análise Sísmica, Dimensionamento.

ABSTRACT

This Master Final Work (MFW) had a main objective to complement academic training with a practical component applying the design concepts studied.

This MFW concerns the structural design of a residential building to be built in Lisbon in Alto da Faia IV, Lote A, in Telheiras which reflects the building's architecture. To this end the following steps were followed: the Structural Solution; Pre-Design; Seismic Analysis; and Design. The design was performed with the application of the national and European regulations, specifically the Eurocodes and RSA. All relevant Ultimate and Service Limit States were verified according to mentioned codes. Structural analysis was performed using the computer program SAP2000, along with traditional methods, particularly in the pré-design phase.

KEYWORDS

Building, Structures, Reinforced Concrete, Eurocodes, Pre-Design, Structural Modeling, Seismic Analysis, Design.

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao meu Orientador, o Professor Luciano Jacinto, por toda a ajuda e partilha de conhecimento na orientação deste projeto. Trata-se de um trabalho que considero essencial para o meu crescimento como engenheira. Devo também agradecer a ideia para este tema que se mostrou um bom desafio e bastante interessante.

De seguida, agradeço ao meu namorado, Octávio, que tem sido o apoio incondicional para a realização do meu curso, e especialmente neste projeto. É também devido a ele que devo um grande agradecimento ao seu irmão, Carlos, que apesar de se encontrar a viver atualmente no estrangeiro mostrou-se sempre na disposição para todas dúvidas técnicas que foram surgindo ao longo da concretização deste TFM. Devido a eles aprendi a compreender e a ultrapassar todos os obstáculos que foram aparecendo ao longo da minha vida académica.

Agradeço igualmente à minha família, nomeadamente aos meus pais, por toda a paciência e apoio incansáveis que demonstraram ao longo de todo este processo e também agradeço aos pais do meu namorado que de igual modo me deram um grande apoio e orientação neste TFM.

Não poderia deixar de agradecer aos meus padrinhos, Cajó e Cristina, que apesar de já não se encontrarem presentes sei que estão a zelar por mim e que sempre me motivaram em toda a minha vida para atingir todos os meus objetivos.

Por fim, agradeço a todos os meus colegas do ISEL, pelo companheirismo e longas horas em conjunto de estudo e trabalhos que foram essenciais para a concretização do curso. E da mesma forma importante, agradeço a todo o corpo docente do ISEL com que me cruzei que com a sua sabedoria, me motivaram e transmitiram o gosto por esta arte que é a Engenharia Civil.

ÍNDICE

Resumo	i
Palavras-chave	i
Abstract.....	ii
Keywords.....	ii
Lista de siglas e abreviaturas	xiv
Memória Descritiva	I-1
I. Introdução	I-1
II. Antecedentes.....	II-1
1. Projeto Original do Edifício.....	II-1
2. Condicionantes	II-2
III. Solução Estrutural.....	III-1
1. Regulamentação Aplicável.....	III-2
2. Pré-dimensionamento.....	III-3
2.1. Laje.....	III-3
2.2. Vigas.....	III-3
2.3. Elementos Verticais – Pilares.....	III-4
2.4. Escadas.....	III-4
2.5. Fundações.....	III-4
3. Modelação da Estrutura.....	III-6
3.1. Geometria	III-7
3.1.1. Malha.....	III-7
3.2. Elementos Estruturais.....	III-7

3.2.1.	Pilares e Vigas	III-7
3.2.2.	Lajes e Muros	III-7
3.2.3.	Núcleos da Escada e do Elevador	III-8
3.3.	Condições de Fundações	III-8
3.4.	Ações	III-8
3.4.1.	Cargas dos Pavimentos	III-8
3.4.2.	Sismo	III-9
3.5.	Validação do Modelo	III-9
3.5.1.	Propriedades Dinâmicas.....	III-9
IV.	Materiais e Ações.....	IV-1
1.	Materiais.....	IV-1
2.	Ações	IV-2
2.1.	Ações Permanentes.....	IV-3
2.2.	Ações Variáveis	IV-4
2.2.1.	Sobrecarga	IV-4
2.2.2.	Sismo	IV-4
2.2.3.	Vento.....	IV-11
2.2.4.	Ações da Temperatura e de Retração do Betão.....	IV-11
3.	Combinação de Ações	IV-13
V.	Análise Sísmica.....	V-1
1.	Quantificação dos Espectros de Resposta.....	V-1
1.1.	Regularidade em Planta.....	V-1
1.2.	Regularidade em Altura	V-4
2.	Efeitos Acidentais de Torção.....	V-5
3.	Efeitos de Segunda Ordem.....	V-7
VI.	Dimensionamento da Estrutura.....	VI-1
1.	Análise dos Estados Limites de Serviço	VI-1

1.1.	Deslocamentos verticais nos pisos	VI-1
1.2.	Deslocamentos relativos entre os pisos.....	VI-3
2.	Análise dos Estados Limites Últimos.....	VI-6
2.1.	Regras Gerais.....	VI-6
2.1.1.	Recobrimentos	VI-6
2.1.2.	Distância mínima entre varões.....	VI-9
2.1.3.	Comprimentos de amarração dos varões.....	VI-10
2.1.4.	Comprimento de emenda	VI-13
2.2.	Vigas.....	VI-15
2.2.1.	Armadura Longitudinal.....	VI-15
2.2.2.	Armadura Transversal.....	VI-19
2.2.3.	Dimensionamento	VI-21
2.3.	Pilares – Elementos Primários.....	VI-25
2.3.1.	Armadura Longitudinal.....	VI-25
2.3.2.	Armadura Transversal.....	VI-26
2.3.3.	Emendas de Varões Longitudinais.....	VI-27
2.3.4.	Armadura de Confinamento.....	VI-28
2.3.5.	Dimensionamento	VI-30
2.4.	Paredes.....	VI-38
2.4.1.	Armadura Longitudinal.....	VI-38
2.4.2.	Armadura Transversal.....	VI-41
2.4.3.	Armadura de Confinamento.....	VI-42
2.4.4.	Dimensionamento	VI-44
2.5.	Lajes.....	VI-49
2.6.	Escadas.....	VI-51
2.7.	Muro de Suporte.....	VI-53
2.8.	Fundações.....	VI-55
2.8.1.	Estacas	VI-56

2.8.2.	Maciços de Encabeçamento	VI-60
2.8.3.	Dimensionamento das Fundações	VI-63
VII.	Conclusões	VII-1
VIII.	Peças Desenhadas	VIII-1
	Referências Bibliográficas	1
	Anexos
	I

Índice de Quadros

Quadro III-1 – Quadro de frequências e fatores de participação de massas modais para cada modo de vibração.....	III-10
Quadro IV-1 – Valores de a_{gR} para sismos do tipo 1 e 2, para as zonas 1.3 e 2.3.....	IV-6
Quadro IV-2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2, para terreno do tipo D.	IV-7
Quadro IV-3 – Quadro resumo de coeficientes de segurança em situações favoráveis e desfavoráveis aos vários Estados Limites.	IV-14
Quadro V-1 – Quadro das coordenadas do Centro de Massa em cada piso.	V-3
Quadro V-2 – Quadro dos Raios de Giração relativamente ao Centro de Massa em cada piso.	V-3
Quadro V-3 – Quadro dos Raios de Torção relativamente ao Centro de Massa em cada piso.	V-4
Quadro V-4 – Quadro da distância e_0 em cada piso.	V-4
Quadro V-5 – Quadro da força de corte basal (Sismo Tipo 1).....	V-6
Quadro V-6 – Quadro da determinação das forças horizontais equivalentes.....	V-6
Quadro V-7 – Quadro dos Momentos Torsores.....	V-7
Quadro V-8 – Quadro dos deslocamentos relativos (reais) máximos existentes entre pisos e entre os centros de rigidez de cada piso.....	V-9
Quadro V-9 – Quadro do cálculo de θ_r em cada direção.....	V-9
Quadro VI-1 – Quadro da verificação de limitação de danos.....	VI-4
Quadro VI-2 – Quadro dos recobrimentos mínimos, c_{min}	VI-8
Quadro VI-3 – Quadro dos recobrimentos nominais, c_{nom}	VI-8
Quadro VI-4 – Quadro dos diâmetros mínimos de dobragem de varões, $\Phi_{m,min}$	VI-10
Quadro VI-5 – Quadro dos comprimentos de amarração de referência, $l_{b,rqd}$	VI-12
Quadro VI-6 – Quadro dos comprimentos de amarração mínima, $l_{b,min}$	VI-12

Quadro VI-7 – Quadro dos comprimentos de sobreposição mínimo, $l_{0,min}$	VI-13
Quadro VI-8 – Quadro dos comprimentos de sobreposição, l_0	VI-14
Quadro VI-9 – Quadro resumo com os esforços de cálculos resistentes para a viga V.2 do piso 1 em análise.	VI-24
Quadro VI-10 – Quadro do cálculo para o esforço transversal da viga V.2 do piso 1.	VI-25
Quadro VI-11 – Quadro com valores do expoente a para seções retangulares.	VI-32
Quadro VI-12 – Quadro resumo do Esforço Transverso Resistente e Atuante para os vários pilares.....	VI-37
Quadro VI-13 – Quadro da verificação da armadura de confinamento.....	VI-38
Quadro VI-14 – Quadro as armaduras transversais dos pilares fictícios de cada núcleo e respetiva resistência.	VI-47
Quadro VI-15 – Quadro do cálculo da resistência do esforço transversal da parede em estudo de acordo com o Capacity Design (EC8).	VI-47
Quadro VI-16 – Quadro de armaduras para a laje em estudo.....	VI-50
Quadro VI-17 – Quadro de armaduras para a laje em estudo.....	VI-55
Quadro VI-18 – Quadro dos esforços existentes no topo dos muros provenientes da estrutura em pilares.	VI-63
Quadro VI-19 – Quadro dos esforços existentes no topo dos muros provenientes dos núcleos da estrutura.....	VI-64
Quadro VI-20 – Quadro das dimensões dos muros de encabeçamento.....	VI-64
Quadro VI-21 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de muros de uma estaca.	VI-65
Quadro VI-22 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de muros de duas estacas.....	VI-65
Quadro VI-23 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de muros de quatro estacas.	VI-66

Quadro VI-24 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de seis estacas.	VI-66
Quadro VI-25 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de oito estacas.	VI-66
Quadro VI-26 – Quadro das capacidades resistentes em cada conjunto de estacas.	VI-67
Quadro VI-27 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento de duas estacas.	VI-67
Quadro VI-28 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento de quatro estacas.	VI-68
Quadro VI-29 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento dos núcleos.	VI-68
Quadro VI-30 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento de duas estacas.	VI-68
Quadro VI-31 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento de quatro estacas.	VI-69
Quadro VI-32 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento dos núcleos.	VI-70
Quadro A-1 – Quadro resumo com as armaduras corridas adotadas nas vigas do piso1.	VI
Quadro A-2 – Quadro resumo com as armaduras de esforço transversal adotadas nas vigas do piso1.	VII

Índice de Figuras

Figura III-1 – Esquema das regras de pré-dimensionamento para os maciços de encabeçamento.....	III-6
Figura III-2 – Vista 3D para os 3 primeiros modos de vibração.....	III-11
Figura IV-1 - Zonamento sísmico de acordo com Anexo NA.I.....	IV-6
Figura IV-2 – Espectros de resposta elástica e de cálculo.....	IV-11
Figura VI-1 – Deslocamentos a longo prazo na laje do último piso para a Combinação Quase-Permanente de ações.	VI-3
Figura VI-2 – Medidas complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.	VI-18
Figura VI-3 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.2 do piso 1.	VI-24
Figura VI-4 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x0,80 m.....	VI-33
Figura VI-5 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x0,80 m.....	VI-33
Figura VI-6 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x1,10 m.....	VI-34
Figura VI-7 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x1,10 m.....	VI-34
Figura VI-8 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x0,80 m.....	VI-35
Figura VI-9 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x0,80 m.....	VI-35
Figura VI-10 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x1,10 m.....	VI-36

Figura VI-11 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x1,10 m.	VI-36
Figura VI-12 – Envolvente do diagrama de momentos fletores de dimensionamento... VI-39	39
Figura VI-13 – Geometria do núcleo de acessos.	VI-45
Figura VI-14 – Distribuição das forças.....	VI-46
Figura VI-15 – Modelo de cálculo da escada.....	VI-51
Figura VI-16 – Modelo de cálculo do muro de suporte tendo só em conta a 1ª cave. VI-53	53
Figura VI-17 – Modelo de cálculo do muro de suporte tendo as duas caves.	VI-54
Figura VI-18 – Esquema de maciço de uma estaca.....	VI-57
Figura VI-19 – Esquema de um maciço de duas ou mais estacas.....	VI-58
Figura VI-20 – Esquema de exemplo para o dimensionamento de um maciço de uma estaca.	VI-60
Figura VI-21 – Esquema de exemplo para o dimensionamento de um maciço de duas estacas.	VI-61
Figura A-1 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.1 do piso 1.....	II
Figura A-2 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.6 do piso 1.....	III
Figura A-3 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.7 do piso 1.....	III
Figura A-4 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.7' do piso 1.....	IV
Figura A-5 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.A do piso 1.....	IV
Figura A-6 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.C do piso 1.....	V

Figura A-7 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.I do piso 1. V

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A_c	Área da seção transversal de betão
A_s	Área da seção de uma armadura
CM	Centro de massa
CR	Centro de rigidez
CEN	Comité Europeu de Normalização
CQP	Combinação quase-permanente
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
EC0	Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão
EC7	Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico
EC8	Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos
E	Efeito de uma ação
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma ação
ELS	Estado Limite de Serviço ou de Utilização
ELU	Estado Limite Último
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de betão armado
F	Ação
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força sísmica horizontal no piso i
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia
I_c	Momento de inércia da seção de betão
I_p	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso

K	Rigidez
K_j	Rigidez de translação
K_θ	Rigidez de rotação
L	Comprimento
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção do movimento sísmico
L_{max}	Maior dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
L_{min}	Menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
M	Momento fletor
M_1, M_2	Momentos nas seções de extremidade das vigas e dos pilares, associados à formação de rótulas plásticas
M_{ai}	Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i
M_{cap}	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
M_{Ed}	Momento atuante de cálculo
M_{Rb}, M_{Rc}	Momentos resistentes em vigas e momentos resistentes em pilares, respetivamente
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
NA	Anexo Nacional
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
N_{SPT}	Número de pancada do ensaio de penetração dinâmica
PP	Peso próprio
$Q_{k,1}$	Valor característico de uma ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
RCP	Restante carga permanente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
RSA	Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa
TA	Efeitos acidentais de torção
T_B	Limite inferior do patamar espectral de aceleração constante
T_C	Limite superior do patamar espectral de aceleração constante

T_D	Valor que define no espectro o início do patamar espectral de deslocamento constante
T_i, T_j	Período de vibração do modo i e j , respetivamente
V	Esforço transverso
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso
V_{Rd}	Esforço transverso resistente de cálculo
V_{tot}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CM}, Y_{CM}	Coordenadas do centro de massa
X_{CR}, Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

Letras minúsculas latinas

a	Espelho do degrau
a_0	Flecha instantânea
a_o	Flecha instantânea
a_c	Deformação instantânea em fase elástica
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima de um terreno do tipo A
a_{Δ}	Deslocamento ocorrido após a entrada em serviço da estrutura
b	Largura total de uma seção transversal
b_0	Largura do elemento confinado, medida entre cintas
b_c	Dimensão da seção transversal do pilar
b_i	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_w	Espessura das zonas confinadas
b_{w0}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma seção transversal
d	Distância mínima entre varões
d	Deslocamentos dos pisos
d_{bL}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bW}	Diâmetro de uma cinta

d_e	Deslocamento de um ponto da estrutura, determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
d_{eff}	Altura útil da laje
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamentos reais da estrutura
e	Excentricidade
e_{0x}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direção x
e_{0y}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direção y
e_{ai}	Excentricidade acidental da massa do piso i
f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{p0,1k}$	Valor característico de tensão limite convencional de proporcionalidade a 1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{yk}	Valor característico de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
g	Aceleração devido à gravidade
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado
h_c	Altura da seção transversal de um pilar na direção considerada
h_{cr}	Altura da zona crítica no elemento vertical
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	Comprimento ou vão

l_0	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento de sobreposição mínimo
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa
m_i	Massa do piso i
n	Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
r_x	Raio de torção segundo x
r_y	Raio de torção segundo y
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,máx}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,máx}$	Espaçamento máximo entre estribos
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armadura de esforço transversal
$s_{t,máx}$	Espaçamento transversal máximo entre ramo de estribos
u_0	Perímetro do contorno do pilar
u_1	Perímetro de contorno de referência
X_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da ação sísmica

Letras maiúsculas gregas

Δ	Abertura de junta
$\Delta_{c,dev}$	Margem de cálculo de acordo com as tolerâncias de execução
$\Delta_{c,dur,add}$	Fator de redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta_{c,dur,g}$	Fator de segurança

$\Delta_{c,dur,st}$ Fator de redução do recobrimento mínimo se for utilizado aço inoxidável

Letras minúsculas gregas

α	Coeficiente de homogeneização
α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal
α	Coeficiente de eficiência do confinamento
α_0	Esbelteza prevalectante nas paredes do sistema estrutural
α_1	Coeficiente relativo ao efeito da forma dos varões
α_2	Coeficiente relativo ao efeito do recobrimento mínimo do betão
α_3	Coeficiente relativo ao efeito de cintagem das armaduras transversais
α_4	Coeficiente relativo à influência de uma ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração
α_5	Coeficiente relativo ao efeito de forma da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração
α_{ct}	Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tração e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da seção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior da cinta
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de resposta de cálculo horizontal
$\gamma_{aço}$	Peso volúmico do aço
$\gamma_{betão}$	Peso volúmico do betão
γ_c	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_I	Coeficiente de importância
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Fator de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências
γ_{Rd}	Fator relativo à possibilidade do aumento do momento fletor resistente devido ao endurecimento das armaduras
γ_s	Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
η	Coeficiente de correção do amortecimento

η_1	Coeficiente relativo às condições de aderência e posição do varão durante a betonagem
η_2	Coeficiente relativo ao diâmetro do varão
ϵ_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras
μ_ϕ	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura
v	Coeficiente de redução da ação sísmica
v_t	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
v_d	Esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmico
v_c	Coeficiente de Poisson para o betão
v_s	Coeficiente de Poisson para o aço
ξ	Coeficiente de distribuição
ρ	Taxa de armadura tracionada
ρ'	Taxa de armadura de compressão em vigas
ρ_l	Taxa total de armadura longitudinal
$\rho_{m\acute{a}x}$	Taxa máxima admissível de armadura tracionada na zona crítica de vigas sísmicas primárias
$\rho_{m\acute{i}n}$	Taxa mínima de armadura
ρ_v	Taxa de armadura vertical de alma numa parede
ρ_w	Taxa de armadura de esforço transversal
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na seção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
ϕ	Diâmetro do varão
$\phi_{m,\acute{m}i}n$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
φ	Coeficiente de fluência
$\varphi(\infty, t_\rho)$	Valor final do coeficiente de fluência
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coeficientes de combinação
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

MEMÓRIA DESCRITIVA

I. INTRODUÇÃO

Este projeto insere-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado com vista à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na área de especialização em Estruturas. Tem por objectivo principal a elaboração de um projeto de estruturas para um edifício de habitação, situado em Lisboa.

Para a realização do projeto de execução variante correspondente à construção do edifício teve-se em atenção às disposições da regulamentação nacional (RSA) e aos Eurocódigos. Para a sua elaboração teve-se por base o projeto de estabilidade original do edifício. Deste modo, quantificou-se todas as ações relativas às exigências de serviço da estrutura variante. Tendo por base os resultados obtidos partir do programa de cálculo automático SAP2000 foi feito todo o dimensionamento.

O trabalho está desenvolvido por oito capítulos:

No presente capítulo é feita uma introdução ao projeto desenvolvido neste TFM, tais como os seus objectivos e a sua estrutura.

No **capítulo 2** são descritos todos os antecedentes do projeto que induziu ao atual projeto e as suas condicionantes.

O **capítulo 3** enumera os vários materiais e ações a considerar para a elaboração deste projeto.

No **capítulo 4** é apresentada a solução estrutural adotada tendo em consideração a regulamentação em vigor, o seu pré-dimensionamento e o modelo de cálculo tridimensional executado.

Após o pré-dimensionamento efetuado e o modelo tridimensional construído num programa tridimensional de elementos infinitos, no **capítulo 5** é executada uma análise sísmica do edifício, quantificando os espectros de resposta e os efeitos acidentais de torção e os de segunda ordem.

Todo o dimensionamento da estrutura através da verificação da segurança aos Estados Limites de Serviço e Últimos é mencionado no **capítulo 6**.

São apresentadas as conclusões obtidas com o estudo deste edifício no **capítulo 7**.

No **capítulo 8** são apresentadas as **Peças Desenhadas**, que contem os desenhos de dimensionamento e de betão armado.

De seguida são mencionadas todas as **Referências Bibliográficas**, referidas ao longo desta memória descritiva.

Em **Anexos** os resultados dos cálculos efetuados são apresentados.

II. ANTECEDENTES

1. PROJETO ORIGINAL DO EDIFÍCIO

O projeto original do edifício em estudo destinado à habitação e comércio, no piso térreo, com estrutura em betão armado, foi aprovado recentemente pela Câmara Municipal de Lisboa mas ainda não se iniciou a sua construção. Será composto por sete pisos, sendo dois deles em cave com função de estacionamento e arrecadação. Tratar-se-á de um edifício que irá complementar um bloco semelhante, correspondente ao Lote A, no Alto da Faia IV e ocupará uma área de construção de 2.257 m². O acesso será feito pela via pública de três formas distintas: pelas três lojas no piso térreo; pelo acesso das viaturas à cave do piso -1; e pela porta principal do edifício do piso térreo (que dá acesso ao núcleo de acessos verticais aos restantes pisos, através de uma zona de átrio).

A área do cave do piso -2 é cerca de 205 m², enquanto que a área da cave do piso -1 é cerca de 518 m², tal como o piso 0. As áreas do piso 1 à cobertura são iguais, tomando um valor de 404 m². Adoptou-se, de modo geral, por lajes vigadas maciças com uma espessura de 22 cm. A espessura das lajes foi condicionada pelos maiores vãos. Ao nível do piso 0 o vão estrutural andarás na ordem dos 7,40 m, enquanto que ao nível da cave e dos pisos de habitação assume um valor de cerca de 6,85 m.

A cave do piso -2 é onde se localizarão as arrecadações da habitação e do comércio. Este piso encontrar-se-á totalmente enterrado, com dois núcleos de comunicação vertical (um de escada e outro de elevador), tendo uma área de implantação inferior à do lote que constitui os dois blocos a que pertence o edifício em estudo. Neste piso encontra-se fundado os núcleos da escada e do elevador juntamente com as restantes fundações existentes.

A cave do piso -1 será utilizada para garagem, existindo ainda compartimentos de recolha de lixo (da habitação e comércio), sala de condóminos e áreas técnicas. Terá um pé direito de aproximadamente 2,90 m, encontrando-se à cota de 123,00.

2. CONDICIONANTES

Analisando os elementos obtidos do relatório geotécnico, tais como o facto do nível freático se encontrar a uma cota inferior ao final da escavação, levou à adopção de uma solução do piso térreo com aplicação de massame de 15 cm de espessura sobre o enrocamento. Tendo ainda em conta que existe uma proximidade do nível freático, preveu-se complementar um sistema de drenagem na zona de enrocamento por baixo do massame do piso -2, composto por uma grelha de geodrenos que estará ligada à câmara de bombagem de águas residuais e de lavagem dos pisos das caves.

Também se teve em atenção as condições de vizinhança, em que se prevê que o edifício em estudo encontrar-se-á junto a outro edifício de habitação, do seu lado esquerdo, o que levou à solução de contenção de terras e de apoio das lajes enterradas, composto por muros cortina tradicionais com 25 cm de espessura. A impermeabilização e a drenagem foi prevista pelo exterior.

Ao nível das Fundações, teve-se em conta os elementos de caracterização geotécnica fornecidos pela Mota-Engil. Segundo o relatório geotécnico, na zona de fundação ocorrem depósitos de aterros heterogéneos de baixa permeabilidade, onde há abundância de argilas arenosas, com a existência de intercalações arenosas finas, fragmentos líticos e entulho. São portanto materiais geralmente de uma consistência baixa a média, sendo que os valores de N_{SPT} rondam os 8 a 15 pancadas. Portanto, trata-se de um solo com más características resistentes e tendo por base a experiência obtida na execução dos lotes vizinhos optou-se pela utilização de fundações indiretas por estacas moldadas no terreno. Estas estacas de betão armado terão diâmetros que irão variar entre os 0,40 m e os 0,80 m, em função das cargas a que estarão sujeitas. Os seus maciços de encabeçamento estarão ligados por vigas de fundação entre si de forma a absorver os momentos resultantes. As estacas deverão penetrar um mínimo de 2,0 m em substratos resistente em que tem um N_{SPT} de 60 pancadas. Deste modo, prevê-se um comprimento total médio para as estacas que serão executados no piso -2 de 9,00 m e as do piso -1 de 12,00 m.

III. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Na escolha da solução estrutural teve-se em atenção a escolha da localização do edifício, a sua dimensão e disposição dos elementos estruturais que o define.

Nesta fase inicial, o fator que mais condiciona é a geometria do edifício juntamente com a sua arquitetura, para a definição da malha dos elementos verticais. São estes os fatores que limitam a localização dos elementos estruturais e as suas dimensões.

A um engenheiro de estruturas compete conceber soluções que cumpram as exigências da arquitetura, a segurança do edifício e um correto funcionamento do mesmo. Deve também ter em conta a aplicação de todas estas exigências respeitando igualmente um valor global da obra economicamente competitivo pois este trata-se um dos fatores mais importantes na concepção de uma estrutura. Posto isto, criou-se uma solução estrutural do edifício em estudo que cumprisse todos os condicionalismos mencionados anteriormente. De modo geral, manteve-se a arquitetura conhecida do projeto original, tendo-se optado por aplicar ligeiras alterações que pouco efeito terão na geometria do edifício do projeto original mas tem impacto ao nível da sua resistência estrutural, tais como a introdução de vigas interiores ligando os pilares interiores à restante estrutura.

Dado se tratar de um edifício com vãos consideráveis, optou-se por se ligar os pilares que se encontravam isolados tendo-se em atenção que o -1 se tratar de uma garagem em que os carros têm que circular livremente no meio, para uma melhor resistência sísmica. Teve-se também em consideração uma malha o mais regular possível e simétrica em relação aos núcleos da escada e elevador, tentando alinhar paralela e perpendicularmente o melhor possível os pilares.

1. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL

Na análise e dimensionamento estrutural foram considerados vários critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e em Serviço que estão estudados e mencionados na regulamentação nacional e europeia de Estruturas. Esta regulamentação compreende os seguintes:

- EC0 – (Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, 2009);
- EC1 – Parte 1 (Eurocódigo 1 – Parte 1: Ações em estruturas, 2009);
- EC2 – Parte 1 (Eurocódigo 2 – Parte 1: Projeto de Estruturas de Betão Armado, de 2010);
- EC7 – Parte 1 (Eurocódigo 7 – Parte 1: Projeto geotécnico, de 2010);
- EC8 – Parte 1 (Eurocódigo 8 – Parte 1: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos para Edifícios, de 2010).

2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para a concepção da estrutura teve-se em conta a análise das plantas e alçados do projeto original de estabilidade para a melhor definição da posição dos elementos estruturais. Apesar da existência de lajes fungiformes no projeto original, optou-se para este projeto a escolha de lajes vigadas tendo em visto um melhor comportamento estrutural sísmico.

Após a concepção da estrutura, efetua-se o pré-dimensionamento estrutural.

2.1. Laje

No pré-dimensionamento de uma laje teve-se em consideração o maior dos menores vãos para que posteriormente seja determinada então a espessura da laje a adoptar. Como já foi mencionado anteriormente, optou-se por uma solução de laje vigada. Para saber como é que a laje deve ser armada recorre-se à seguinte expressão:

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} \approx \frac{13,50}{6,80} \cong 2,0 \quad \text{[III.1]}$$

Como o deu um valor com cerca de 2.0, logo a laje será armada em uma única direção. Como o maior vão entre os menores é de cerca de 6,80 metros, obtem-se a espessura através da seguinte expressão:

$$d \geq \frac{l_{menor}}{30} \quad \text{[III.2]}$$

Logo, adotou-se uma espessura da laje d de 0,22 m. Portanto, trata-se de uma laje maciça com uma espessura aceitável.

Com a aplicação destas fórmulas dispensa-se a verificação da segurança ao Estado Limite de Deformação.

2.2. Vigas

Para o pré-dimensionamento de cada viga teve-se em atenção os seguintes critérios:

- Altura da Viga:

- Vigas entre pilares: $h \approx \frac{l}{(10 \text{ a } 12)}$ [III.3]

- Vigas em consola: $h \approx \frac{l}{(6 \text{ a } 10)}$ [III.4]

Recomenda-se valores mínimos de 0,30 e 0,40 m (este último em vigas com particular relevância na resistência à ação sísmica[8]).

- Largura da Viga:

- Condicionamento devido à arquitetura

Recomenda-se valores mínimos de 0,15 e 0,20 m (este último com relevância na resistência à ação sísmica[8]).

2.3. Elementos Verticais – Pilares

Recomenda-se que a largura das faces dos pilares seja igual ou superior a 0,30 m, excepto no caso de pilares que recebem cargas muito pequenas. Assim sendo, o mínimo regulamentar é de 0,20 m.

Ainda se teve em atenção aos seguintes verificações:

- Verificação à compressão máxima: $|v| = -N_{sd} / (h_x h_y f_{cd}) \leq 0,65$ [III.5]

2.4. Escadas

Para o pré-dimensionamento das escadas utiliza-se o mesmo processo de pré-dimensionamento de uma laje convencional, isto é, um modelo de uma laje maciça armada numa direção. A espessura da escada é utilizada a expressão:

$$h \approx \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad \text{[III.6]}$$

Para um vão de escada de 3,64 metros, a espessura adotada é de 0,16 m.

2.5. Fundações

Devido ao tipo de terreno ser de pouca qualidade optou-se por fundações indiretas através de estacas. Segundo as condições geológicas e geotécnicas, o terreno é composto por aterros heterogéneos, com abundância de argilas arenosas e com intercalações arenosas finas, fragmentos líticos e entulho apresentando materiais de consistência essencialmente baixa a média. E os aterros heterogéneos apresentam também uma baixa permeabilidade. Sabendo que os aterros correspondem a aterros argilosos duros com valores de NSPT entre 8 a 15 pancadas, este tipo de terreno corresponde a pesos volúmicos que variam entre 17 a 18 kN/m³, com uma resistência ao corte não drenada de 50 a 75 kPa e com módulos de deformabilidade no intervalo de 10 a 20 MPa. Sendo assim, para o seu pré-dimensionamento teve-se em conta uma carga admissível, Q_{adm} , de referência que poderá variar entre os 100 e os 150 kPa. Este valor de carga admissível deverá ser maior ou igual a N_{raro} .

Posto isto, as estacas de betão armado, moldadas no terreno deverão preencher as seguintes condições:

- O comprimento de encastramento de cada estaca deve ser 3,0 vezes o diâmetro da estaca;
- O afastamento mínimo entre estacas deve ser de 2,5 a 3,0 vezes o diâmetro da estaca;
- $10 < L/\varnothing < 40 [mm]$;
- $\sigma_{serviço}^{máx} = \frac{N_{serviço}}{A_{estacas}}$.

Em relação ao maciços de encabeçamento de estacas devem respeitar as seguintes medidas e configurações:

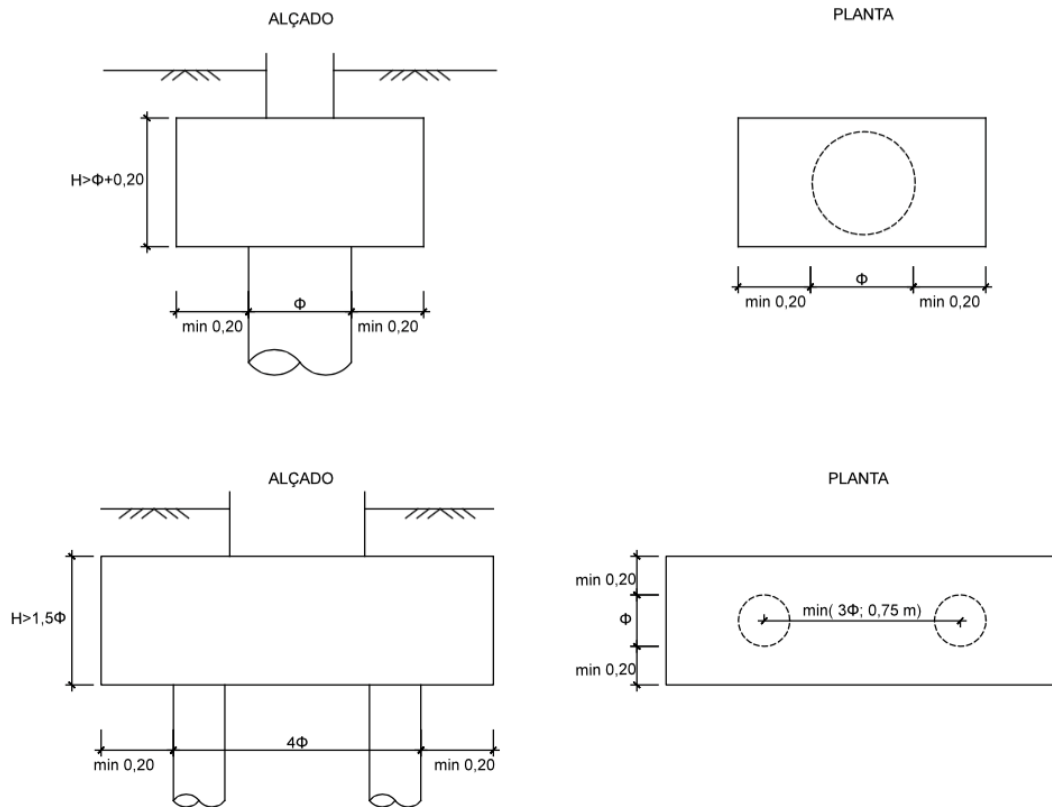


Figura III-1 – Esquema das regras de pré-dimensionamento para os maciços de encabeçamento.

3. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

Para a elaboração do modelo do edifício é utilizado o programa tridimensional de elementos finitos *SAP2000 – Structural Analysis Program 2000* que processa todo o cálculo automático para a análise deste projeto.

O modelo tridimensional simula com razoável vigor o comportamento dinâmico global da estrutura, tais como os modos de vibração e as suas respetivas frequências próprias associadas. Além disso, este programa possibilita um acesso rápido aos esforços a que a estrutura se encontra submetida bem como ao processo de verificação da segurança da estrutura.

Neste capítulo são apresentados os critérios e a forma como os vários elementos estruturais e ações foram simulados, para uma maior aproximação com o caso real.

O modelo apresentado é o modelo final da estrutura, que sofreu várias alterações ao longo de execução deste projeto. Em relação à ação sísmica, no modelo global estrutural considerou-se com um módulo de elasticidade de 16 GPa de modo a ser considerado o efeito de fendilhação, havendo concordância com a redução de rigidez prevista pelo EC8. Mas, para a modelação de pavimentos, nomeadamente nas lajes, considera-se o módulo de elasticidade regulamentar de 32 GPa.

3.1. Geometria

3.1.1. Malha

A malha é representada através de uma grelha tridimensional em que se ordena a geometria da estrutura. Foi criado um alinhamento segundo as orientações X numerado de 1 a 7 e na direção Y de A a J.

3.2. Elementos Estruturais

3.2.1. Pilares e Vigas

Para a construção deste modelo os pilares e vigas foram simulados como elementos de barra, que correspondem a elementos finitos com dois nós, um em cada extremidade com 6 graus de liberdade, 3 de translação e 3 de rotação cada um dos nós.

3.2.2. Lajes e Muros

As lajes foram simuladas como elementos finitos de casca de 3 a 4 nós. Neste modelo adotou-se a teoria de Kirchhoff para a escolha da espessura da laje a simular. Esta teoria, ao contrário da teoria da laje espessa, não permite a consideração do efeito da deformabilidade por esforço transversal. Esta teoria é sempre utilizada quando a relação espessura/vão seja 30.

Os muros são simulados através de apoios fixos travados na direção de maior inércia dos muros e deslizantes no sentido perpendicular. A existência de muros nos 4 lados gera o “efeito de caixa”, não havendo deslocamento horizontal da laje ao nível dos pisos em que este “efeito” ocorra.

3.2.3. Núcleos da Escada e do Elevador

Os núcleos da escada e do elevador são simulados através de elementos de barra que contêm as características geométricas das caixas de escada e elevador, isto é, cada elemento de barra possui as propriedades de cada caixa, como a área e a inércia. Para isto, foi necessário ligar os centros dos núcleos com barras rígidas, de piso a piso, de modo a estarem rígidos à torção e à flexão de forma a compatibilizar os vários deslocamentos (de torção flexão e translação) com os elementos de casca adjacentes. Estas barras rígidas são elementos de barra em que as suas propriedades foram modificadas de modo a não possuírem peso próprio e massa (para não serem contabilizadas na análise da estrutura global) mas terem uma inércia bastante elevada. Estas barras ligam cada elemento de barra de cada núcleo aos elementos de casca de cada piso que circunda cada núcleo a partir de cada nó de extremidade de cada elemento de barra de cada núcleo.

3.3. Condições de Fundações

Os maciços de encabeçamento de estacas foram simulados através de apoios fixos na base estrutural devido à existência de vigas de fundação. E no caso dos muros de contenção que pertencem ao edifício foram simulados através de apoios fixos com travamento na direção de maior inércia.

3.4. Ações

3.4.1. Cargas dos Pavimentos

As cargas que representam as restantes cargas permanentes e as sobrecargas foram simuladas como cargas uniformemente distribuídas nos elementos de casca de cada piso. No caso das alvenarias, teve-se em consideração a altura de cada piso, sendo posteriormente introduzidos os valores respetivos piso a piso.

3.4.2. Sismo

Após a inserção dos espectros de resposta de cada tipo sismo no programa de cálculo automático, este programa faz a análise espectral para cada tipo de sismo segundo as duas direções de ação (X e Y).

3.5. Validação do Modelo

Atualmente recorre-se a programas de cálculo automático que executam todos os cálculos estruturais numa questão de segundos, facilitando a vida aos engenheiros de estruturas. No entanto, os engenheiros devem ter conhecimentos para poder criticar os resultados obtidos através desse programa pois não é infalível a erros.

Podem ocorrer vários tipos de erros no cálculo automático de uma estrutura. Esses erros podem ser erros cometidos durante a criação do modelo e na validação dos esforços, levando a deformadas irreais. Por isso, é necessário validar o modelo através da confirmação da correta inserção de dados pois é devido ao estudo obtido com o modelo validado que se vai proceder ao dimensionamento e em que se verifica a segurança da estrutura. Esta validação passa por comparar a geometria, os esforços ou as deformadas obtidas no modelo com os valores que seriam espectáveis.

3.5.1. Propriedades Dinâmicas

Através do modelo global da estrutura é feita uma análise de valores e vetores próprios dos 12 modos de vibração para determinar as suas propriedades dinâmicas. Esta determinação contribui para a correta modelação estrutural pois o estudo sobre estas propriedades permite entender o funcionamento estrutural quando a estrutura se encontra sobre o efeito da ação sísmica. É por isso que a distribuição dos elementos estruturais, nomeadamente as paredes rígidas, é melhorada com base em análises intercalares.

De seguida, é apresentado um quadro com as frequências e fatores de participação modal para cada um dos modos de vibração:

Quadro III-1 – Quadro de frequências e fatores de participação de massas modais para cada modo de vibração.

Modo de vibração	Frequência [Hz]	Modos Individuais			Valores Acumulados		
		U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z
1	1,178	0,449	0,102	$7,39 \times 10^{-6}$	0,449	0,102	$7,39 \times 10^{-6}$
2	1,203	0,096	0,580	$4,52 \times 10^{-6}$	0,545	0,681	$1,19 \times 10^{-5}$
3	1,382	0,073	$7,41 \times 10^{-3}$	$3,00 \times 10^{-6}$	0,618	0,689	$1,49 \times 10^{-5}$
4	4,176	$2,0 \times 10^{-4}$	0,086	$1,32 \times 10^{-8}$	0,619	0,775	$1,49 \times 10^{-5}$
5	4,593	0,044	$2,40 \times 10^{-4}$	$1,10 \times 10^{-5}$	0,662	0,775	$2,59 \times 10^{-5}$
6	5,397	0,051	$4,07 \times 10^{-5}$	$1,80 \times 10^{-3}$	0,714	0,775	$1,82 \times 10^{-3}$
...							
50	9,662	$3,81 \times 10^{-5}$	$2,40 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-3}$	0,739	0,816	0,789

Analisando o modelo 3D obteve-se os seguintes valores de:

- Massa global modelada (CQP): $3514 \text{ kN}/(\text{m}/\text{s}^2)$;
- Massa dos pisos vibrantes (CQP): $2507 \text{ kN}/(\text{m}/\text{s}^2)$;
- Considerando os valores acumulados U_z existe um aumento substancial do 7º para o 8º modo de vibração de cerca de 0,119.

Dado que as lajes do piso 0 até as do piso -2 encontram-se travadas devido às paredes de contenção periférica, a massa que lhes corresponde, apesar de se estar modelada, não vai participar na vibração global do edifício, isto é, só cerca de 74% da massa é que contribui para a massa vibrante de todo o modelo.

Posto isto, da análise modal verificou-se que se considerou a participação de cerca de 82% da massa global da estrutura e que retirando a massa da estrutura que está enterrada obtem-se mais de 90% da massa vibrante, exigência do EC8 para a validação dos modos de vibração considerados neste modelo.

Em seguida são apresentadas as vistas em 3D dos 3 primeiros modos de vibração da estrutura, com 1.178 Hz, 1.203 Hz e 1.382 Hz respectivamente:

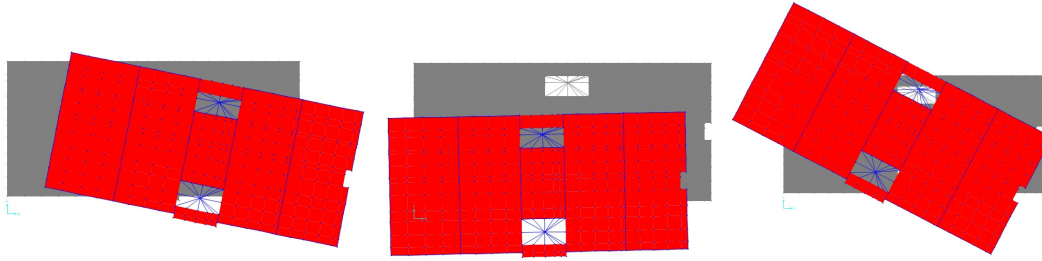


Figura III-2 – Vista 3D para os 3 primeiros modos de vibração.

Analisando as 3 vistas 3D anteriores observa-se que no primeiro modo de vibração corresponde a uma translação na direção X. O segundo modo de vibração corresponde a uma translação na direção Y. O terceiro modo de vibração representa a torção em torno do núcleo do elevador. No entanto, os dois primeiros modos demonstram componentes associadas de torção devido à existência dos dois núcleos de grande rigidez, aumentando a rigidez da estrutura no seu centro, sendo este um efeito penalizador que foi minimizado o melhor possível tendo em atenção a geometria da estrutura.

Esta estrutura é muito rígida na base devido aos muros de contenção e igualmente rígida no centro devido aos núcleos da escada e do elevador, dificultando assim a obtenção de modos puros de translação. Também devido à existência dos núcleos no centro do edifício aumenta a sua rigidez neste local o que leva à existência de modos de vibração de torção com uma baixa frequência. A existência de maior número de pórticos ao longo da direção X do que na direção Y, devido à imposição da arquitetura, veio de algum modo tentar equilibrar os modos de vibração de forma a que os modos de translação não se associassem inteiramente a uma torção significativa.

Assim, relativamente aos esforços desenvolvidos na estruturas é apresentado os seguintes valores:

- Resultante horizontal devido ao Sismo do Tipo 1: 3456 kN;
- Resultante horizontal devido ao Sismo do Tipo 2: 1585 kN.

Embora o EC8 tenha abandonado o conceito de coeficiente sísmico (parâmetro representado por β no RSA[9]), considera-se útil quantificar o seu valor para o projeto em análise. No caso presente obteve-se para o Sismo do Tipo 1 o valor $\beta=0,10$, que se encontra dentro dos limites especificados no RSA[9].

Deve-se ainda relembrar que o comportamento da estrutura em serviço foi verificado tendo em conta as limitações impostas pela Cl. 2.1 do EC8, que corresponde à ação sísmica reduzida com um período de retorno de cerca 95 anos e que é calculada recorrendo a coeficientes v de 0,4 e 0,55 para as ações do tipo I e II, respectivamente (Cl. 4.4.3.2 do EC8).

Em resumo, a resposta estrutural que se obtém é de modo geral correta, face ao tipo e porte da estrutura.

IV. MATERIAIS E AÇÕES

1. MATERIAIS

Os materiais a serem utilizados no projeto apresentado são os seguintes:

- Betão Geral e de Fundação- C30/37;
- Aço das armaduras ordinárias - A500NR SD;

O betão utilizado neste projeto apresenta as seguintes propriedades:

f_{ck} [MPa]	30
$f_{ck,cubo}$ [MPa]	37
f_{cm} [MPa]	38
f_{ctm} [MPa]	2.9
$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	2.0
$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	3.8
E_{cm} [GPa]	33

Portanto, $f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 20 \text{ MPa}$.

Em relação ao aço das armaduras ordinárias consideradas, as suas características são:

f_{yk} [MPa]	500
E_s [GPa]	210

Sendo, $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 435 \text{ MPa}$.

2. AÇÕES

Para a definição das ações consideradas neste projeto teve-se em consideração os Eurocódigos Estruturais 0, 1, 2 e 8 [1][2][3][5].

Ação é todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num elemento estrutural qualquer. Neste projeto teve-se em consideração o peso próprio, os vários revestimentos, as sobrecargas, o vento, sismo, a variação de temperatura e a retração e fluência do betão. Relativamente à ação sísmica, ação condicionante no dimensionamento dos pilares e paredes, seguiu-se o preconizado no Eurocódigo 8 (EN1998-1).

Para uma análise estrutural correta deve-se considerar todas as ações que possam provocar tensões, deformações ou esforços significativas para a segurança da estrutura. Consoante a sua variabilidade no tempo e probabilidade de ocorrência, as ações são classificadas da seguinte forma:

- Ações Permanentes;
- Ações Variáveis;
- Ações Acidentais.

As duas primeiras ações são caracterizadas de seguida. Relativamente às ações acidentais, tratam-se de ações com uma duração bastante curta e de baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, o chamado período durante o qual se prevê que uma estrutura ou parte desta possa ser utilizada para os efeitos a que se destina, com recurso à sua manutenção mas sem necessidade de grandes reparações. Só deverão ser consideradas no dimensionamento da estrutura quando os seus efeitos não são controlados por outros meios. Temos como ações acidentais as explosões, os incêndios, choques de veículos, enchentes, etc. Neste projeto não se considerou este tipo de ação no dimensionamento da estrutura em estudo.

2.1. Ações Permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem durante toda a vida útil da estrutura.

Estas ações dividem-se em duas espécies:

- Ações Permanentes Diretas – compostas pelo peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos, elementos não estruturais, de instalações entre outros equipamentos bem como de impulsos do terreno ou de líquidos;
- Ações Permanentes Indiretas – constituídas por deformações impostas pela ação da retração do betão, fluência, assentamentos dos apoios estruturais, imperfeições geométricas.

As ações indiretas podem causar ou não esforços na estrutura. Tal situação é definida dependendo se a estrutura é isostática ou hiperstática. As deformações que são impostas sem qualquer restrição à livre deformação não introduzem esforços nas estruturas. No caso de deformações impostas com restrição à livre deformação, estas já introduzem esforços nas estruturas.

As ações permanentes verticais foram definidas de acordo com as Tabelas Técnicas[7] e baseado no projeto original:

Pesos Próprios (PP/DEAD no SAP2000):

Betão armado	25.0 kN/m ³
Aço	77.0 kN/m ³
Água	10.0 kN/m ³
Terreno	19.0 kN/m ³

Restante carga permanente (RCP):

Revestimentos nos pisos de habitação	1.5 kN/m ²
Revestimentos do estacionamento	1.0 kN/m ²
Revestimento no piso comercial (piso 0)	3.0 kN/m ²
Revestimentos na cobertura	2.5 kN/m ²
Alvenaria de tijolo de 15 cm de espessura	1.8 kN/m ²

Alvenaria exterior (30 cm de espessura) 2.6 kN/m²

2.2. Ações Variáveis

As ações variáveis são ações que variam de intensidade de modo significativo ao longo da vida útil da construção. Estas classificam-se em diretas, indiretas e dinâmicas:

- Ações Variáveis Diretas – são provocadas pela utilização das estruturas por parte de pessoas ou veículos;
- Ações Variáveis Indiretas – causadas pelas variações da temperatura, quer sejam com variação uniforme e não uniforme de temperatura;
- Ações Variáveis Dinâmicas – são as provocadas por qualquer tipo de aceleração que induza solicitações na estrutura, como é o caso do sismo. No caso da estrutura estar sujeita a choques ou vibrações deve-se considerar os respectivos efeitos para a determinação das solicitações. No caso de a estrutura entrar em ressonância deve-se verificar essas vibrações por se tratar de um caso extremo, de rotura total da estrutura. No caso de existir fadiga, esta deve ser contada no dimensionamento dos elementos estruturais.

As sobrecargas foram definidas de acordo com o EC1[2] e baseado no projeto original:

2.2.1. Sobrecarga

Auto-silos	3.0 kN/m ²
Acessos – zonas privadas	3.0 kN/m ²
Acessos – zonas públicas	5.0 kN/m ²
Espaços de habitação (geral)	2.0 kN/m ²
Espaços comerciais	4.0 kN/m ²
Cobertura plana (não acessível)	0.4 kN/m ²

2.2.2. Sismo

O RSA entrou em vigor em 1983. Desde então a quantificação da ação sísmica foi estudada, culminando posteriormente na definição da ação sísmica deferida no Eurocódigo 8 (EC8).

O coeficiente de comportamento relaciona os esforços elásticos lineares com os esforços não lineares de forma a corrigir os efeitos da ação dos sismos obtidos pela análise linear efetuados no programa de cálculo automático, obtendo-se valores tendo em conta o comportamento não linear. Trata-se de um coeficiente que depende essencialmente do comportamento não linear, ou seja, é caracterizado pela ductilidade e a capacidade de dissipação de energia, sendo a ductilidade a relação entre o valor máximo de uma determinada grandeza em regime não linear e o valor que essa mesma grandeza toma quando se atinge a cedência (do aço dos elementos estruturais). Dado que a redundância estrutural consiste no relacionamento entre o número de ligações que a estrutura tem a mais do que as necessárias para equilibrar as cargas que lhe são aplicadas, é concluído que quanto maior for esta grandeza, maior será o número de rótulas plásticas que se vão formando sem que a estrutura se torne num mecanismo.

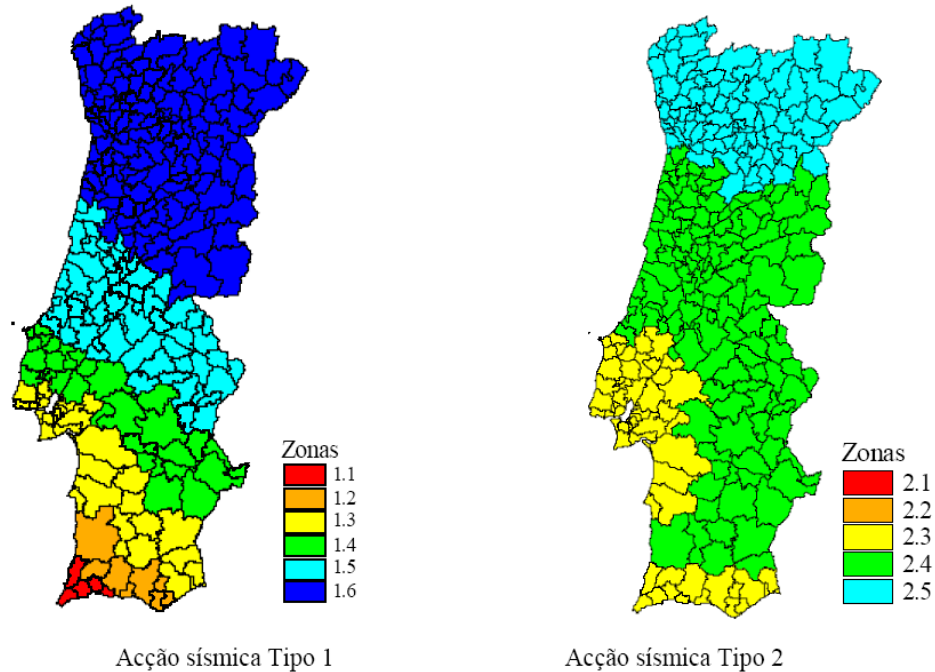
Para a resolução deste projeto teve-se em conta a quantificação da ação sísmica definida pelo EC8 (NP EN 1998-1: 2010), apesar de atualmente o RSA ainda se encontrar em vigor. Tendo por base esta Norma, e considerando os resultados do estudo geológico e geotécnico do projeto original, em que o N_{SPT} está entre 8 a 15 pancadas, considera-se satisfeita a condição $N_{SPT} < 15$, pelo que de acordo com o Quadro 3.1 do EC8, o terreno de fundação é classificado como do tipo D¹, para efeito de cálculo sísmico da nova construção.

De acordo com o EC8, quantifica-se a ação sísmica através da análise sísmica por espectro de resposta, existindo duas ações sísmicas distintas:

- Ação Sísmica Tipo 1 – representa um sismo de magnitude moderada a uma pequena distância focal;
- Ação Sísmica Tipo 2 – representa um sismo de maior magnitude mas a uma distância focal menor.

¹ Terreno tipo D corresponde a depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média, com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles, ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole e dura.

Ainda de acordo com o EC8, Lisboa situa-se nas seguintes zonas sísmicas:



- Acção sísmica Tipo 1 (Sismo de origem Afastada) – Zona 1.3
- Acção sísmica Tipo 2 (Sismo de origem próxima) – Zona 2.3

Figura IV-1 - Zonamento sísmico de acordo com Anexo NA.I.

Os valores de aceleração máxima de referência (a_{gR}), de acordo com o Quadro NA.I da Norma NP - EN 1998 – 1 – 2010, são os seguintes:

Quadro IV-1 – Valores de a_{gR} para sismos do tipo 1 e 2, para as zonas 1.3 e 2.3.

	a_{gR} [m/s^2]
Sismo Tipo 1 (afastado) – Zona 1.3	1.5
Sismo Tipo 2 (próximo) – Zona 2.3	1.7

Ainda de acordo com a mesma Norma, conforme é preconizado no Cl. 4.2.5, o edifício pertence à classe de importância II (edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias), pelo que o coeficiente de importância (que tem por objetivo ajustar o nível

de segurança da construção ao seu tipo de utilização) para a classe referida é de 1 ($\gamma_1=1.0$).

Resulta assim que:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} \Leftrightarrow a_g = a_{gR} \quad \text{[IV.1]}$$

Com base em a_g e de acordo com os valores de aceleração máxima (S_{max}), calcula-se o valor do parâmetro S (coeficiente de solo). Como a se situa entre 1 e 4, a fórmula de cálculo é a seguinte:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad \text{[IV.2]}$$

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e tipo 2, e por ser o solo em apreço do tipo D, os parâmetros definidores do espectro são os constantes dos quadros do EC8 (quadros NA-3.2 e NA-3.3), com os seguintes valores.

Quadro IV-2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2, para terreno do tipo D.

	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Ação sísmica Tipo 1 (Sismo afastado) – Terreno tipo D	2.0	0.1	0.8	2.0
Ação sísmica Tipo 2 (Sismo próximo) – Terreno tipo D	2.0	0.1	0.3	2.0

Sendo η , o coeficiente de correção do amortecimento, considera-se como valor de referência $\eta=1$, para 5% de amortecimento[5].

Pela introdução dos valores dos parâmetros a_g , S , T_B , T_C , T_D e η calcula-se o espectro de resposta elástica $S_e(T)$, pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\ T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \quad \text{[IV.3]}$$

Em que:

$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica;
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície;
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	Coefficiente de solo;
η	Coefficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ pra 5% de amortecimento viscoso.

É permitido verificar a segurança aos efeitos sísmicos para valores inferiores devido à capacidade dos sistemas estruturais de resistirem às ações sísmicas no domínio não linear, correspondendo a uma resposta elástica linear. Através principalmente do redundância da estrutura obtem-se uma melhor capacidade de dissipação de energia da estrutura. Para isso é efetuado uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao da resposta elástica, designado por espectro de cálculo ($S_d(T)$), pela introdução do coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento q trata-se de um valor de aproximação resultante da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse

completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, continuando a assegurar-se uma resposta dúctil satisfatória da estrutura.

Os valores do coeficiente de comportamento q são indicados na EN 1998 Cl. 3.2.2.5 tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. O espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

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

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

[IV.4]

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

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

Em que:

$S_d(T)$	Espectro de cálculo;
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície;
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.

Em relação ao cálculo do coeficiente de comportamento, utiliza-se a seguinte expressão definida no EC8 Cl. 5.2.2:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad \text{[IV.5]}$$

Onde q_0 é o valor base do coeficiente de comportamento e k_w é o coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes.

Como se trata de uma estrutura com um sistema misto (Quadro 5.1 – valor básico do coeficiente de comportamento q_0 , para sistemas regulares em altura), o valor de q_0 é igual a $3.0 \cdot \alpha_v / \alpha_f$.

A estrutura apresenta um comportamento típico misto pórtico/parede, sendo a resistência e rigidez em geral garantida pelo núcleo central e pelos pórticos laterais de fachada. Este comportamento está em linha com o critério apresentado pelo EC8 Cl. 5.1.2, estando aproximadamente metade do total de força horizontal equilibrada nas paredes do núcleo. O comportamento é ainda confirmado pela configuração deformada da estrutura, onde a maior rigidez das paredes se fazem sentir na base do edifício, sendo visível a rigidez dos pórticos em altura.

E por ser um edifício de vários pisos e um sistema misto pórtico/parede temos que $\alpha_v / \alpha_f = 1,3$. Assim, como $k_w = 1,00$ (fórmula 5.2 do EC8), resulta que q é igual a 3,9.

Salienta-se ainda que foi considerada uma classe de ductilidade média DCM EC8 Cl. 5.2.

De acordo com o referenciado no contexto do espectro após consideração do coeficiente de comportamento, o limite β é igual a 0,2. Obtendo-se assim os espectros de resposta elástica (S_e) e de cálculo (S_d), como é ilustrado na figura seguinte:

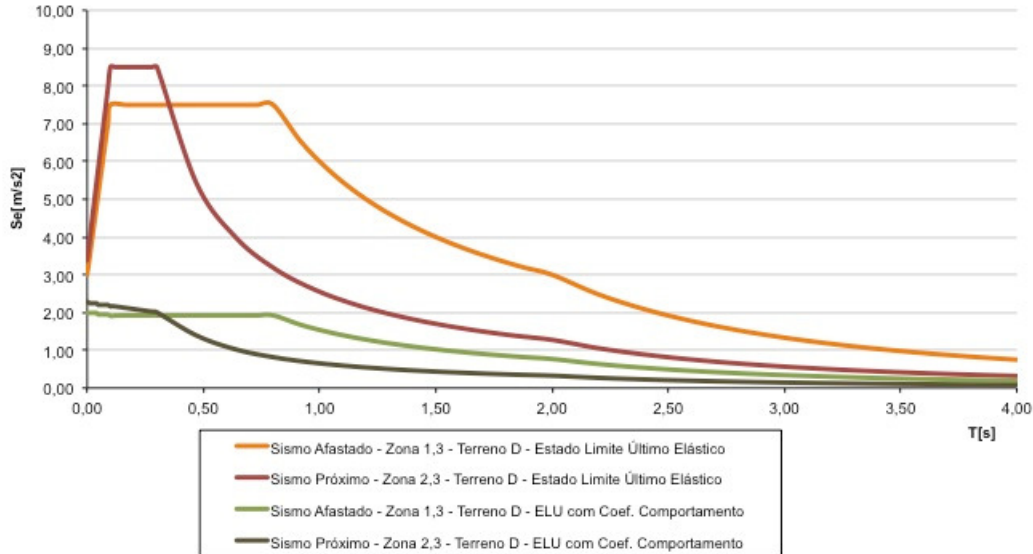


Figura IV-2 – Espectros de resposta elástica e de cálculo para sismos do tipo 1 e 2 e para terrenos do Tipo D.

2.2.3. Vento

Para a definição da ação do vento, considera-se que a estrutura se localiza na Zona B², em terreno com rugosidade do tipo I³ tendo como base o EC1[2].

Dado que a estrutura em estudo se trata de um edifício de betão armado (estrutura bastante rígida) esta ação não foi considerada condicionante tendo-se dispensado o seu cálculo.

2.2.4. Ações da Temperatura e de Retração do Betão

² Esta zona compreende a generalidade do território dos arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira de 5 Km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

³ Rugosidade do Tipo I deve ser atribuída aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte (Quadro NA – 4.1 do EC1).

As variações de temperatura e a retração do betão são ambas deformações impostas à própria estrutura, logo os seus efeitos sobre esta só devem ser tidos em conta na verificação à segurança dos Estados Limites de Utilização, principalmente no controlo da abertura de fendas [3].

Conforme a regulamentação considerou-se, quando aplicável, uma variação uniforme de temperatura de cerca ± 15 °C. Em relação à retração do betão, admitindo-se que o seu efeito é semelhante aos de um abaixamento lento e uniforme de 15 °C. Sendo assim, ambos os efeitos são consideradas reduzidas, logo não se proporcionam as condições necessárias para a abertura de fendas, verificando-se a sua segurança.

3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os coeficientes de combinação de ações foram considerados nos termos regulamentares. Adotou-se como coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes de 1.35 ou 1.0, consoante o seu efeito seja desfavorável ou favorável, e de 1.5 para as ações variáveis.

Adotou-se as seguintes combinações a ter em consideração neste projeto, como combinações de ações para as verificações de segurança à rotura, e ainda a ação sísmica de acordo com os Eurocódigos[1][2][3][4]:

$$\begin{aligned} CombS_{ELU,SC} &= 1.35 \cdot PP + 1.5 \cdot (RCP + SC) \\ Comb2 &= PP + RCP + \psi_2 \cdot SC + Sismo.EC8.ELU \end{aligned} \quad [IV.6]$$

Sendo:

PP – Peso Próprio

RCP – Restante carga permanente

SC – Sobrecarga nos pisos dos edifícios

Sismo.EC8.ELU – Ação Sísmica de não colapso do EC8[4]

Para o pré-dimensionamento das paredes de contenção periférica, majorou-se a ação do terreno por um fator de 1.5.

Em termos da análise de comportamento em serviço considerou-se, no essencial, a combinação quase permanente de ações, e a combinação sísmica de limitação de danos previsto pelo EC8[4] nas suas recomendações de projeto.

$$\begin{aligned} Comb1 &= PP + RCP + \psi_2 \cdot SC + \varepsilon_{cs} + \psi_2 \cdot \Delta t \\ Comb2 &= PP + RCP + \psi_2 \cdot SC + Sismo.EC8.ELS \end{aligned} \quad [IV.7]$$

Sendo:

PP – Peso Próprio

RCP – Restante carga permanente

SC – Sobrecarga nos pisos dos edifícios

ε_{cs} – Ação da retração uniforme

Δt – Ação de variação da temperatura

Sismo.EC8.ELS – Ação sísmica de serviço

Ψ_2 - Coeficiente com valores indicados no quadro A1.1 do EC0[1]

Resumindo, no seguinte quadro são apresentadas as combinações analisadas neste projeto e os seus coeficientes de segurança em situações favoráveis ou desfavoráveis aos vários estados limites:

Quadro IV-3 – Quadro resumo de coeficientes de segurança em situações favoráveis e desfavoráveis aos vários Estados Limites.

Combinações					
Ações/ Combinações	ELU-SC	ELU-Sismo1	ELU-Sismo2	CQP	ENV
PP	1,35	1,0	1,0	1,0	0
RCP	1,5	1,0	1,0	1,0	0
SC	1,5	0,3	0,3	0,3	0
Sismo1	0	1,0	0	0	0
Sismo2	0	0	1,0	0	0
ELU-SC	0	0	0	0	1,0
ELU-Sismo1	0	0	0	0	1,0
ELU-Sismo2	0	0	0	0	1,0

Na ação “PP” (Peso Próprio, ou DEAD no SAP2000) está contabilizada a ação do peso próprio da estrutura. Na ação “RCP” (Restante Carga Permanente) é contabilizado os revestimentos dos pisos e as cargas distribuídas relativamente às alvenarias interiores e exteriores. A ação “SC” (Sobrecarga) tem em conta as sobrecargas de pavimentos e de acessos interiores e exteriores. A ação “Sismo1” corresponde à análise espectral de resposta elástica e de cálculo da Ação Sísmica do Tipo 1 (Sismo Afastado). A ação

“Sismo2” trata-se da análise espectral de resposta elástica e de cálculo da Ação Sísmica do Tipo 2 (Sismo Próximo). No caso das Combinações, estas são:

- ELU-SC : Combinação Fundamental com sobrecarga como ação variável base;
- ELU-Sismo1: Combinação Fundamental com o Sismo1 como ação variável base para o sismo do Tipo 1;
- ELU-Sismo2: Combinação Fundamental com o Sismo2 como ação variável base para o sismo do Tipo 2;
- CQP: Combinação Quase Permanente;
- ENV: Envolvente de Esforços para as Combinações Fundamentais com os sismos e a sobrecarga como variável base.

V. ANÁLISE SÍSMICA

Neste capítulo será feito um estudo sobre os efeitos da ação sísmica na estrutura em estudo.

1. QUANTIFICAÇÃO DOS ESPECTROS DE RESPOSTA

Após a modelação da estrutura quantificou-se os espectros de dimensionamento da ação sísmica.

1.1. Regularidade em Planta

Consultando o EC8 na Cl. 5.2.2.1(2) são verificados que todos os sistemas estruturais, excepto o sistema torsionalmente flexível, podem ser classificados distintamente em cada direção. Para tal, começa-se por analisar a possibilidade da estrutura ser torsionalmente flexível, através da análise à regularidade em planta e altura seguindo as indicações descritas na Cl. 4.2.3 do EC8.

Como se pode constatar, observando as plantas do edifício, existe uma distribuição de massa e rigidez em planta que é essencialmente simétrica e que os pisos possuem uma forma compacta.

Consultando a Cl. 4.2.3.2(6) do EC8, as condições para garantir a regularidade em planta são:

$$r_i \geq l_s \quad [V.1]$$

$$e_{0i} \leq 0,30 \times r_i \quad [V.2]$$

Em que:

r_i – raio de torção;

l_s – raio de giração;

e_{0i} – distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, segundo a direção i , direção normal à direção em análise.

Neste cálculo deve-se ter em conta os elementos resistentes classificados como elementos sísmicos primários. Caso não se verifique a primeira relação, então a estrutura é considerada torsionalmente flexível, tomando-se um valor de coeficiente de comportamento igual a 2,0. Para calcular o raio de giração recorre-se à seguintes expressões:

$$\begin{aligned}I_s &= \sqrt{\frac{I_{\rho CM}}{m}} = \sqrt{\frac{(I_x + I_y)}{A}} \\ \gamma &= G + \psi_2 \times Q \\ \rho &= \frac{\gamma}{g} \\ m &= \rho \times a \times b \\ I_{\rho CM} &= \rho \times \left[\frac{a \times b^3}{12} + \frac{a^3 \times b}{12} \right] = \frac{m}{12} \times (a^2 + b^2)\end{aligned} \quad [V.3]$$

Em que:

- G – carga permanente;
- Q – sobrecarga;
- g – aceleração da gravidade;
- a e b – dimensões em planta do piso;
- A – área da planta do piso.

O raio de torção em cada direção é determinado segundo as seguintes fórmulas:

$$\begin{aligned}r_x &= \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} = \sqrt{\frac{\Sigma(y_{CM}^2 I_y) + \Sigma(x_{CM}^2 I_x)}{\Sigma I_x}} \\ r_y &= \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} = \sqrt{\frac{\Sigma(y_{CM}^2 I_y) + \Sigma(x_{CM}^2 I_x)}{\Sigma I_y}}\end{aligned} \quad [V.4]$$

Sendo:

- r_x – raio de torção segundo a direção x;
- r_y – raio de torção segundo a direção y;
- x_{CM} – coordenada segundo a direção x do centro de massa;

y_{CM} – coordenada segundo a direção y do centro de massa;

I_x – momento de inércia segundo a direção x;

I_y – momento de inércia segundo a direção y;

K_θ – rigidez de torção;

K_x e K_y – rigidez de translação em cada uma das direções.

A rigidez de translação é determinada definindo a posição do centro de rigidez (CR). Este centro é o ponto onde se devem aplicar forças horizontais ao edifício de modo a que este apresente apenas movimentos de translação.

Assim, obteve-se os seguintes centros de massa para cada piso:

Quadro V-1 – Quadro das coordenadas do Centro de Massa em cada piso.

Pisos	Centro de Massa	
	x	y
0	14,64	-11,51
1	14,58	-11,73
2 a 4	14,63	-11,71
Cobertura	14,29	-14,13

De seguida, calculou-se o raio de giração de cada piso:

Quadro V-2 – Quadro dos Raios de Giração relativamente ao Centro de Massa em cada piso.

Pisos	I_x [m ⁴]	I_y [m ⁴]	A [m ²]	I_s
0	8153,13	12212,17	51,44	19,90
1	1736,21	2991,43	10,76	20,96
2 a 4	1497,50	2522,99	9,32	20,77
Cobertura	1495,90	5228,57	9,97	25,97

Assim, verifica-se se a estrutura cumpre as condições impostas pela Cl. 4.2.3.2(6) do EC8:

Quadro V-3 – Quadro dos Raios de Torção relativamente ao Centro de Massa em cada piso.

Pisos	r_x	r_y	l_s	Condição $r_i \geq l_s$
0	20,32	16,60	19,90	Cumpre em x
1	21,20	16,15	20,96	Cumpre em x
2 a 4	21,10	16,25	20,77	Cumpre em x
Cobertura	30,03	16,06	25,97	Cumpre em x

Quadro V-4 – Quadro da distância e_0 em cada piso.

Pisos	e_{0x}	e_{0y}	$0,30 \cdot r_x$	$0,30 \cdot r_y$	Condição $e_{0i} \leq 0,30 \cdot r_i$
0	0,11	0,36	6,09	4,98	Cumpre
1	0,23	0,71	6,36	4,85	Cumpre
2 a 4	0,38	1,16	6,33	4,88	Cumpre
Cobertura	0,00	0,00	6,16	5,77	Cumpre

Analisando os quadros anteriores, a estrutura é regular em planta.

1.2. Regularidade em Altura

É verificado que todos os elementos verticais da estrutura apresenta continuidade desde a fundação à cobertura, com pisos de dimensões constantes, logo a estrutura é regular em altura.

Estando todas a regularidades verificadas, a estrutura não se trata de um sistema estrutural torsionalmente flexível.

2. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO

Segundo o EC8, Cl. 4.3.3.3.3, deve-se considerar os efeitos acidentais de torção através da aplicação de momentos torsores ao nível de cada piso sempre que se utiliza um modelo de análise espacial. Estes efeitos têm em atenção a incerteza da colocação das massas na estrutura a quando a ação sísmica atua. Os momentos torsores são determinados a partir da seguinte expressão:

$$\begin{aligned}M_{ai} &= e_{ai} \cdot F_i \\e_{ai} &= \pm 0,05 \cdot L_i \\F_i &= F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}\end{aligned} \quad [\text{V.5}]$$

Sendo que:

M_{ai} – momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;

e_{ai} – excentricidade acidental na massa no piso i ;

F_i – força horizontal atuante no piso i ;

L_i – dimensão em planta perpendicular à ação sísmica;

F_b – força de corte basal atuante devido ao sismo;

z_i, z_j – alturas das massas m_i e m_j , que são medidas a partir do nível da aplicação da ação sísmica;

m_i, m_j – massas dos pisos.

Posto isto, são apresentados os cálculos respetivos, não tendo em conta os pisos subterrâneos dado que se tratam de pisos não vibrantes.

Quadro V-5 – Quadro da força de corte basal (Sismo Tipo 1).

Direção	F_b [kN]
Segundo x	3456
Segundo y	4195

Quadro V-6 – Quadro da determinação das forças horizontais equivalentes.

Piso	z [m]	m [ton]	$z \cdot m$	$F_{i,x}$ [kN]	$F_{i,y}$ [kN]
0	4,075	75,78	308,80	229,42	278,48
1	6,925	99,20	686,96	510,37	619,50
2	9,775	99,20	969,68	720,41	874,46
3	12,625	99,20	1252,40	930,46	1129,42
4	14,455	99,20	1433,94	1065,33	1293,13
			$\sum z \cdot m =$	4651,78	

Quadro V-7 – Quadro dos Momentos Torsores.

$F_{i,x}$ [kN]	$e_{i,x}$ [m]	$F_{i,x} \cdot e_{i,x}$ [kN.m]	$F_{i,y}$ [kN]	$e_{i,y}$ [m]	$F_{i,y} \cdot e_{i,y}$ [kN.m]	M_{max} [kN.m]
229,42	0,99	227,13	278,48	1,45	403,80	403,80
510,37	0,66	336,84	619,50	1,45	898,27	898,27
720,41	0,66	475,47	874,46	1,45	1267,97	1267,97
930,46	0,66	614,10	1129,42	1,45	1637,66	1637,66
1065,33	0,66	703,12	1293,13	1,45	1875,04	1875,04

3. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Em estruturas de betão armado podem surgir elevados deslocamentos relativos entre pisos devido à ação sísmica, originando numa excentricidade de carga elevada nos elementos verticais devido ao esforço axial que existe nesses mesmos elementos. De acordo com a magnitude deste momento fletor adicional provocado pelas excentricidades, torna-se necessário contabilizá-lo no dimensionamento da estrutura. Segundo o EC8, traduz-se a importância dos efeitos de segunda ordem através do índice de sensibilidade de deslocamentos entre pisos, calculado através da expressão 6.14 da Cl. 4.4.2.2(2) do EC8:

$$\theta = \frac{P_{total} \times d_r}{V_{total} \times h} \quad [V.6]$$

Em que:

θ – índice de sensibilidade de deslocamentos entre pisos;

P_{total} – valor total das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica das ações;

d_r – deslocamento relativo entre pisos consecutivos para a combinação sísmica, incluindo os momentos torsores devidos aos efeitos acidentais de torção;

V_{total} – esforço de corte total ao nível do piso inferior em análise;

h – altura entre pisos.

Dado que a ação sísmica é simulada por um espectro de cálculo, aplica-se um parâmetro corretivo aos deslocamentos obtidos no modelo de modo a determinar-se os deslocamentos reais na estrutura. Estes são calculados através da expressão 6.15 da Cl. 4.3.4 do EC8:

$$d_s = q_d \times d_e \quad [V.7]$$

Sendo:

d_s – deslocamentos reais da estrutura;

q_d – factor de comportamento que está associado ao deslocamento, assumindo um valor igual ao coeficiente de comportamento (q);

d_e – deslocamento do mesmo ponto da estrutura determinado pela análise linear baseada no espectro de cálculo.

Após a determinação do índice θ existem três hipóteses de análise:

- Se $\theta < 0,1$ não é então necessário considerar os efeitos de segunda ordem, segundo a Cl. 4.4.2.2(2) do EC8;
- Se $0,1 < \theta \leq 0,2$ os efeitos de segunda ordem são considerados de forma aproximada multiplicando os esforços provenientes da análise sísmica por um factor de majoração, $1/(1-\theta)$, dado pela Cl. 4.4.2.2(3) do EC8.

Recorrendo ao modelo de cálculo, analisou-se os deslocamentos ao nível de cada um dos pisos. Como se verificou deslocamentos diferentes consoante a posição em planta e altura, voltou-se analisar os deslocamentos dos pisos mas em cinco pontos identificados como o centro de massa de cada piso e os pilares de canto.

De seguida são apresentadas os quadros de síntese do cálculo referente aos efeitos de 2ª ordem.

Quadro V-8 – Quadro dos deslocamentos relativos (reais) máximos existentes entre pisos e entre os centros de rigidez de cada piso.

Piso		$d_{r,x}$	$d_{r,y}$
		[mm]	[mm]
Cobertura	máximo	-48,4	-52,2
	C.R.	-42,3	-41,5
4	máximo	-40,6	-46,9
	C.R.	-34,8	-37,4
3	máximo	-31,2	-39,0
	C.R.	-26,4	-31,2
2	máximo	-21,2	29,0
	C.R.	-17,6	-23,1
1	máximo	-11,3	17,7
	C.R.	-9,2	-13,9

Quadro V-9 – Quadro do cálculo de θ_r em cada direção.

Piso	P_{total} [kN]	$d_{r,x}$ [mm]	$d_{r,y}$ [mm]	$V_{x,total}$ [kN]	$V_{y,total}$ [kN]	h [m]	$\theta_{r,x}$	$\theta_{r,y}$
Cobertura	3903,53	-48,4	-52,2	1167,97	3937,64	2,83	0,06	0,02
4	14861,80	-40,6	-46,9	4193,79	2788,16	2,85	0,05	0,09
3	8056,69	-31,2	-39,0	1643,95	1357,31	2,85	0,05	0,08
2	9182,41	-21,2	29,0	1577,20	1071,01	2,85	0,04	0,09
1	9968,41	-11,3	17,7	1651,80	1376,94	4,075	0,02	0,03

Analisando a estrutura e o seu comportamento face às cargas aplicadas conclui-se que se trata de um sistema de paredes com rigidez elevada, logo o deslocamento relativo

entre pisos são reduzidos, tratando-se de uma vantagem deste tipo de sistema estrutural. Também se pode concluir que os efeitos de 2ª ordem no dimensionamento da estrutura poderão ser desprezados pois θ é de um valor menor que 0,1.

VI. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Neste capítulo procede-se ao dimensionamento da estrutura em estudo tendo atenção as várias verificações à segurança que a regulamentação impõem.

1. ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Na execução de um projeto de estruturas deve-se ter em conta três verificações essenciais para os Estados Limites de Serviço:

- Deformação total do pavimento para a Combinação Quase-permanente;
- Deformação após a entrada em serviço da estrutura para a Combinação Quase-permanente;
- Deslocamento relativo entre pisos para a Ação Sísmica de Serviço.

Tendo estas verificações em conta, de seguida estas são abordadas pela regulamentação dos Eurocódigos.

1.1. Deslocamentos verticais nos pisos

Na Cl. 7.4.1(4) a deformação do piso é limitada a $L/250$ para a Combinação Quase-Permanente, em que L é o vão da laje. Na Cl. 7.4.1(5) a deformação é limitada a $L/500$ para a mesma combinação de ações. Para a verificação expressa na primeira cláusula as deformações são medidas no seu valor total enquanto que na verificação seguinte apenas se tem em conta as deformações que ocorre após a conclusão da fase construtiva. Estas verificações asseguram parâmetros de qualidade distintos. Na primeira verificação assegura-se a baixa deformabilidade e a boa aparência à estrutura, evitando flechas elevadas na laje. Na segunda verificação garante-se que após a construção da estrutura os deslocamentos não levem a fendilhação dos materiais não estruturais (paredes de alvenaria e os revestimentos dos pavimentos).

Os deslocamentos máximos na laje são calculados analisando os deslocamentos provenientes do modelo de cálculo que sejam exclusivamente de comportamento elástico. Recorreu-se ao Método dos Coeficientes Globais para estimar estes deslocamentos de um modo mais fiável. Este método permite determinar o deslocamento instantâneo (a_0) e o deslocamento a longo prazo (a_t) considerando o efeito de fendilhação e da fluência. Para o cálculo dos a_t adotou-se um coeficiente de

fluência (φ) de 2,5. Os deslocamentos são calculados segundo as seguintes expressões:

$$\begin{aligned}a_0 &= k_0 \times a_c \times (h/d)^3 \\ a_t &= \eta \times k_t \times a_c \times (h/d)^3\end{aligned}\quad [\text{VI.1}]$$

Em que:

a_c – deformação instantânea em fase elástica;

k_0 – coeficiente que considera o efeito das armaduras e da fendilhação;

k_t – coeficiente que considera o efeito das armaduras, fendilhação e fluência;

η – coeficiente que traduz a influência da armadura de compressão.

Tendo em conta o EC2 e a regulamentação que ele prescreve, determina-se inicialmente o deslocamento instantâneo devido apenas às cargas permanentes aplicando a expressão mencionada anteriormente. De seguida determina-se o deslocamento a longo prazo para a combinação quase-permanente aplicando a expressão a seguir e por fim é determinado o deslocamento que ocorre após a entrada em serviço da estrutura, utilizando a expressão:

$$a_{\Delta} = a_t + a_0 \quad [\text{VI.2}]$$

Como a estrutura apresenta carregamentos diferentes ao longo dos pisos por causa das distintas utilizações (cobertura, pisos de habitação, zona comercial e estacionamento), realizou-se uma análise geral ao comportamento da estrutura com o objetivo de determinar quais os pisos com deslocamentos condicionantes.

A figura seguinte mostra graficamente os deslocamentos que ocorrem após a entrada em serviço da estrutura (a_{Δ}), no último piso para a Combinação Quase-Permanente de ações (laje que sofre maior variação de deslocamentos):

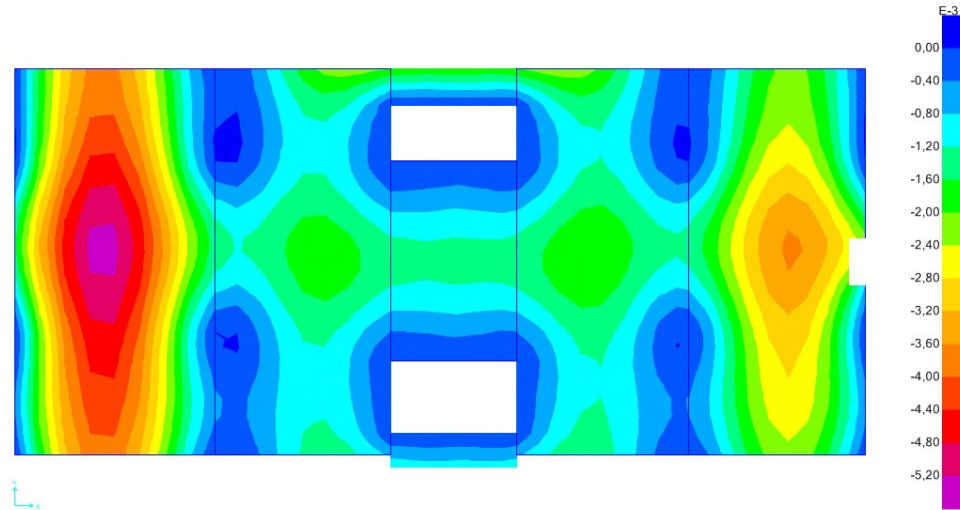


Figura VI-1 – Deslocamentos a longo prazo na laje do último piso para a Combinação Quase-Permanente de ações.

A Figura VI-1 apresenta um deslocamento máximo de -5,3 mm na laje da esquerda e um mínimo com cerca de 0,9 mm junto aos pilares que sustentam as vigas interiores, sendo que estes valores são aceitáveis segundo o EC2.

1.2. Deslocamentos relativos entre os pisos

As verificações de segurança exigidas pelo EC8 para os Estados Limites de Serviço dependem dos deslocamentos relativos entre pisos que estão diretamente relacionados com o nível de danos provocados pelo sismo na estrutura. Segundo a Cl. 4.4.3.2 do EC8, é imposto um limite no deslocamento relativo dado em função dos materiais não estruturais existentes no edifício.

Começou-se por fazer um controle de deslocamentos relativos entre pisos quando a verificação é feita a partir dos deslocamentos devidos ao espectro de acelerações à limitação de danos. Esse controle é feito aplicando a seguinte condição:

$$d_r \leq 0,005 \times h \quad \text{[VI.3]}$$

Em que:

d_r – deslocamento relativo entre pisos determinado através de uma análise linear baseada no espectro de acelerações associado à limitação de danos;

h – distância entre pisos.

Quando a verificação é feita a partir do espectro de cálculo, aplica-se a expressão da Cl. 4.4.3.2(1) do EC8:

$$d_r \times v \leq 0,005 \times h \quad \text{[VI.4]}$$

Sendo:

d_r – deslocamento relativo entre pisos determinado através de uma análise linear baseada no espectro de cálculo;

v – coeficiente de redução da ação sísmica, que no caso da Ação Sísmica do Tipo 1 toma o valor de 0,40 e no caso da Ação Sísmica do Tipo 2 toma o valor de 0,55.

O quadro seguinte apresenta a verificação da limitação de danos segundo as duas direções x e y .

Quadro VI-1 – Quadro da verificação de limitação de danos.

Piso	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	v	h [m]	$d_{r,x} \cdot v$	$d_{r,y} \cdot v$	$0,005 \cdot h$
Cobertura ao Piso 4	0,0484	0,0522	0,40	2,83	0,0194	0,0209	0,0141
Piso 4 ao Piso 3	0,0406	0,0469	0,40	2,85	0,0162	0,0188	0,0142
Piso 3 ao Piso 2	0,0312	0,0390	0,40	2,85	0,0125	0,0156	0,0142
Piso 2 ao Piso 1	0,0212	0,0290	0,40	2,85	0,0085	0,0116	0,0142
Piso 1 ao Piso 0	0,0113	0,0177	0,40	4,075	0,0045	0,0071	0,0204

Como se pode verificar, os valores obtidos em ambas as direções nos dois últimos pisos e na direção y do Piso 3 ao Piso 2 não respeitam a condição definida na Cl. 4.4.3.2(1) do EC8. Isto pode dever-se a várias situações como os deslocamentos relativos obtidos face à ação sísmica. De qualquer modo, considerou-se que a diferença de milímetros que se obteve nestes casos são de pouca relevância, pelo que se continuou o desenvolvimento do projeto.

2. ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

No capítulo presente é abordado toda a regulamentação aplicável à pormenorização dos elementos de betão armado, levando ao dimensionamento estrutural.

2.1. Regras Gerais

As regras de pormenorização que se aplicam a todos os elementos estruturais em análise são, essencialmente:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetro mínimo de dobragem;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda das armaduras.

2.1.1. Recobrimentos

Segundo a Cl. 4.4.1.2 do EC2, o recobrimento mínimo a adoptar para assegurar a transmissão eficaz das forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo, é calculado aplicando a seguinte expressão:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad [\text{VI.5}]$$

Sendo:

c_{min} – recobrimento mínimo;

$c_{min,b}$ – recobrimento mínimo para os requisitos de aderência (consultar Quadro 4.2 da Cl. 4.4.1.2(3) do EC2);

$c_{min,dur}$ – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais é definido tendo em atenção as classes de exposição e estruturais (consultar Quadro 4.4N do Anexo Nacional do EC2);

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – margem de segurança (consultar a Cl. 4.4.1.2(6) do EC2);

$\Delta c_{dur,st}$ – redução do recobrimento mínimo no caso da utilização de aço inoxidável (consultar a Cl. 4.4.1.2(8) do EC2);

$\Delta c_{dur,add}$ – redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional (consultar a Cl. 4.4.1.2(8) do EC2).

Na ausência de outras especificações, o EC2 recomenda valor de 0 mm para os parâmetros $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$, segundo as cláusulas 4.4.1.2(6), 4.4.1.2(7) e 4.4.1.2(8).

Assim sendo, a expressão acima descrita pode se simplificar do seguinte modo:

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm} \} \quad [VI.6]$$

O recobrimento nominal (c_{nom}) é calculado aplicando a expressão dada na Cl. 4.4.11(2)P do EC2:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [VI.7]$$

Segundo a norma portuguesa ENV 13670-1, o Δc_{dev} é de 10 mm.

Os quadros seguintes apresentam, respetivamente, os valores de recobrimento mínimo (c_{min}) e recobrimento nominal que se vai adotar no projeto (c_{nom}), para a classe estrutural S4.

Quadro VI-2 – Quadro dos recobrimentos mínimos, c_{min} .

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	Classe de Resistência do Betão	Diâmetro dos varões [mm]	$c_{min,b}$ [mm] (Quadro 4.2 do EC2)	$c_{min,dur}$ [mm] (Quadro 4.4N do EC2)	c_{min} [mm]
Pilares, Vigas e Paredes	XC2	C30/37	8 (ϕ 8)	25	25	25
			12 (ϕ 12)			
			16 (ϕ 16)			
			20 (ϕ 20)			
			25 (ϕ 25)			
Lajes	XC2	C30/37	8 (ϕ 8)	12	25	25
			12 (ϕ 12)			
Fundações	XC2	C30/37	8 (ϕ 8)	25	25	40*
			12 (ϕ 12)			
			16 (ϕ 16)			
			20 (ϕ 20)			
			25 (ϕ 25)			

*O valor do recobrimento mínimo $c_{min,dur}$ em fundações toma o valor de 40 mm (Norma E464-2005 do Anexo B.1).

Quadro VI-3 – Quadro dos recobrimentos nominais, c_{nom} .

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	c_{min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	$c_{nom,min}$ [mm]	$c_{nom,adotado}$ [mm]
Pilares, Vigas e Paredes	XC2	25	10	35	35
Lajes	XC2	25	10	35	35
Fundações	XC2	40	10	50	50

2.1.2. Distância mínima entre varões

O EC2 estabelece também distâncias mínimas entre os varões de modo a que se execute uma betonagem e compactação satisfatória e que assegure as condições de aderência. A Cl. 8.2(2) do EC2 apresenta uma expressão que calcula esta distância que deve existir entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões, e que não deve ser inferior ao valor calculado:

$$d = \max \{ k_1 \times \phi; d_g + k_2; 20 \text{ mm} \} \quad [\text{VI.8}]$$

Em que:

ϕ – diâmetro do varão;

d_g – dimensão máxima do agregado;

$k_1 = 1,0$;

$k_2 = 5 \text{ mm}$

O diâmetro mínimo de dobragem de varões está limitado de modo a evitar o aparecimento de fendas no varão tal como a rotura do betão no interior da curva do varão (Cl. 8.3(1) do EC2. Portanto, este diâmetro é calculado segundo a expressão descrita na Cl. 8.3(2) do EC2:

$$\phi_{m,\min} = \begin{cases} 4\phi & \text{se } \phi \leq 16 \text{ mm} \\ 7\phi & \text{se } \phi > 16 \text{ mm} \end{cases} \quad [\text{VI.9}]$$

Aplicando as expressões anteriormente mencionadas, obteve-se os seguintes diâmetros mínimos de dobragem de varões:

Quadro VI-4 – Quadro dos diâmetros mínimos de dobragem de varões, $\Phi_{m,min}$.

Φ [mm]	$\Phi_{m,min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

2.1.3. Comprimentos de amarração dos varões

Para assegurar-se a transmissão de forças do varão para o betão por forças de aderência é calculado o comprimento de amarração dos varões através da expressão da Cl. 8.4.3 e Cl. 8.4.4 do EC2:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad [VI.10]$$

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4} \right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) \quad [VI.11]$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad [VI.12]$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} \quad [VI.13]$$

$$l_{b,min} = \begin{cases} \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\} & \text{para amarrações de varões restracionadas} \\ \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{ mm}\} & \text{para amarrações de varões comprimidas} \end{cases} \quad [VI.14]$$

Sendo:

α_1 – coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões;

α_2 – coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 – coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais;

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

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

$l_{b,rqd}$ – comprimento de amarração de referência;

Φ – diâmetro do varão;

σ_{sd} – valor de cálculo da tensão na seção do varão em que resulta a medição do comprimento de amarração;

f_{bd} – tensão de aderência;

η_1 – coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem:

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{para condições de aderência satisfatória}$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \text{para todos os outros casos}$$

η_2 – coeficiente relacionado com o diâmetro do varão:

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{para } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = (132 - \phi)/100 \quad \text{para } \phi > 32 \text{ mm}$$

f_{ctd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;

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, sendo o valor adotado de 1,0;

γ_C – coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, com valor adotado 1,5;

$l_{b,min}$ – comprimento de amarração mínimo.

Nota: Os valores dos coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 retiram-se do Quadro 8.2 do EC2.

Para calcular a tensão de aderência teve-se em consideração a situação mais desfavorável, ou seja, adotou-se os seguintes valores:

$$\eta_1 = 0,7$$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$$

E obteve-se um valor resultante de 2,1 MPa de f_{bd} .

Admitindo que $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ MPa, obteve-se os seguintes valores do comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$:

Quadro VI-5 – Quadro dos comprimentos de amarração de referência, $l_{b,rqd}$.

Φ [mm]	$l_{b,rqd}$ [mm]
8	0,42
10	0,52
12	0,62
16	0,83
20	1,04
25	1,29

Assim, foi determinado o comprimento de amarração mínimo, $l_{b,min}$:

Quadro VI-6 – Quadro dos comprimentos de amarração mínima, $l_{b,min}$.

Φ [mm]	$0,3 l_{b,rqd}$ [mm]	$0,6 l_{b,rqd}$ [mm]	10Φ [mm]	mm	$l_{b,min}$ [m]	
					Varões Tracionados	Varões Comprimidos
8	126	252	80	100	0,126	0,252
10	156	312	100	100	0,156	0,312
12	186	372	120	100	0,186	0,372
16	249	498	160	100	0,249	0,498
20	312	624	200	100	0,312	0,624
25	390	780	250	100	0,390	0,780

Para o cálculo do comprimento de amarração, l_{bd} , considerou-se a forma conservativa sendo que os parâmetros α_i tenham o valor unitário, obtendo-se os mesmos valores obtido no Quadro VI-5.

2.1.4. Comprimento de emenda

Segundo a Cl. 6.6(2)P do EC8, a armadura transversal utilizada em vigas, pilares e paredes deve ser amarrada através de um ângulo de 135° e deve possuir uma extensão reta de $10d_{bw}$, em que d_{bw} trata-se do diâmetro da armadura transversal. O comprimento de emenda (l_0) vai permitir assegurar a transmissão de forças entre varões adjacentes recorrendo a forças de aderência que ocorrem no betão. Este comprimento é calculado segundo a Cl. 8.7.3 do EC2:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [VI.15]$$

$$l_{0,min} > \max \{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{mm}\}$$

Sendo que:

$$1,0 \leq \alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5} \leq 1,5;$$

ρ_1 – percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,65l_0$ da seção média da sobreposição.

Novamente se considerou que os valores α_i são unitários exceto o α_6 que conservativamente admite um valor de 1,5, logo os comprimentos de sobreposição mínimo para cada tipo de diâmetro são:

Quadro VI-7 – Quadro dos comprimentos de sobreposição mínimo, $l_{0,min}$.

ϕ [mm]	$0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}$ [mm]	15ϕ [mm]	mm	$l_{0,min}$ [mm]
8	189	120	200	200
10	234	150	200	234
12	279	180	200	279
16	374	240	200	374
20	468	300	200	468
25	585	375	200	585

De seguida é apresentado o comprimento de sobreposição calculado com as expressões acima mencionadas:

Quadro VI-8 – Quadro dos comprimentos de sobreposição, l_0 .

ϕ [mm]	$1,5 l_{b,rqd}$ [m]	$l_{0,min}$ [m]	l_0 [m]
8	0,63	0,20	0,63
10	0,78	0,23	0,78
12	0,93	0,28	0,93
16	1,24	0,37	1,24
20	1,56	0,47	1,56
25	1,93	0,58	1,93

Segundo o EC2, é necessário armadura transversal para resistir às forças de tração transversais nas sobreposições (Cl. 8.7.4.1(1)). E a Cl. 8.7.2(2) refere que se poderá reduzir a aderência aço/betão com ciclos de carga pós-cedência que ocorram em zonas críticas, não permitindo emendas de varões nestas zonas.

2.2. Vigas

2.2.1. Armadura Longitudinal

O EC2 limita as armaduras mínimas para que não ocorram roturas frágeis e formação de fendas largas de modo a que seja possível resistir às forças devido a ações de coação (Cl. 9.1(3)P). Para o caso das vigas, o EC2 recomenda que a utilização de armaduras longitudinais possua uma área igual ou superior à armadura calculada pela seguinte expressão (Cl. 9.2.1.1):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad [VI.16]$$

Sendo:

b_t – largura média da zona traccionada.

Segundo a Cl. 5.4.3.1(5)P do EC8 é imposto uma taxa mínima de armadura ao longo de todo o comprimento de vigas primárias utilizando a seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad [VI.17]$$

Em que:

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

A_s – área de armadura traccionada;

A_c – área da seção de betão;

f_{ctm} – tensão média de resistência à tração do betão (Tabela 3.1 do EC2);

f_{yk} – tensão característica do aço.

Analisando as expressões anteriores é verificado que a armadura mínima longitudinal considerada no EC8 é condicionante:

$$A_{s\min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,0029 b_t d \geq 0,0013 b_t d \rightarrow A_{s\min} = 0,0029 b_t d \quad [\text{VI.18}]$$

Excepto nas zonas de sobreposição, a área de armadura máxima numa seção não deve superar o valor de $0,04 A_c$ (Cl. 9.2.1.1(3) do EC2).

A Cl. 5.4.3.1.2 do EC8 define as zonas críticas das vigas, que se localizam junto aos pilares, e que têm um comprimento de valor idêntico à altura da viga, $l_{cr} = h_w$. Nestas zonas garante-se a ductilidade disponível em curvatura quando esta supera a exigida:

$$\begin{cases} \mu_\phi = 2 \times q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \quad [\text{VI.19}]$$

Em que:

T_1 – período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa;

T_c – período máximo da zona de aceleração constante no espectro de resposta.

Nas extremidades das vigas deve-se garantir que existe armadura de tração longitudinal suficiente de modo a estas resistirem à força de tração adicional causada pelo esforço transversal (Cl. 6.2.1(7) do EC2).

Segundo o EC8, na Cl. 5.4.3.1.2(4), a ductilidade em curvatura garante-se verificando as seguintes condições:

- A armadura comprimida deve no mínimo ser metade da armadura traccionada adicionada da armadura de compressão necessária à verificação da resistência à flexão na combinação sísmica;
- A taxa de armadura de tração não deve ultrapassar o seguinte valor:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,018}{\mu_\phi \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [\text{VI.20}]$$

Sendo que:

ρ' – taxa de armadura de compressão;

$\varepsilon_{sy,d}$ – valor de projeto da extensão de cedência da armadura;

f_{yd} – valor de projeto da tensão de cedência da armadura de flexão.

Se existir, deve-se incluir a armadura das lajes na parte superior da viga no cálculo da taxa de armadura de tração, e a largura da seção a considerar deve ser a da zona comprimida.

Segundo a Cl. 5.6.2.2(2)P do EC8 estabelece limites máximos para o quociente entre o diâmetro dos varões da armadura principal com a dimensão da seção do pilar na direção das vigas:

- Nós interiores: $\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \cdot \frac{1+0,8 \times \nu_d}{1+0,75 \times k_D \times (\rho' / \rho_{max})}$;
- Nós exteriores: $\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1+0,8 \times \nu_d)$.

Em que:

h_c – extensão da coluna medida paralelamente ao desenvolvimento da armadura longitudinal da viga;

k_c – fator que reflete a classe de ductilidade sendo que para a classe DCH toma o valor 1 e para a classe DCM toma o valor de 2/3;

ρ' – taxa de armadura de compressão que atravessam o nó viga/pilar;

ρ_{max} – taxa máxima de armadura;

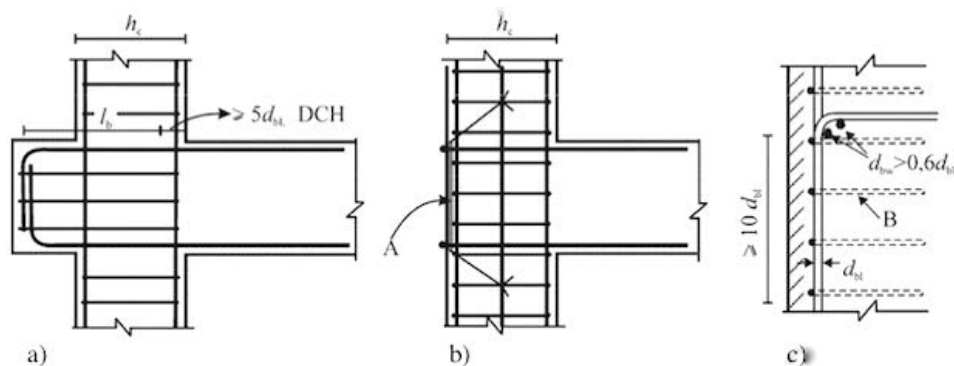
γ_{Rd} – fator de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências, sendo de valor 1,0 para estruturas da classe DCM.

Admitindo que o esforço axial normalizado nos pilares é de 0,1 (Cl. 5.1.2(1)) e que $\rho' = 0,5\rho_{max}$ obteve-se as seguintes expressões simplificadas em estruturas da classe DCM:

- Nós interiores: $\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1+0,8 \times 0,1}{1+0,75 \times 0,5 \times (2/3)} \Rightarrow d_{bl} \leq 6,48 \times h_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$
- Nós exteriores: $\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{f_{yd}} \times (1+0,8 \times 0,1) \Rightarrow d_{bl} \leq 8,1 \times h_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$

Quando as exigências referidas na Cl. 5.6.2.2(2)P no EC8 não são cumpridas, entra em vigor a Cl. 5.6.2.2(3) do EC8, que exige certas medidas para assegurar boas condições de amarração à armadura longitudinal das vigas, tais como:

- A viga ou laje devem ser prolongadas na horizontal sob a forma de tocos;
- Deve-se recorrer a varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas ao topo da armadura principal das vigas;
- A dobragem da armadura principal deve ser feita com 90° para garantir um comprimento mínimo de $10d_{bL}$ com armaduras transversais firmemente colocadas no interior dessa dobragem.



Legenda:

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

Figura VI-2 – Medidas complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.

A Figura VI-2 são apresentadas as 3 medidas acima descritas. Nas zonas em que ocorrem momentos negativos nas vigas com lajes adjacentes, o EC8 diz que a armadura deve ser colocada essencialmente na zona da alma da viga, podendo se estender para uma zona da laje adjacente à viga definindo assim uma largura efetiva do banzo, b_{eff} (Cl. 5.4.3.1.1). Segundo a Cl. 5.6.2.2(4)P do EC8, os varões que correspondem à armadura principal das vigas e que atravessam os nós interiores devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância que não ultrapasse o comprimento da zona crítica.

2.2.2. Armadura Transversal

As Cláusulas 9.2.2(5) e (6) do EC2 apresentam a expressão a utilizar para o cálculo da armadura mínima transversal:

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

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times b_w \times \text{sen}(\alpha)) \Rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \text{sen}(\alpha) \quad [\text{VI.21}]$$

Em que:

ρ_w – taxa de armadura de esforço transverso;

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

s – espaçamento das armaduras de esforço transverso que é medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w – largura da alma do elemento;

α – ângulo formado entre as armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

Neste análise adotou-se armaduras de esforço transverso perpendiculares ao eixo longitudinal da viga, ou seja, $\alpha=90^\circ$, logo a armadura transversal mínima será de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w \quad [\text{VI.22}]$$

Tendo em conta a Cl. 6.2.3(3) do EC2, o esforço transverso calcula-se utilizando as seguintes expressões:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot g(\theta) \\ V_{Rd,s\max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot g(\theta) + \text{tg}(\theta)} \end{array} \right. \quad [\text{VI.23}]$$

Sendo que:

A_{sw} – área total dos estribos na seção transversal na direção do esforço transverso;

s – espaçamento dos estribos na direção do eixo da peça;

z – braço interno entre as resultantes das tensões axiais de flexão e tração, que toma o valor de $z=0,9d$ em que o d é a distância entre o centro de gravidade das armaduras traccionadas e a fibra mais comprimida da seção;

f_{ywd} – tensão de cedência de projeto dos estribos;

$\alpha_{cw} = 1,0$ para elementos não pré-esforçados;

b_w – largura da seção transversal (ou a menor espessura caso a seção seja variável);

v_1 – fator de redução da resistência do betão devido à fendilhação por corte, em que para $f_{ck} < 60 \text{ MPa} \Rightarrow v_1 = 0,6$;

f_{cd} – valor de cálculo da resistência do betão à compressão;

θ – ângulo que se encontra entre o eixo da peça e a direção das bielas comprimidas no caso de o efeito ser favorável na transmissão de tensões tangenciais por atrito entre os bordos das fendas na inclinação das bielas.

Segundo o EC2 e o respetivo Anexo Nacional, o valor de $\cot g(\theta)$ está limitado a um intervalo:

$$1 \leq \cot g(\theta) \leq 2,5 \quad \text{[VI.24]}$$

A primeira expressão mencionada anteriormente corresponde ao modo de rotura por tração diagonal da alma quando a tensão no conjunto dos estribos na zona de rotura é igual ou superior à resistência de cálculo dos estribos. A segunda expressão corresponde ao esgotamento da capacidade resistente das bielas comprimidas.

Para determinar o esforço transversal resistente nas zonas críticas das vigas consultou-se a Cl. 5.5.3.1.2(2)P do EC8 para as estruturas da classe DCM, em que é imposta uma inclinação às escoras no modelo de treliça de 45° . O espaçamento máximo dos estribos na direção do eixo da viga não deve superar o comprimento determinado na expressão da Cl. 9.2.2(6) do EC2:

$$s_{,max} = 0,75d(1 + \cot g(\alpha)) \quad \text{[VI.25]}$$

No caso do espaçamento transversal entre ramos de estribos, este não deve ser superior ao estipulado pela Cl. 9.2.2(8) do EC2:

$$s_{t,max} = 0,75d \quad [VI.26]$$

Não é necessário verificar o valor de cálculo do esforço transversal a uma distância menor que d da face de apoio em elementos sujeitos essencialmente a ações uniformemente distribuídas. Mas a armadura de esforço transversal deve ser prolongada até ao apoio, segundo a Cl. 6.2.1(8) do EC2.

Para que seja garantido as quantidades mínimas de confinamento nas zonas críticas das vigas, o EC8, na Cl. 5.4.3.1.2(6), prescreve o seguinte conjunto de regras de pormenorização das armaduras transversais:

- O diâmetro dos estribos deve ser superior ou igual a 6 mm: $d_{bw} \geq 6mm$
- O espaçamento dos estribos, na direção do eixo da viga não deve exceder o seguinte valor:

$$s = \min \{ h_w/4; 24 \times d_{bw}; 225 mm; 8 \times d_{bL} \} \quad [VI.27]$$

- O primeiro estribo não deve estar afastado mais de 50 mm da extremidade livre da viga.

2.2.3. Dimensionamento

De modo geral, os elementos de betão armado apresentam um comportamento frágil ao corte. Por isso, o esforço transversal atuante não deve atingir o esforço transversal resistente antes do desenvolvimento das rotulas plásticas previstas.

Para o caso das vigas, o esforço transversal atuante obtém-se através do equilíbrio de esforços na viga em que se mobilizam os momentos fletores resistentes de sinais contrários nas suas extremidades (Cl.5.4.2.2(1) do EC8):

$$V_{Ed} \cong \frac{M_{1u} + M_{2u}}{L} \pm \frac{q_{cgp} \times L}{2} \quad [VI.28]$$

Em que:

M_{1u} e M_{2u} – momento resistente nas extremidades das vigas;

q_{cap} – carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações;

L – comprimento da viga.

Determinou-se igualmente o esforço transversal máximo e o mínimo em cada extremidade de cada viga, que são condicionados pelos momentos máximos e mínimos desenvolvidos nestas seções (Cl. 5.4.2.2(2a) do EC8. Estes momentos são determinados pela Cl. 5.4.2.2(2b) do EC8, utilizando a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left\{ 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right\} \Leftrightarrow \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} > 1 \Rightarrow \sum M_{Rc} > \sum M_{Rb} \text{ em que } M_{i,d} = M_{Rb,i} \text{ [VI.29]}$$

Sendo que:

γ_{Rd} – fator que leva ao aumento do momento fletor resistente devido ao endurecimento das armaduras. Para a classe DCM este fator adota um valor unitário;

$M_{Rb,i}$ – momento de dimensionamento da viga;

$\sum M_{Rb}$ e $\sum M_{Rc}$ - soma dos momentos resistentes das colunas e dos momentos das vigas no nó de intercepção destes elementos. No valor de $\sum M_{Rc}$ deve-se contabilizar o esforço axial existente na coluna em situação de sismo.

Para estruturas da classe DCM e simplificando, pode-se adotar a seguinte hipótese de cálculo:

$$M_{i,d} = M_{Rb} \quad \text{[VI.30]}$$

Esta expressão é conservativa quando $\sum M_{Rb} > \sum M_{Rc}$, situação em que as rótulas plásticas se formam na coluna. No caso oposto, a expressão do cálculo dos momentos condicionantes leva à expressão anterior, pelo que não existe perda de rigor. Esta situação só ocorre quando é aplicado o princípio de viga fraca / pilar forte, situação que ocorre muito em estruturas do tipo pórtico.

Para se calcular o momento fletor resistente começou-se por se especificar a armadura de flexão e determinar a altura da seção comprimida, admitindo que as armaduras se encontram em cedência, seguida da determinação do momento fletor resistente. Para isto utilizou-se as seguintes expressões:

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad [\text{VI.31}]$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad [\text{VI.32}]$$

Sendo:

x – altura comprimida da seção da viga;

A_s – armadura de flexão;

M_{Rd} – momento fletor resistente.

Portanto, nas vigas deve-se garantir a resistência à flexão na situação mais desfavorável entre os efeitos resultantes das várias combinações de ações, particularmente a das ações verticais e sísmicas.

Para simplificação do modelo estrutural optou-se por um único tipo de seção de 0,20X0,60 m para as vigas.

Considerando uma viga do 1º andar, no alinhamento 2 da direção X, apresenta-se a envolvente de momentos fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e horizontais desta viga:

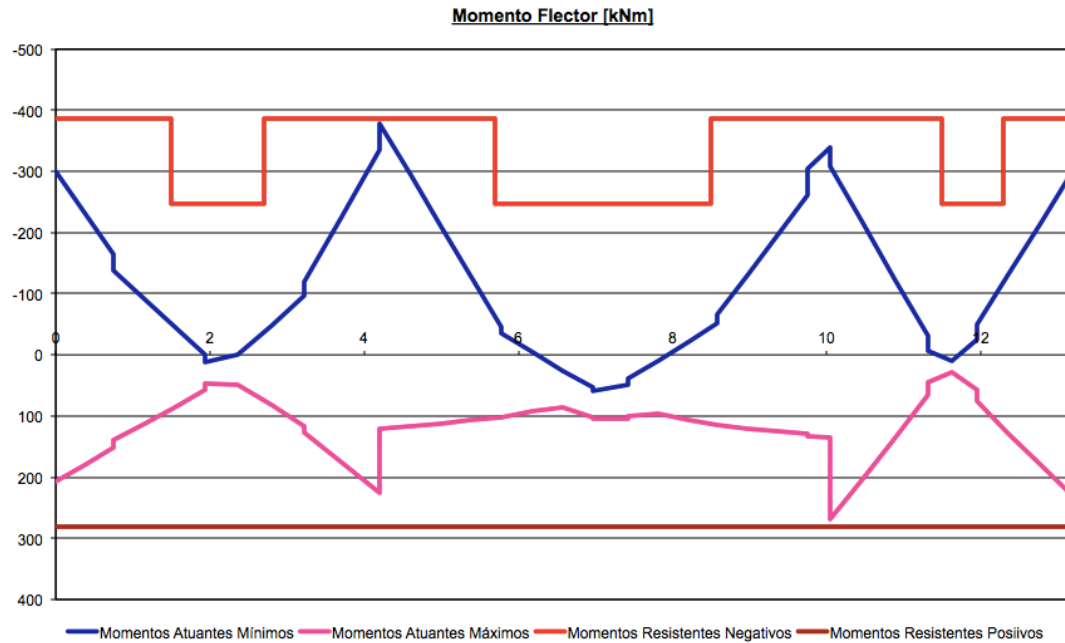


Figura VI-3 – Envolvente de Momentos Flectores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.2 do piso 1.

De seguida, apresenta-se um quadro síntese do dimensionamento da mesma viga utilizada na realização deste projeto, que tem em conta a avaliação de resistência à flexão:

Quadro VI-9 – Quadro resumo com os esforços de cálculos resistentes para a viga V.2 do piso 1 em análise.

Descrição	A_s	A_s/s [cm ² /m]	d [m]	b [m]	ω	μ	M_{Rd} [kN.m/m]
As superior Armadura passiva	5Φ20+2Φ16	19,72	0,55	0,26	0,30	0,25	386,2
As inferior Armadura passiva	3Φ20+2Φ16	13,44	0,55	0,26	0,20	0,18	281,8

Os estribos junto aos nós têm as funções de cintagem, de resistir ao esforço transversal e asseguram as características de ductilidade exigidas pelas recomendações de pormenorização exigidas pela ação sísmica, nomeadamente a prevista neste projeto.

Tendo como contexto a fórmula anteriormente mencionada sobre o Capacity Design imposta pelo EC8, é obtido o valor de $V_{Ed} = 222,2 \text{ kN}$.

O valor de cálculo obtido garante que a rotura da viga seja por mecanismo de flexão em vez de esforço transverso. Assim sendo, a formulação baseia-se nos máximos de esforço transverso obtido no possível desenvolvimento dos valores resistentes de flexão. Logo, calcula-se as armaduras adoptando $\theta = 30^\circ$, levando aos seguintes valores calculados:

Quadro VI-10 – Quadro do cálculo para o esforço transverso da viga V.2 do piso 1.

V_{Ed} [kN]	d [m]	b_w [m]	Nº ramos	F_{cd} [MPa]	F_{syd} [MPa]	θ [rad]
222,2	0,55	0,26	2	20	435	0,5236
A_s/s [cm ² /m]	$A_{s,susp}$ [cm ² /m]	$A_{s,tot}$ [cm ² /m]	ρ	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,final}$ [cm ² /m]	$A_s/ramo$ [cm ² /m]
5,96	0,00	5,96	0,08	2,08	5,96	2,98
σ_c bielas [MPa]	$0.6 f_{cd}$ [MPa]	Verificação [Sim/Não]		A_s	$A_s/ramo$ [cm ² /m]	V_{Rd} [kN]
3,99	12,0	Sim		Ø8//0.15	3,40	253,6

Como se pode verificar, a distribuição dos estribos junto aos nós segue a regulamentação imposta pela EC8.

Os restantes cálculos das restantes tipos de viga encontram-se no **Anexo A**.

2.3. Pilares – Elementos Primários

Segundo os Eurocódigos em vigor, os pilares são elementos sujeitos a esforço axial em que a relação entre dimensões em planta $h/b \leq 4$.

2.3.1. Armadura Longitudinal

Neste subcapítulo são apresentadas resumidamente as diversas indicações exigidas na regulamentação para a determinação das armaduras longitudinais em pilares.

Tendo em atenção o EC2, a Cl. 9.5.2(1) exige que os varões longitudinais não devem possuir um diâmetro inferior a 8 mm. A Cl. 9.5.2(2) apresenta a condição para se verificar a área total da armadura longitudinal:

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c \quad [\text{VI.33}]$$

Em que:

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

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Segundo a Cl. 9.5.2(3), a área da armadura longitudinal não deve ser superior a:

$$A_{s,\max} = \begin{cases} 0,04 A_c - \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08 A_c - \text{zonas de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad [\text{VI.34}]$$

Dado que o objetivo deste projeto é dimensionar uma estrutura que seja resistente à ação sísmica, deve-se complementar as medidas preconizadas pelo EC2 com as dadas pelo EC8. Logo, a armadura longitudinal dos pilares deve situar-se entre 1% a 4% da área da seção transversal de betão e as seções que são simétricas devem apresentar armaduras distribuídas simetricamente (Cl. 5.4.3.2.2(1)P do EC8).

No caso de pilares com seção transversal em polígono deve-se colocar no mínimo um varão em cada ângulo e no caso de pilares de seção circular devem possuir pelo menos quatro varões (Cl. 9.5.2(4) do EC2. A Cl. 5.4.3.2.2(2)P do EC8 diz que em cada face vertical do pilar deve existir pelo menos um varão vertical intermédio entre os varões de canto.

2.3.2. Armadura Transversal

Segundo o EC2, Cl. 9.5.3(1), o diâmetro das armaduras transversais (como as cintas, laços ou armaduras helicoidais) não possuir uma dimensão menor que 6 mm ou devem ter $\frac{1}{4}$ do diâmetro máximo dos valores longitudinais.

A Cl. 9.5.3(3) do EC2 define um limite máximo que o espaçamento das armaduras transversais pode atingir ao longo do pilar:

$$s_{cl,max} = \min\{20\phi_{long,min}; b, 400\text{ mm}\} \quad [\text{VI.35}]$$

Sendo que:

$\phi_{long,min}$ – diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

b – menor dimensão do pilar.

Cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocado num canto deve ser travado com introdução de armaduras transversais. A Cl. 9.5.3(6) do EC2 diz que numa zona comprimida não devem existir varões longitudinais localizados a mais de 150 mm de um varão travado. O EC8 impõem uma distância entre varões longitudinais travados por cintas inferior a 200 mm (Cl. 5.4.3.2.2(11)P). A Cl. 9.5.3(4) do EC2 exige que nas zonas das emendas por sobreposição tenham no mínimo 3 varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição no caso de o diâmetro máximo dos varões longitudinais ser superior a 14 mm.

2.3.3. Emendas de Varões Longitudinais

Segundo o EC8, Cl. 5.6.2.1(2)P, o comprimento de emenda dos varões longitudinais deverá ser aumentado 50% em relação ao comprimento determinado consultando o EC2, para a combinação sísmica em que existem esforços axiais de tração nos pilares.

A Cl. 8.7.2(2) do EC2 não permite emendas de varões nas zonas críticas dos pilares, como no caso das vigas.

Consultando a Cl. 5.4.3.2.2(4) do EC8, o comprimento da zona crítica do pilar é determinado através da seguinte expressão:

$$l_{\sigma} = \max\{h_c; l_d/6; 0,45\text{ m}\} \quad [\text{VI.36}]$$

Em que:

h_c – maior dimensão da secção transversal do pilar;

l_{cl} – comprimento livre do pilar.

É apresentado várias situações exigidas pela regulamentação em que todo o comprimento do pilar é considerado como zona crítica:

- Cl. 5.4.3.2.2(5)P do EC8: $l_{cl}/h_c < 3$;
- Edifícios com painéis de alvenaria de enchimento:
 - Se for um pilar de rés-do-chão (EC8, Cl. 5.9(1));
 - Se algum dos painéis de alvenaria adjacentes ao pilar tiver uma altura menor ao comprimento do pilar (Cl. 5.9(2) do EC8);
 - Se num plano existir um painel de alvenaria apenas um dos lados do pilar (Cl. 5.9(3) do EC8).

2.3.4. Armadura de Confinamento

Quando é atingido, num ponto qualquer da secção transversal do pilar, uma extensão no betão maior que 0,0035 deve-se compensar a perda de resistência devido ao destacamento do betão com confinamento do núcleo de betão, segundo a Cl. 5.4.3.2.2(7) do EC8.

Este projeto está a ser executado tirando partido da ductilidade da estrutura, logo é necessário garantir em todos os pilares um confinamento correto da secção nas zonas críticas.

Nestas zonas dos pilares a armadura de confinamento deve satisfazer a seguinte expressão dada na Cl. 5.4.3.2.2(8) do EC8:

$$\alpha \times \omega_{\omega d} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times v_d \times \varepsilon_{s,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [\text{VI.37}]$$

Em que:

$$\omega_{\omega d} = \frac{\text{volumeda armadura de confinamento}}{\text{volumedo núcleo de betão confinado}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

ω_{wd} – taxa mecânica da armadura de confinamento;
 v_d – esforço axial normalizado;
 b_0 – largura do núcleo de betão confinado do pilar, valor medido no eixo das cintas;
 b_c – largura da seção transversal do pilar;
 α – coeficiente de eficiência do confinamento ($\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$);
 α_n – quociente entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas (que é medida a eixo das cintas) no plano horizontal em que contém as cintas;
 α_s – quociente entre a área da seção efetivamente confinada a meia distancia entre as cintas e a área no interior das cintas, tendo só em consideração o efeito de arco nos planos verticais.

O cálculo dos dois quocientes mencionados anteriormente depende da forma seccional e da pormenorização das armaduras transversais e longitudinais. Quando a seção do pilar é rectangular, estes quocientes calculam-se através das seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_i^n b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0}$$
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right)$$

[VI.38]

Sendo que:

n – número total de varões longitudinais cujo deslocamento para o exterior da seção está travado por cintas ou ganchos dobrados em torno dos varões;
 b_i – distâncias que são medidas a eixo entre varões travados consecutivos;
 h_0 – comprimento da zona de betão cintado medida a eixo das cintas extremas.

Na zona crítica dos pilares, o ω_{wd} não deve ser menor que 0,08 (Cl. 5.4.3.2.2(9) do EC8) mas se o coeficiente de comportamento for menor que 2 e o esforço axial normalizado inferior a 0,2 (Cl. 5.4.3.2.2(12) do EC8) então a cláusula anterior não se aplica.

Segundo o EC8, deve-se aplicar as cláusulas 5.4.3.2.2(10)P e 5.4.3.2.2(11), que em todas as zonas críticas dos pilares deve-se verificar as seguintes condições:

- Diâmetro mínimo das armaduras transversais deve ser de 6 mm;
- O afastamento máximo entre cintas na direção do eixo da peça(s) deve ser:

$$s \leq \min \{ b_0 / 2; 175 \text{ mm}; 8 \times d_{bL} \} \quad [\text{VI.39}]$$

- O afastamento máximo entre varões travados da armadura longitudinal deve ser de 200 mm.

2.3.5. Dimensionamento

Segundo a Cl. 5.4.3.2.1(3)P do EC8 o esforço axial normalizado em pilares tem um limite de 0,65 de modo a que seja garantida a estes elementos a ductilidade necessária.

Dependendo da classificação da estrutura, define-se os esforços a considerar no seu dimensionamento. Sendo assim, se a estrutura é classificada como uma estrutura de parede ou mista equivalente a parede, admite-se que esta forma rótulas plásticas nas extremidades dos pilares, logo calcula-se as respetivas armaduras de flexão tendo por base os esforços que são resultantes da análise global da estrutura. Mas se a estrutura for classificada como uma estrutura de pórtico ou mista equivalente a pórtico, aplica-se o princípio de viga fraca / pilar forte, isto é, dimensiona-se o pórtico de modo a ser garantido que as rótulas plásticas ocorram nas vigas em vez de nos pilares. Este princípio é referido e tratado na Cl. 4.4.2.3(4) do EC8, que traduz-se na aplicação da seguinte expressão:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \times \sum M_{Rb} \quad [\text{VI.40}]$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$ – soma de momentos resistentes dos pilares que convergem num dado nó, e são calculados com base no esforço axial que está associado à combinação sísmica que minimiza esses momentos;

$\sum M_{Rb}$ – soma de momentos resistentes das vigas que concorrem no mesmo nó.

Este princípio pode só ser aplicado numa única direção porque um pórtico pode pertencer a estruturas com diferentes classificações segundo a direção que está a ser analisada. Este princípio não se aplica nas seguintes situações:

- No ultimo piso de edifícios (Cl. 4.4.2.3(6) do EC8);

- Em edifícios de um único piso (Cl. 4.4.2.3(4) do EC8);
- No piso inferior de um edifício constituído por 2 pisos se o esforço axial normalizado for menor que 0,3 (Cl. 5.2.3.3(2)b do EC8);
- Quando o pórtico da estrutura é constituído por 4 ou mais pilares de dimensões semelhantes, sendo que este princípio só é preciso aplicar em cada 3 de 4 pilares (Cl. 5.2.3.3(2)a do EC8).

Segundo a Cl. 5.4.3.2.1(2) do EC8, a flexão desviada em pilares pode ser tratada de modo simples, assumindo-a como flexão composta se os momentos resistentes forem reduzidos 30%, isto é, $M_{sd} \leq 0,7 \times M_{Rd}$.

Para dimensionar os pilares, começou-se por garantir que o esforço axial normalizado seja inferior a 0,65 nos elementos primários.

Após esta verificação ser confirmada analisou-se os esforços de dimensionamento. Através da iteração, calculou-se o momento resistente em pilares atribuindo uma armadura de flexão aos elementos e o respetivo cálculo do momento resistente da seção. Para isso determinou-se a posição da linha neutra e o seu respetivo fletor resistente aplicando as seguintes expressões:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad [\text{VI.41}]$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad [\text{VI.42}]$$

Em que:

x – altura comprimida da seção;

N – esforço axial na seção;

A_{s1} – armadura traccionada;

A_{s2} – armadura comprimida;

d – distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura traccionada;

d_1 – distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura comprimida.

Neste projeto o dimensionamento dos pilares que constituem a estrutura é feito verificando a segurança através de uma análise simplificada permitida pelo EC8, que segundo a Cl. 5.4.3.2.1(2) pode-se evitar o cálculo em flexão desviada adotando o cálculo em flexão composta reduzindo em 30% a capacidade resistente em flexão.

Verificou-se também a segurança segundo o cálculo em flexão desviada composta, utilizando a seguinte expressão (Cl.5.8.9(4) do EC2):

$$\left(\frac{M_{Ed,x}(N)}{M_{Rd,x}(N)} \right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}(N)}{M_{Rd,y}(N)} \right)^a \leq 1,0 \quad [\text{VI.43}]$$

O expoente a depende do nível de esforço axial atuante na seção. São retirados os valores deste parâmetro na seguinte tabela, recorrendo a uma interpolação linear para valores intermédios:

Quadro VI-11 – Quadro com valores do expoente a para seções retangulares.

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

Segundo o EC8, e aplicando o Capacity Design, a capacidade resistente ao esforço transversal deverá corresponder à consideração dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares com reforço de cintagem junto aos nós de modo a ser garantido o nível de ductilidade requerida no projeto global. Esta medida deve-se ao bom comportamento destes elementos quando sujeitos às solicitações que requerem ductilidade no comportamento estrutural, tais como as deformações impostas e a ação sísmica. Deste modo é justificado que a cintagem nos nós e nas zonas adjacentes a estes seja menos espaçada.

De seguida são apresentados os diagramas de interação que foram calculados para os pilares da estrutura, nas duas direções (X e Y). Os diagramas resistentes correspondem

a uma área de armadura longitudinal de aproximadamente 1,5% da área da seção do pilar, confirmando deste modo que as seções estão corretamente dimensionadas para a estrutura em estudo.

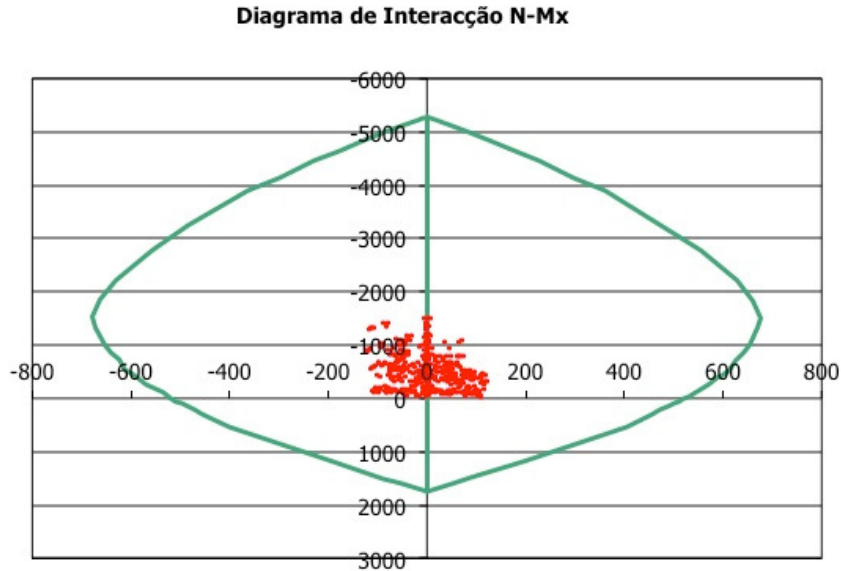


Figura VI-4 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x0,80 m.

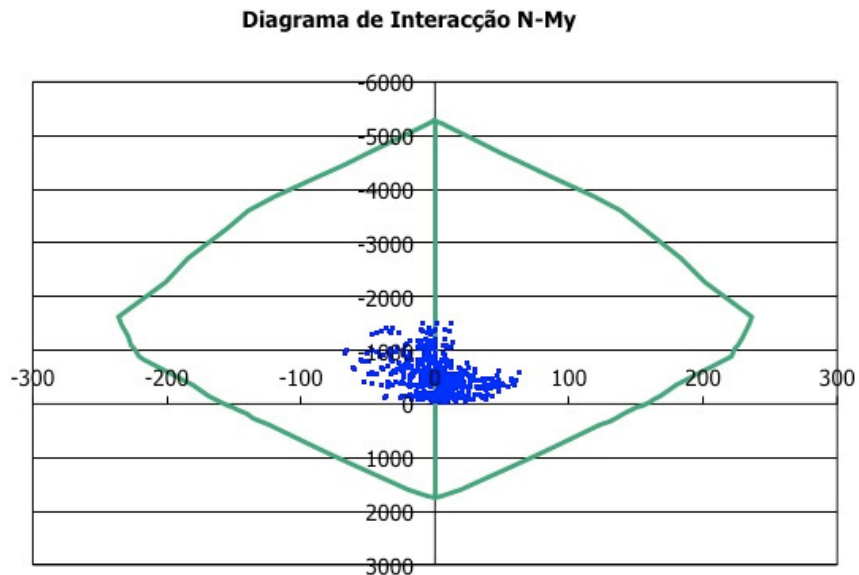


Figura VI-5 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x0,80 m.

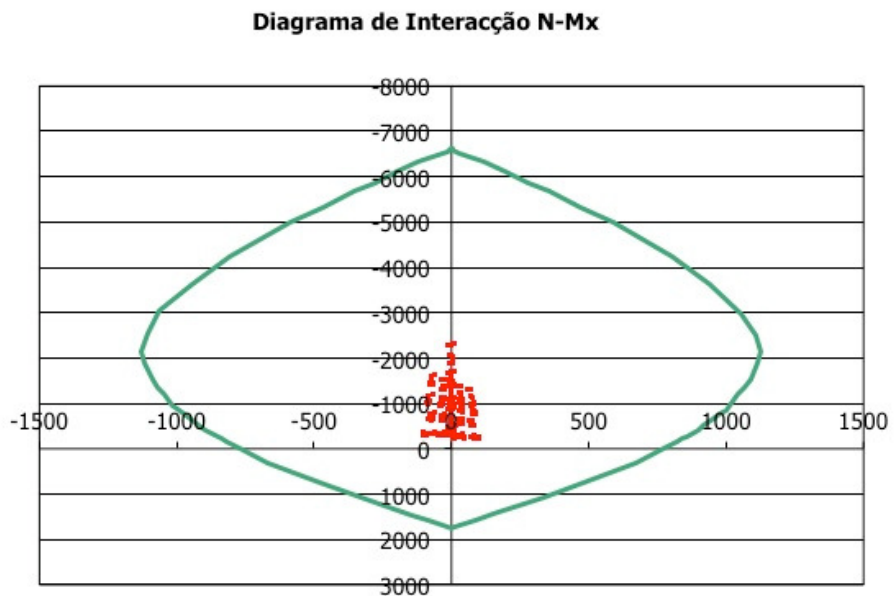


Figura VI-6 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x1,10 m.

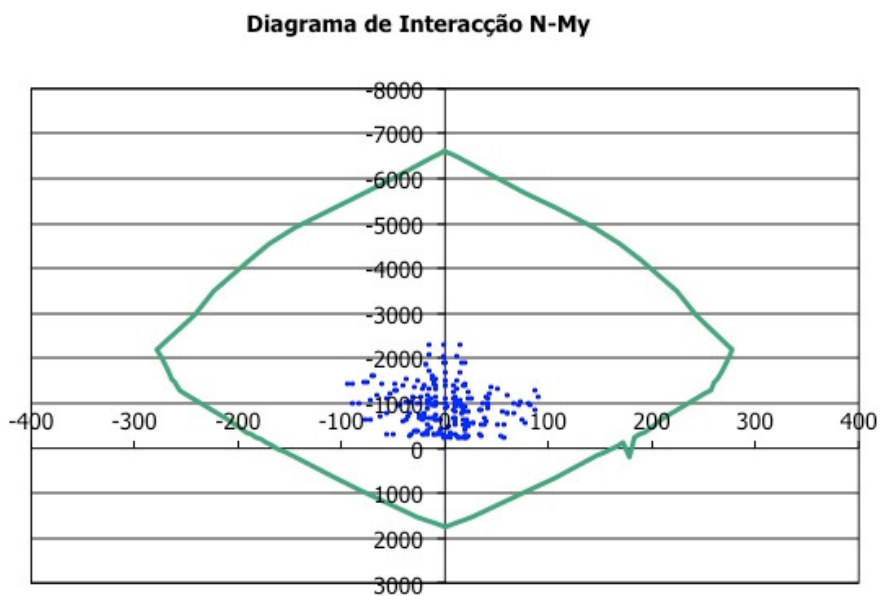


Figura VI-7 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,26x1,10 m.

Diagrama de Interação N-Mx

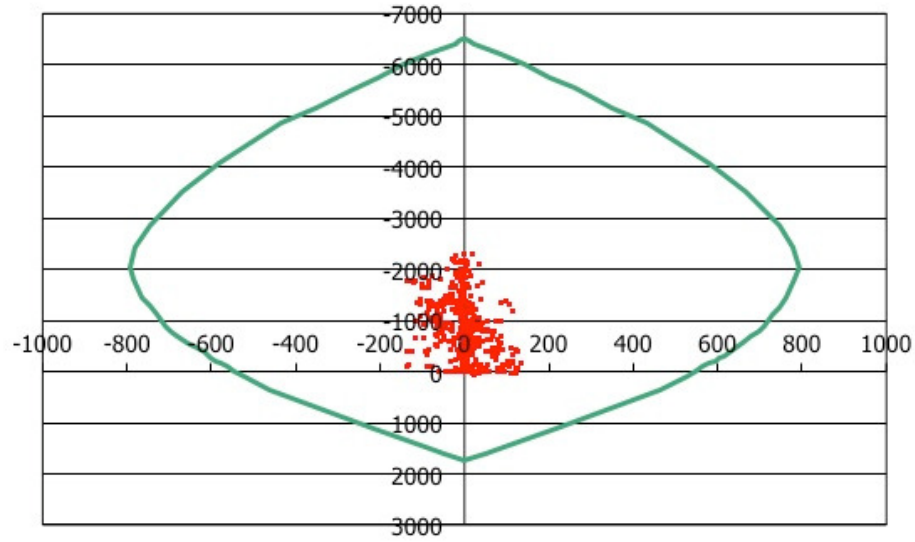


Figura VI-8 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x0,80 m.

Diagrama de Interação N-My

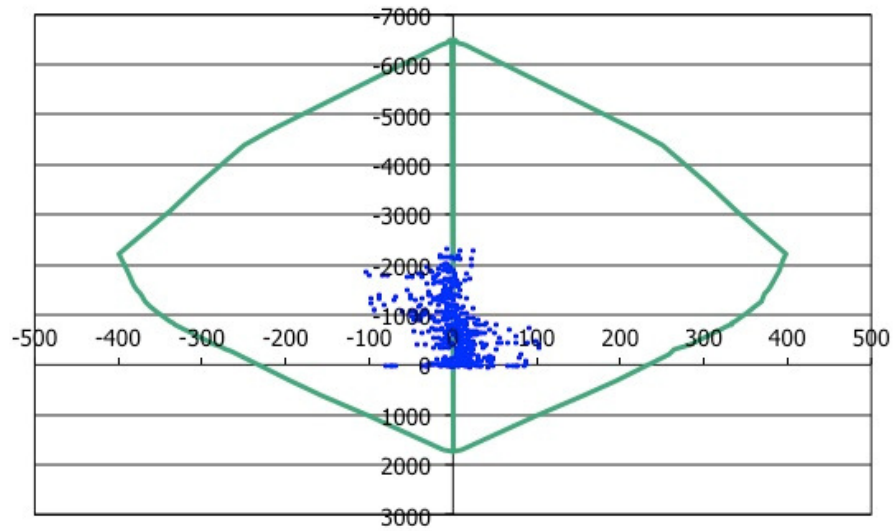


Figura VI-9 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x0,80 m.

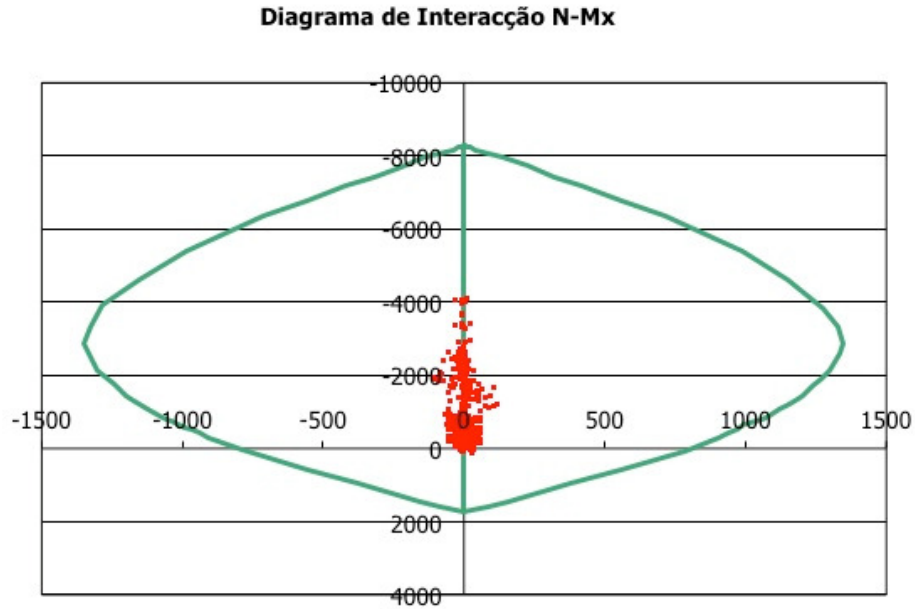


Figura VI-10 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x1,10 m.

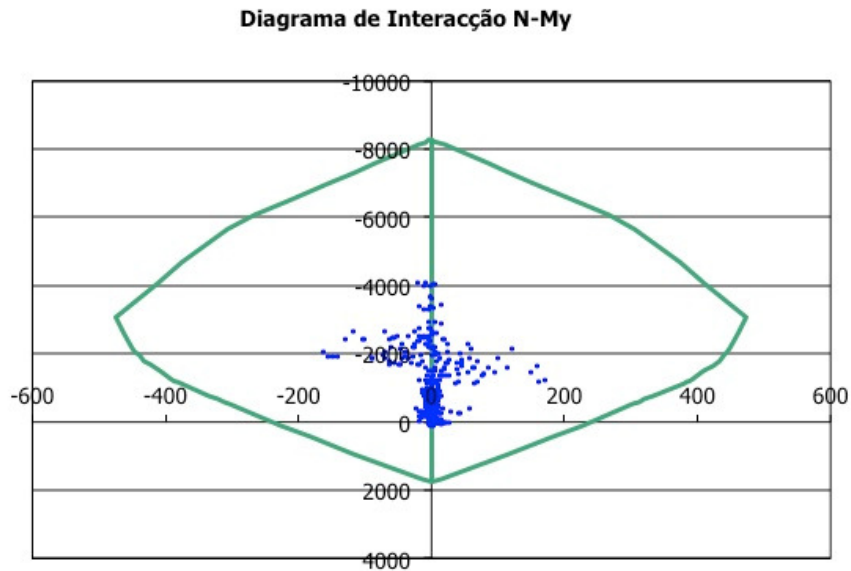


Figura VI-11 – Diagrama de interação N-My em Estado Limite Último para os pilares de seção 0,35x1,10 m.

A resistência ao esforço transversal é também verificada para os pilares. O valor atuante do esforço transversal é calculado recorrendo à seguinte expressão:

$$V_{Ed} = 2 \times \frac{M_{Rd,max}}{l_{cr}} \times 1,1 \quad [VI.44]$$

Resumindo, verificou-se a segurança ao esforço transverso de cada pilar tendo em conta o Capacity Design obtendo o seguinte quadro resumo:

Quadro VI-12 – Quadro resumo do Esforço Transverso Resistente e Atuante para os vários pilares.

Pilar	h [m]	Z [m]	θ [°]	f_{yd} [MPa]	ϕ [mm]	s [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Nº ramos	A_s [cm ²]
26x80	0,80	0,68	30	435	8	0,105	4,79	4	19,15
26x110	1,10	0,95	30	435	8	0,105	4,79	6	28,72
35x80	0,80	0,68	30	435	8	0,15	3,35	4	13,40
35x110	1,10	0,95	30	435	8	0,15	3,35	6	20,11

Pilar	V_{Rd} [kN]	Capacity Design (EC8)		
		$M_{Rd,max}$ [kNm]	h_{piso} [m]	V_{Ed} Capacity Design [kN]
26x80	974	260	3,10	185
26x110	2045	70	3,10	50
35x80	682	460	3,10	326
35x110	1432	230	3,10	163

Considerando o pilar P26X80 e a sua configuração, dimensiona-se as suas armaduras de confinamento, obtendo-se os seguintes cálculos:

Quadro VI-13 – Quadro da verificação da armadura de confinamento.

Pilar	μ_φ	$v_d \leq 0,65$	α_n	α_s	α	ω_{od}	$\alpha \cdot \omega_{od}$	Verificação Cl. 5.4.3.2.2(8) do EC8
26x80	6,8	0,142	0,829	0,6975	0,578	0,113	0,065	0,065 > 0,043
26x110		0,168	0,781	0,7125	0,556	0,121	0,067	0,067 > 0,057
35x80		0,134	0,763	0,6750	0,515	0,079	0,041	0,041 > 0,034
35x110		0,125	0,825	0,6960	0,574	0,085	0,049	0,049 > 0,030

Segundo o EC2, os efeitos de segunda ordem podem se desprezar se o nível de compressão dos elementos verticais for baixo, o que é o caso, como foi verificado no **Capítulo V**, página **V-10**.

2.4. Paredes

Tendo em conta a regulamentação a aplicar, as paredes são consideradas elementos cujo comprimento da seção em planta é maior ou igual a 4 vezes a espessura. O dimensionamento das paredes resistentes que compõem os núcleos da escada e elevadores é feito à semelhança dos pilares tendo como base os resultados de esforços da modelação global 3D. Teve-se igualmente em conta as especificações do EC8, nomeadamente em relação à aplicação do Capacity Design e de cintagem.

2.4.1. Armadura Longitudinal

Segundo a Cl. 9.6.2(1) do EC2, a área de armadura vertical deve estar compreendida entre os seguintes valores:

$$0,002 A_c \leq A_{s,v} \leq 0,04 A_c \quad [VI.45]$$

A Cl. 9.6.2(3) do EC2 exige que a distância entre dois varões longitudinais adjacentes não devem superar o menor de:

- 3 vezes a espessura da parede;
- 400 mm.

O diagrama de momentos fletores resultante do dimensionamento de paredes é representado na Cl. 5.4.2.4(5) do EC8 para dois tipos de sistemas:

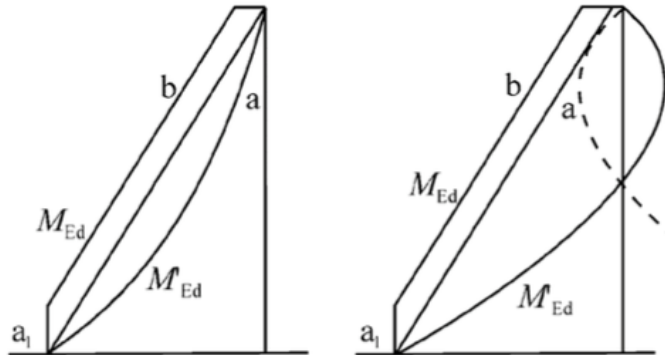


Figura VI-12 – Envolvente do diagrama de momentos fletores de dimensionamento.

Esquerda: Sistema Estrutural do tipo parede

Direita: Sistema Estrutural do tipo misto

Em que:

a - diagrama de momentos resultante da análise elástica;

b – envolvente de esforços considerada no dimensionamento;

*a*₁ – translação que dá origem à envolvente de esforços, e que se calcula através da seguinte expressão:

$$a_1 = z \times \cot \theta \quad \text{[VI.46]}$$

Devido à elevada rigidez deste tipo de elementos, é normal gerarem-se momentos fletores elevados. O modo mais eficiente de distribuir a armadura de flexão constitui em concentrar este tipo de armadura junto às extremidades, quer do ponto de vista da resistência à flexão porque aumenta o braço interno, bem como quer do ponto de vista da ductilidade disponível em curvatura porque há uma redução da profundidade da zona comprimida. Assim, para uma dada extensão máxima de compressão no betão a seção suporta maiores curvaturas. A zona em que se concentra a armadura de flexão chama-se elemento de extremidade.

A armadura de flexão que se deve colocar nos elementos de extremidade é calculada através das expressões:

$$F_s = \frac{M}{z} - \frac{N}{2}$$
$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}}$$

[VI.47]



O valor mínimo da área de armadura longitudinal nos elementos de extremidade é de 0,5% da área de betão, tendo como base a Cl. 5.4.3.4.2(8) do EC8.

Optou-se por se colocar a armadura de flexão mínima entre os elementos de extremidade.

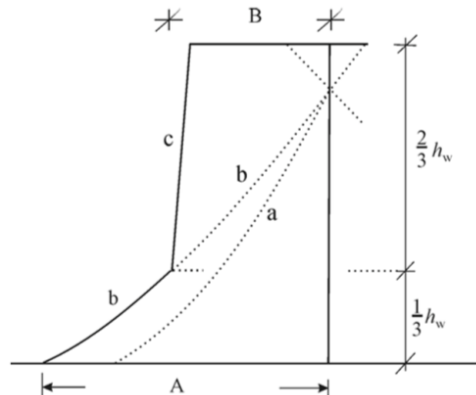
Segundo a Cl. 5.4.2.4(2) do EC8, nas paredes só é permitida uma redistribuição de esforços sísmicos até um valor de 30% entre paredes sísmicas primárias, sempre que não ocorre redução da resistência total que é exigida.

São originados elementos tridimensionais que devem ser analisados como elemento único quando a ligação entre paredes é disposta em diferentes direções. Tendo em atenção a Cl. 5.4.3.4.1(4) do EC8, a largura dos banzos a considerar para cada lado das almas no cálculo da capacidade resistente à flexão de seções de elementos compostos deve ser dado pelo menor dos seguintes valores:

- largura do banzo;
- metade da distância às almas adjacentes;
- 25% da altura da parede acima da seção em causa.

2.4.2. Armadura Transversal

Na Cl. 9.6.3(2) do EC2 é exigido que se disponha armaduras horizontais, paralelas aos parâmetros da parede em estudo, com uma seção que não seja inferior à armadura mínima horizontal:



Em que:

Curva *a* – diagrama de esforço transversal resultante da análise;

Curva *b* – diagrama de esforço transversal amplificado de modo a se contabilizar o possível aumento do esforço transversal na base da parede devido à entrada em regime não linear;

Curva *c* – envolvente de esforços do esforço transversal;

A – esforço transversal de dimensionamento na base da parede (Cl. 5.4.2.4(7) do

$$\text{EC8): } V_{Ed_base\ da\ parede} = 1,5 \times V_{mod} ;$$

B – esforço transversal de dimensionamento do topo da parede (Cl. 5.4.2.4(8) do

$$\text{EC8): } V_{Ed_topo\ da\ parede} \geq \frac{V_{Ed_base\ da\ parede}}{2} ;$$

h_w – altura total da parede;

V_{mod} – esforços transversos obtidos da análise.

Analisando a estrutura em estudo, as paredes desta apresentam o mesmo desenvolvimento em altura pois a altura total das paredes acima do nível do solo é de 15,4 m, logo $\frac{h_w}{3}$ corresponde a cerca de 5,1 m acima do solo.

2.4.3. Armadura de Confinamento

Não é necessário definir zonas críticas quando o esforço axial normalizado é inferior a 0,15 porque nesta situação as paredes podem ser projetadas de acordo com a regulamentação prescrita pelo EC2, que são aplicadas em estruturas de betão armado em zonas não sísmicas, tendo em conta a Cl. 5.4.3.4.2(12) do EC8.

A Cl. 5.4.3.4.2(1) do EC8 define a altura da zona crítica que fica acima da base da parede:

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \times h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad [\text{VI.48}]$$

Sendo que:

l_w – maior dimensão em planta da parede;

h_w – altura total da parede acima da fundação ou ao nível do solo na existência de caves;

h_s – altura livre entre pisos;

n – número de pisos.

Sendo que o edifício em estudo é composto por 5 pisos acima do solo, a altura livre a considerar entre pisos corresponde a uma média de 3,1 m enquanto que a altura total da parede acima do nível do solo é cerca de 15,4 m. Deste modo, determinou-se as alturas da zona crítica dos vários elementos.

O comprimento das zonas críticas a confinar é calculado aplicando as seguintes expressões exigidas pela Cl. 5.4.3.4.2(6) do EC8:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad [\text{VI.49}]$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad [\text{VI.50}]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times \alpha \omega_{vd} \quad [\text{VI.51}]$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [\text{VI.52}]$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c \times b_c \times f_{cd}} \quad [\text{VI.53}]$$

Em que:

x_u – dimensão da zona comprimida no plano de flexão;

ε_{cu2} - extensão de compressão em que se prevê o destacamento do betão, sendo o seu valor de 0,0035 (Cl. 5.4.3.4.2(6) do EC8;

$\varepsilon_{cu2,c}$ - extensão máxima do betão confinado;

ω_v - taxa mecânica da armadura vertical na alma;

N_{Ed} – esforço axial para a combinação sísmica;

b_c – largura da alma da parede ou do banzo no caso da sua existência e que contenha toda a zona comprimida, valor que deve ser igualmente usado no cálculo do esforço axial normalizado;

b_0 – largura do elemento confinado que é medido a eixo das cintas;

h_c – comprimento da alma da seção da parede;

A_{sv} – armadura da alma.

A Cl. 5.4.3.4.2(6) do EC8 define que o comprimento das zonas críticas das paredes não deve ser menor que:

$$l_c \geq \max \{0,15l_w; 1,5b_w\} \quad [\text{VI.54}]$$

Em que:

b_w – largura do elemento de extremidade.

Dependendo do tipo da seção da parede em análise é escolhido a metodologia adotada para o cálculo da armadura de confinamento dos elementos de extremidade das paredes.

No caso de paredes de seção retangular a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento (ω_{ω_d}) é definido pela Cl. 5.4.3.4.2(4) do EC8 aplicando a seguinte expressão:

$$\alpha\omega_{\omega_d} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{s_{y,d}} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [\text{VI.55}]$$

No caso de paredes com abas ou banzos, isto é, constituídas por seções compostas por várias partes retangulares, que podem apresentar formas de T, I, L, U entre outras, deve-se começar por determinar o esforço axial (N_{Ed}) e a armadura vertical de alma (S_{sv}) utilizando expressões já anteriormente mencionadas, em que b_c é a largura da saliência ou do banzo transversal comprimido que é considerada idêntica à largura da seção transversal. Posteriormente, é determinado a posição do eixo neutro sendo que b_0 trata-se da largura do elemento confinado. Caso o valor de x_u não ultrapassar o valor da espessura da saliência ou banzo, então a taxa volumétrica de armadura de confinamento é determinado recorrendo à última expressão mencionada. Caso contrário, deve-se utilizar o método geral descrito pela Cl. 5.4.3.4.2(5)b do EC8.

Segundo a Cl. 5.4.3.4.2(9) do EC8, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento no elementos de extremidade das paredes deve tomar um valor mínimo de 0,08, o diâmetro das cintas não deve ser menor que 6 mm e a distância máxima entre cintas deve ser obtido pela expressão respetiva, já anteriormente mencionada. A distância entre varões longitudinais consecutivos cintados não deve ser superior a 200 mm.

2.4.4. Dimensionamento

O dimensionamento dos núcleos é feito separadamente um do outro.

Os núcleos, do elevador e da escada, são composto por um conjunto de paredes estruturais resistentes. Tratam-se de elementos modelados de modo global tendo-se obtido como ação máxima atuante a seguinte combinação para cada caso:

- Núcleo do Elevador: $N = -3563 \text{ kN}$ $M_x = 1860 \text{ kNm}$ $M_y = 11986 \text{ kNm}$;
- Núcleo da Escada: $N = -3743 \text{ kN}$ $M_x = 1275 \text{ kNm}$ $M_y = 6617 \text{ kNm}$

É apresentado a geometria de cada núcleo:

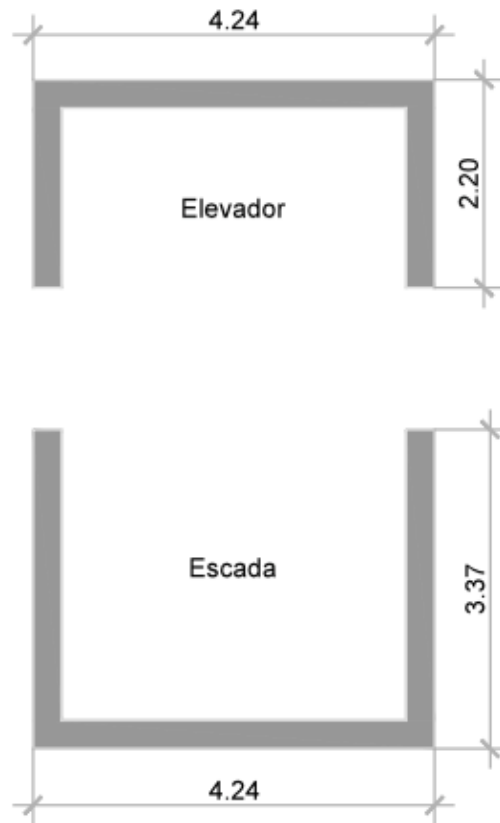


Figura VI-13 – Geometria do núcleo de acessos.

Tendo em atenção o núcleo que corresponde ao núcleo do elevador, na direção horizontal (X) visualiza-se uma resistência/rigidez composta por um única parede de dimensão 4,24 m. Na direção vertical (Y) o núcleo apresenta maior resistência/rigidez composta por duas paredes de dimensões iguais a 2,20 X 0,30 m. E em relação ao outro núcleo (o das escadas), na direção X visualiza-se uma única parede, também de dimensão 4,24 m que é responsável pela resistência/rigidez deste núcleo e na direção Y é apresentado uma maior resistência/rigidez composta por duas paredes de iguais dimensões de 3,37 X 0,30 m.

Foram distribuídos esforços de compressão de modo diretamente proporcional à área das diferentes paredes. Em relação aos momentos fletores a distribuição entre elementos é feita tendo como base a proporção das suas inércias.

Para melhor compressão do dimensionamento dos pilares fictícios nos cantos e extremidades de cada parede é apresentado a seguinte distribuição do cálculo:

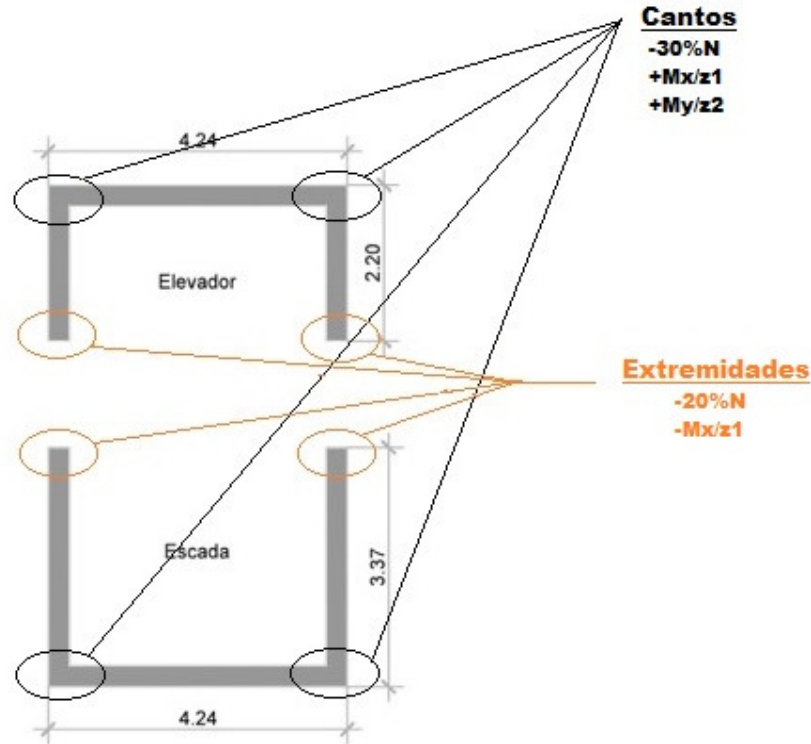


Figura VI-14 – Distribuição das forças.

Nos cantos e extremidades de cada núcleo são dimensionados pilares fictícios. Assim, tendo em conta a compressão e a tração devido à flexão em cada uma das direções e considerando a figura VI-5, o cálculo das armaduras para os pilares fictícios para cada um dos núcleos é feito do seguinte modo:

$$N_{\text{cantos}_{\text{elevador}}} = -30\% N + \frac{M_x}{z_1} + \frac{M_y}{z_2} = 1068,9 - 605,863 - 3042,13 = -2579,09 \text{ kN}$$

$$A_{\text{cantos}_{\text{s,elevador}}} = \frac{|N_{\text{cantos}_{\text{elevador}}}|}{f_{\text{syd}}} = \frac{2579,09}{43,5} \approx 59,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_{\text{cantos}_{\text{s,elevador}}}}{\phi 20} = \frac{59,29}{3,14} = 20 \phi 20$$

$$N_{\text{extremidades}_{\text{elevador}}} = -20\% N - \frac{M_x}{z_1} = -(0,2 \times (-3563)) - \frac{1860}{3,37 - 0,30} = 712,6 - 605,863 = 106,737 \text{ kN}$$

$$A_{\text{extremidades}_{\text{s,elevador}}} = \frac{|N_{\text{extremidades}_{\text{elevador}}}|}{f_{\text{syd}}} = \frac{106,737}{43,5} \approx 2,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{s,min}} = \frac{0,10|M|}{f_{\text{syd}}} = 8,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_{\text{s,min}}}{\phi 20} = \frac{8,19}{3,14} = 4 \phi 20$$

$$N_{escada}^{cantos} = -30\% N + \frac{M_x}{z_1} + \frac{M_y}{z_2} = 1122,9 - 671,053 - 1679,44 = -1227,59 \text{ kN}$$

$$A_{s,escada}^{cantos} = \frac{|N_{escada}^{cantos}|}{f_{syd}} = \frac{1227,59}{43,5} \approx 28,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_{s,escada}^{cantos}}{\phi 20} = \frac{28,22}{3,14} = 12 \phi 20$$

$$N_{escada}^{extremidades} = -20\% N - \frac{M_x}{z_1} = -(0,2 \times (-3743)) - \frac{1275}{2,2 - 0,30} = 748,6 - 671,053 = 77,547 \text{ kN}$$

$$A_{s,escada}^{extremidades} = \frac{|N_{escada}^{extremidades}|}{f_{syd}} = \frac{77,547}{43,5} \approx 1,78 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = \frac{0,10 |N|}{f_{syd}} = 8,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_{s,min}}{\phi 20} = \frac{8,19}{3,14} = 4 \phi 20$$

Logo, considerou-se as seguintes armaduras:

Quadro VI-14 – Quadro as armaduras transversais dos pilares fictícios de cada núcleo e respetiva resistência.

Núcleos	Partes das Paredes Resistentes	N_{Rd} [kN]	A_s [cm ²]	A_s
Elevador	Cantos	2731,80	62,80	20 ϕ 20
	Extremidades	546,36	12,56	4 ϕ 20
Escadas	Cantos	1365,90	37,68	12 ϕ 20
	Extremidades	546,36	12,56	4 ϕ 20

De seguida, foi verificado a resistência ao esforço transversal para as paredes resistentes de 0,30 X 4,24 m resumido nas seguintes tabelas:

Quadro VI-15 – Quadro do cálculo da resistência do esforço transversal da parede em estudo de acordo com o Capacity Design (EC8).

d_1 [m]	h [m]	Z [m]	f_{syd} [MPa]	ϕ [mm]	s [m]	A_{sw}/s [cm ² /m]	Nº ramos	A_s [cm ² /m]
0,05	4,24	3,77	435	10	0,15	5,24	2	10,47

Capacity Design (EC8)					
V_{Rd}	V_{Ed}	$M_{Rd,max}$	$h_{médio}$	$V_{Ed, Capacity}$ Design	Verificação
[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[kN]	
2975	688	1860	3,10	1032	Sim

Segundo o EC8, o esforço transversal resistente é calculado majorado por 1,5 o valor atuante. E como se pode concluir analisando os quadros acima mencionados, a cintagem das zonas de extremidade das paredes está de acordo com o regulamento imposto a pilares.

Em relação à armadura de confinamento dos pilares fictícios da parede considerou-se os valores N_{Ed} existentes para cada um dos núcleos, nos cantos e extremidades. Aplicando a expressão [VI.53] para cada uma das situações obteve-se sempre valores inferiores a 0,15, logo as paredes são projetadas de acordo com o EC2. Deste modo, obteve-se uma armadura de confinamento de $\phi 10//0.15$.

2.5. Lajes

A laje foi modelada com elementos shell, considerando-se que os esforços em cada nó são a resultante da média dos esforços obtidos em cada nó dos elementos adjacentes. Sendo assim, recolheu-se os momentos condicionantes ($m_{Ed,xx}$, $m_{Ed,yy}$ e $m_{Ed,xy}$) para dimensionar a laje. De seguida, fez-se uma análise simplificada em que a malha da laje é refinada para uma análise pormenorizada, em que não é efectuado diretamente a verificação de segurança aos momentos torsores. A laje proposta trata-se de uma laje de betão estrutural constituída por uma malha de armaduras ordinárias corrida na direção de menor dimensão, colocadas tanto na face superior como na face inferior sendo que existe algum reforço na zona das vigas que a sustentam.

As distribuições de esforços obtidos na verificação ao Estado Limite Último para as cargas verticais são calculadas analisando a laje dos pisos superiores de espessura 0,22 m, limitada por vigas de seção 0,20mx0,60m.

Após isto, determinou-se os momentos fletores condicionantes através das seguintes expressões recorrendo ao programa *SAP2000*:

$$m'_{Sd,xx} = \begin{cases} m_{Sd,xx} + |m_{Sd,xy}| & \text{param}_{Sd,xx} \geq 0 \\ m_{Sd,xx} - |m_{Sd,xy}| & \text{param}_{Sd,xx} < 0 \end{cases}$$

$$m'_{Sd,yy} = \begin{cases} m_{Sd,yy} + |m_{Sd,xy}| & \text{param}_{Sd,yy} \geq 0 \\ m_{Sd,yy} - |m_{Sd,xy}| & \text{param}_{Sd,yy} < 0 \end{cases} \quad \text{[VI.56]}$$

Depois de se determinar os esforços atuantes procedeu-se à especificação da armadura à flexão na laje determinando os momentos fletores resistentes.

A tabela seguinte apresenta de modo sintetizado as pormenorizações adotadas e o respetivo momento fletor resistente:

Quadro VI-16 – Quadro de armaduras para a laje em estudo.

Armaduras	A_s	A_{sw}/s [cm²/m]	Altura útil [m]	μ (<0,2)	M_{Rd} [kN.m/m]
Superiores					
Malha Geral	Φ10//0.20	3,93	0,18	0,05	29,9
Malha Geral + Reforço	Φ10//0.20+Φ10//0.20	7,85	0,18	0,09	58,0
Inferiores					
Malha Geral	Φ10//0.20	3,93	0,18	0,05	29,9
Malha Geral + Reforço	Φ10//0.20+Φ12//0.20	9,58	0,18	0,11	69,8

O controlo da deformação vertical é então estudado com base num modelo descrito anteriormente, avaliando as deformações elásticas expectáveis para a combinação de ações quase-permanentes (CQP).

Tendo por base o Método dos Coeficientes Globais, são calculados os valores de deformação a longo prazo para as zonas correntes, através de estimativa a longo prazo multiplicando pelo valor de $K_t=5,0$ (valor aproximado).

Todos os elementos em análise verificam o limite imposto por este método, da relação deformação/vão= $L/250$ (Cl. 7.4.1(4) do EC2) para a CQP. Como o máximo valor de deformação encontrado é cerca de 5,7 mm, a relação deformação/vão é de $0,0057/6,83=0,000835$. Contando com a fluência e a fendilhação a longo prazo, obtém-se uma deformação de $0,0042 < (6,83/250)=0,027$, logo não ultrapassa as indicações regulamentares.

Segundo a Cl. 6.2.1 (4) do EC2, a armadura de esforço transversal pode ser omitida em lajes maciças, nervuradas ou vazadas, onde é possível a redistribuição transversal das ações.

2.6. Escadas

Para dimensionar as escadas deste projeto utilizou-se um modelo simples. Considerou-se uma espessura dos lances de escadas com cerca de 0,16 m. De seguida é apresentado o modelo simples de dimensionamento mais condicionante que vence um vão de 3,64 m:

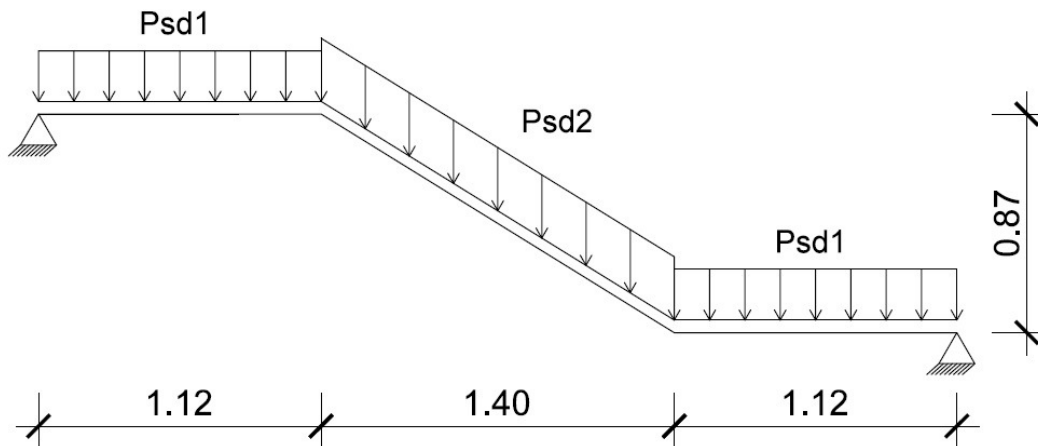


Figura VI-15 – Modelo de cálculo da escada.

Sendo que os degraus obrigam a um acréscimo de carga e devido à inclinação verificada obtêm-se os seguintes valores de carga: $Psd1 = 15 \text{ kN/m}^2$ e $Psd2 = 20 \text{ kN/m}^2$.

Os esforços condicionantes para a combinação em que a sobrecarga é a ação variável base são quantificados, levando a considerar-se os seguintes valores:

$$M_{Ed(+)} = 39,4 \text{ kN.m/m} \text{ e } V_{Ed} = 30,8 \text{ kN/m}$$

Posto isto, adotou-se uma armadura principal (longitudinal) de $\phi 10//0.10$ ($7,90 \text{ cm}^2/\text{m}$), correspondente a um momento fletor resistente $M_{Rd(+)} = 56 \text{ kN.m/m}$. Sendo que se considera de armadura de distribuição (transversal) cerca de 20% da armadura principal e como esse valor é menor que a armadura mínima calculada ($A_{s,min} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{m}$), logo adotou-se um valor de armadura transversal de $\phi 8//0.15$ ($3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Para verificar a segurança ao E.L.U de esforço transverso de modo a dispensar armadura de esforço transverso é necessário calcular o valor de esforço transverso resistente (Cl. 6.2.2(1) do EC8):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \cdot b_w \cdot d \text{ [VI.57]}$$

Em que:

f_{ck} em MPa;

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} – área da armadura principal;

b_w – menor largura da seção transversal na área tracionada (normalmente, assume-se em 1000 mm);

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

N_{Ed} – esforço normal na seção devido às ações aplicadas;

A_c – área da seção transversal de betão (em mm²);

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}.$$

Dado que não existe esforço normal de compressão, é feito o seguinte cálculo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{173}} = 2,08 \geq 2,0 \Rightarrow k = 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{7,90 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,173} = 0,005 \leq 0,02 \Rightarrow \rho_1 = 0,005$$

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

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2,0 \times (100 \times 0,005 \times 20)^{1/3} \times 1000 \times 173 \times 10^{-3} = 89,4 \text{ kN} \geq 7,66 \text{ kN}$$

Como $V_{Sd,max} = 30,8 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 89,4 \text{ kN/m}$ logo é verificada a segurança ao E.L.U. de esforço transverso, isto é, é dispensada a armadura de esforço transverso.

2.7. Muro de Suporte

Recorreu-se a um modelo de cálculo simplificado para o dimensionamento do muro de suporte. Considerou-se que este se encontrava totalmente enterrado, tendo uma altura máxima de 6,2 metros a 2,9 metros, no caso de só da 1ª cave, e com uma espessura de 25 cm. As forças que o muro suporta provêm das terras adjacentes. Por falta de informações adotou-se as seguintes características do terreno:

- $\gamma_{solo} = 19 \text{ kN/m}^3$ (peso volúmico do solo);
- $\phi = 30^\circ$ (ângulo de atrito interno);
- $k_0 = 0,5$ (coeficiente de impulso em repouso, $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$).

Nas figuras seguintes são representados os modelos de cálculo utilizado para o dimensionamento do muro de suporte para os dois casos em estudo.

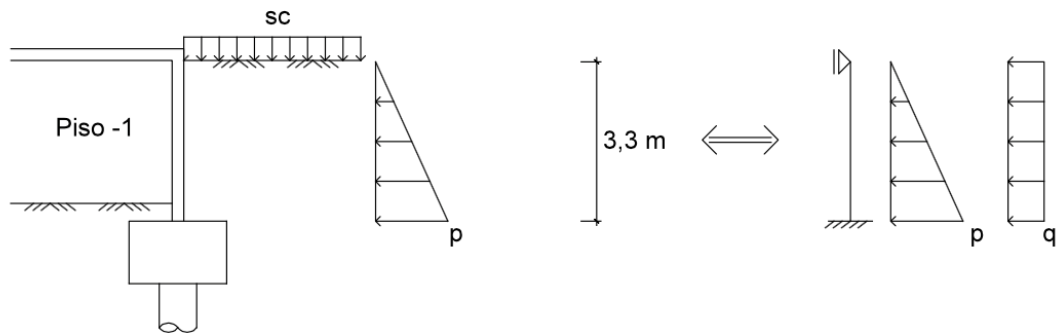


Figura VI-16 – Modelo de cálculo do muro de suporte tendo só em conta a 1ª cave.

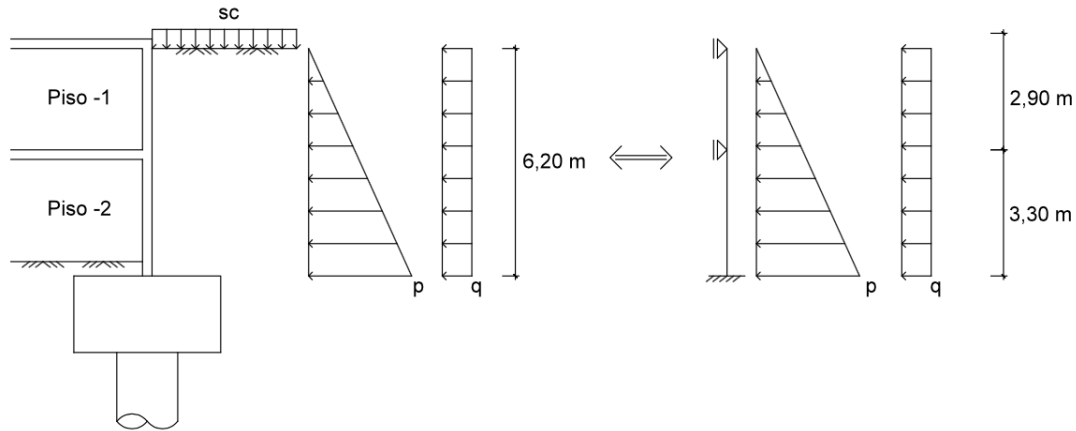


Figura VI-17 – Modelo de cálculo do muro de suporte tendo as duas caves.

Em que:

H – altura do muro de suporte, que varia de 6,2 a 3,3 metros, consoante o método de cálculo em estudo.

$p = k_0 \times H \times \gamma_{solo}$ - carga que o solo exerce sobre o muro de suporte;

$q = k_0 \times sc$ - carga que a sobrecarga exerce sobre o muro de suporte.

Aplicando o método das forças, obtendo-se os diagramas de esforços e multiplicando aos valores dos momentos fletores dos respetivos diagramas pelo coeficiente parcial de segurança relativo a sobrecargas ($\gamma_q = 1,5$), resultou em 31,65 kNm de momento máximo para o primeiro modelo de cálculo e 73,35 kNm para o segundo modelo de cálculo (momentos fletores atuantes).

Sabendo que o momento fletor resistente calcula-se segundo a expressão:

$$M_{Rd} = \frac{\gamma_{solo} \times f_{syd}}{\gamma_M} \quad [VI.58]$$

Deste modo, adotou-se a mesma armadura em ambas as faces do muro de suporte, variando consoante o método de cálculo em estudo:

Quadro VI-17 – Quadro de armaduras para a laje em estudo.

H [m]	b [m]	e [m]	d [m]	F_{syd} [MPa]	F_{cd} [MPa]	$M_{Ed}=M_{máx}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	A_s [cm ² /m]	Armadura adotada
3,3	1,0	0,25	0,22	435	20	31,65	75,14	8,26	Φ 16 // 0,20 ($A_{sw}/s=10,05$ cm ² /m)
6,2	1,0	0,25	0,22	435	20	73,35			

2.8. Fundações

As fundações são os elementos estruturais que servem de base de uma estrutura e são essenciais para o melhor desempenho da mesma. São os elementos estruturais que suportam as forças provenientes da restante estrutura, transmitindo-as ao terreno.

Como já foi referido anteriormente (Subcapítulo II.2) as fundações são indiretas, por estacas de betão armado, construídas sob maciços de estacas, como indicado no relatório geológico e geotécnico, pois trata-se de um terreno de fraca resistência. O seu dimensionamento foi efetuado conjugando os critérios existentes nos EC2[3], EC7[4] e EC8[5].

Segundo a Cl. 9.8.2.1 (1) do EC2, os varões a utilizar nestes elementos estruturais não devem ser menos que 8 mm. E segundo a Cl. 4.4.2.6 (2) do EC8, os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados de acordo com os princípios do cálculo pela capacidade real. Esta condição só está satisfeita quando estes esforços são calculados segundo a expressão:

$$E_{Fd} = F_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad [\text{VI.59}]$$

Em que:

$F_{F,G}$ – efeito da ação devido às ações não sísmicas, incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

γ_{Rd} – coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para um valor de $q \leq 3$, ou um valor de 1,2 nos restantes casos;

Ω – valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F ;

R_{di} – valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;

E_{di} – valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a ação de projeto sísmico;

$E_{F,E}$ – efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo.

De igual modo, os efeitos provocados pelo cálculo da capacidade real não necessitam de ultrapassar os correspondentes à da resposta da estrutura na situação de projeto sísmico obtidos na hipótese de comportamento elástico da mesma ($q=1$).

Segundo o EC7, a verificação e o cálculo das fundações são determinados utilizando os esforços obtidos através da combinação fundamental.

2.8.1. Estacas

Através dos esforços existentes no topo dos maciços determina-se as cargas atuantes em cada estaca, que são transmitidas pela restante estrutura. Não se contabilizou o peso que o solo provoca sobre cada maciço no cálculo destas cargas porque não se possui dados suficientes, tais como o peso volúmico do solo, sendo também que o efeito destas cargas não são significativas na determinação das cargas atuantes. Com a existência de vigas de fundação os momentos fletores nas cabeças das estacas são nulos devido ser absorvidos pelas próprias vigas de fundação. Assim, para o cálculo das estacas teve-se em consideração as seguintes expressões para cada caso:

- Maciço de uma estaca:

$$\begin{aligned} N_{estaca} &= N_{Ed} + (\gamma_c \times V_{maciço}) \\ M_{estaca} &= 0 \\ V_{estaca} &= V_{Ed} \end{aligned} \quad [VI.60]$$

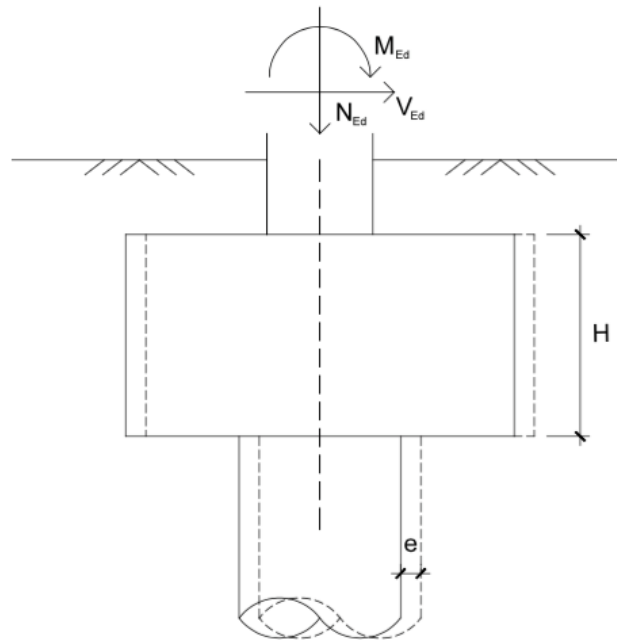


Figura VI-18 – Esquema de maciço de uma estaca.

- Maciço de duas estacas:

$$\begin{aligned} N_{estaca} &= \frac{N_{Ed} + (\gamma_c \times V_{maciço})}{n} \pm (M_{Ed}/L) + \left(V_{Ed} \times \frac{H}{L} \right) \\ M_{estaca} &= 0 \\ V_{estaca} &= V_{Ed}/n \end{aligned} \quad [VI.61]$$

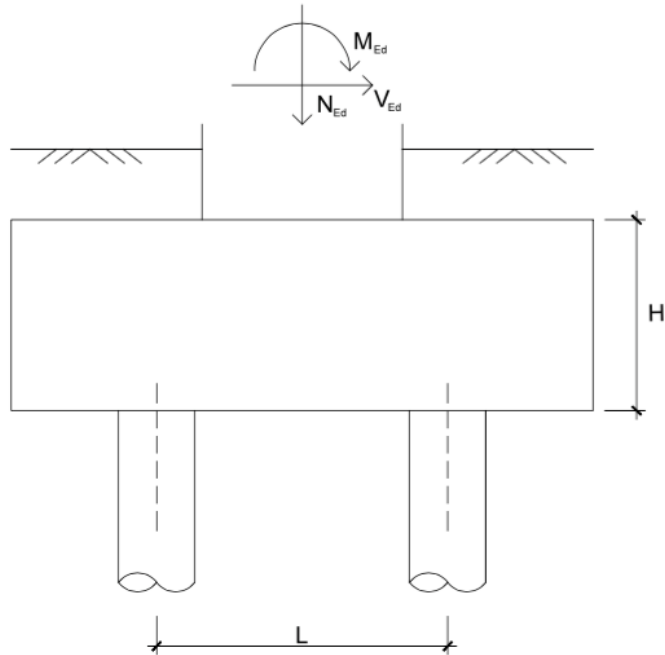


Figura VI-19 – Esquema de um maciço de duas ou mais estacas.

Em que:

- N_{estaca} – esforço axial na cabeça da estaca;
- M_{estaca} – momento fletor na cabeça da estaca;
- V_{estaca} – esforço transversal na cabeça da estaca.

Teve-se somente em conta a resistência de ponta no dimensionamento das estacas, não se contabilizando a resistência por atrito lateral. Assim sendo, o valor de capacidade de carga em cada estaca calcula-se através da seguinte expressão [4]:

$$Q_p = A_p \times K_c \times q_{ca} \quad [VI.62]$$

Em que:

- A_p – área da estaca;
- K_c – fator de suporte penetrométrico, adotando-se o valor de 0,45 por o solo ser de argilas arenosas;
- q_{ca} – resistência de ponta equivalente e calcula-se através da seguinte expressão (para o caso de areias argilosas):

$$q_{ca} = 4 \times N_{SPT} \quad [VI.63]$$

N_{SPT} – número de pancadas do ensaio SPT na ponta da estaca.

Considerou-se que as estacas executadas no piso -2 terão um comprimento com cerca de 9 m e que as estacas executadas no piso -1 terão um comprimento com cerca de 12 m, sendo estas as profundidades onde se atinge as 60 pancadas no ensaio SPT. Os diâmetros de cada estaca varia entre 0,40 a 0,80 metros.

Para o dimensionamento das estacas, a verificação da segurança aos ELU efetua-se de modo a garantir que todos os esforços de cálculo resultantes das combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Para isso utilizou-se as reações na base de cada elemento estrutural, retiradas do modelo de cálculo.

Analisando os resultados obtidos, constatou-se que os esforços atuantes nas fundações provenientes dos núcleos do elevador e da escada são considerados pelo cálculo da capacidade real, estabelecido pelo EC8, e que os esforços das restantes fundações são condicionados pela combinação de ações estabelecida pelo EC7 (combinação fundamental).

Também se teve em consideração os seguintes em relação à armadura em cada estaca:

- Os varões longitudinais devem ser no mínimo 6 e devem estar dispostos de forma simétrica e de igual modo espaçados entre eles. Cada varão deverá se apresentar com pelo menos 12 mm de diâmetro;
- As cintas são helicoidais, com 8 mm de diâmetro e de 200 mm de espaçamento entre elas, no máximo;
- Para o cálculo da área da armadura longitudinal de cada estaca utilizou-se a expressão:

$$A_{sv} = 0,3 \times A_c \quad [VI.64]$$

Em que:

A_c – área de armadura da seção de betão de cada estaca.

2.8.2. Maciços de Encabeçamento

Para o dimensionamento dos maciços de encabeçamento considera-se o método de escoras e tirantes (campos de tensão de compressão e tração). Estas tensões são na sua maioria absorvidas pelo betão (no caso das compressões) e pelas armaduras (no caso das trações). A espessura dos maciços de encabeçamento varia nos seus comprimentos e alturas, obtendo-se onze maciços de encabeçamento diferentes.

Em pormenor, os maciços devem possuir na zona inferior uma armadura principal que tem como principal função resistir às forças de tração originadas pelo modelo escora-tirante, ainda devem possuir três armaduras secundárias, uma na face superior e as outras dispostas em cada face lateral do respetivo maciço.

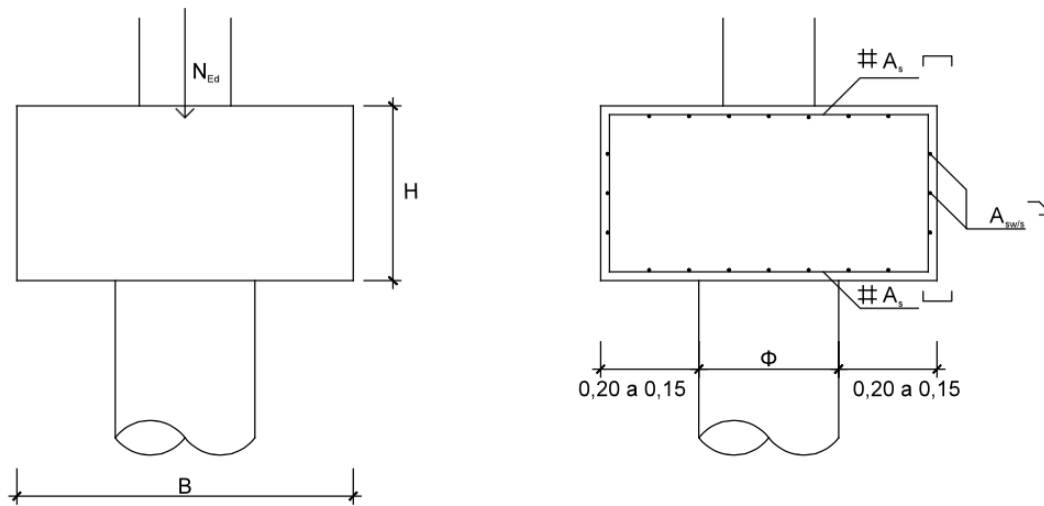


Figura VI-20 – Esquema de exemplo para o dimensionamento de um maciço de uma estaca.

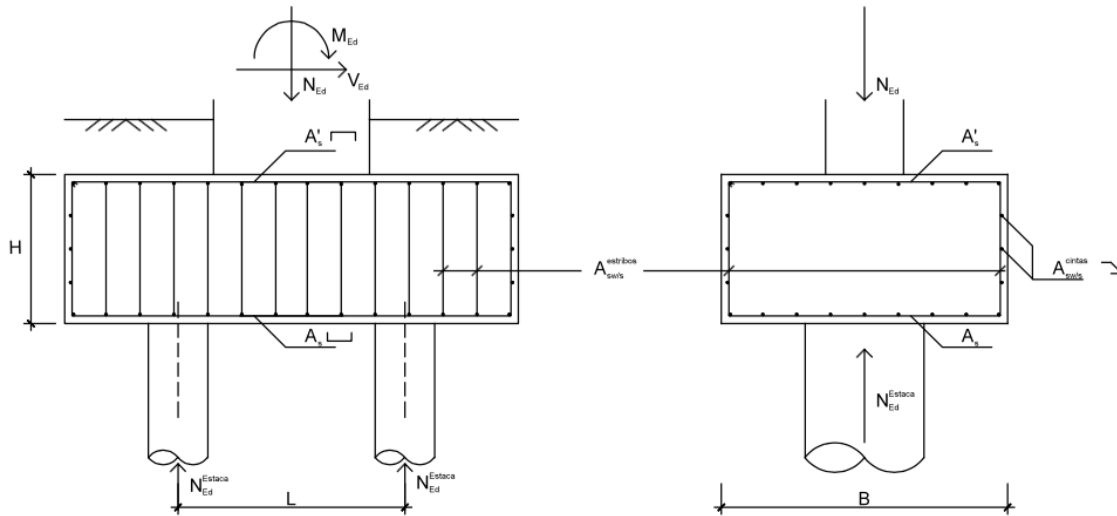


Figura VI-21 – Esquema de exemplo para o dimensionamento de um maciço de duas estacas.

Na Figura VI-18 está representado um esquema utilizado no dimensionamento de um maciço de encabeçamento de uma estaca. Neste tipo de maciços adotou-se uma quantidade de armadura longitudinal e transversal de $\phi 10/0.15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$) em ambas as direções.

No caso representado pela Figura VI-21, a armadura longitudinal e transversal determina-se através das seguintes expressões:

$$F_{sd}^{estaca} = N_{sd}^{estaca} \times ((0,5L - 0,25a_0) / 0,9H) \quad \text{[VI.65]}$$

$$A_s = F_{sd}^{estaca} / f_{syd} \quad \text{[VI.66]}$$

$$A'_s = 0,5A_s \quad \text{[VI.67]}$$

$$A_{sw/s} = (F_{sd}^{estaca} - \tau_1 B d) / (0,9 d f_{syd}) \quad \text{[VI.68]}$$

Em que:

F_{sd}^{estaca} - força de tração de cálculo de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base do maciço;

a_0 – dimensão do pilar;

τ_1 - tensão tangencial de corte sem armaduras ($\tau_1=0,85$);

L – distância entre as duas estacas;

H – altura do maciço;
 B – largura do maciço;
 d – altura útil da seção.

Para os restantes dimensionamentos dos maciços de mais de duas estacas aproveitouse o procedimento utilizado para o dimensionamento para o maciço de duas estacas. As armaduras secundárias correspondem a 30% da armadura primária [4].

2.8.3. Dimensionamento das Fundações

De seguida são apresentados os cálculos efetuados no dimensionamento das fundações.

Quadro VI-18 – Quadro dos esforços existentes no topo dos maciços provenientes da estrutura em pilares.

Pilar	Combinação Condicionante	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]
P1	Combinação Fundamental	35,75	1,93	-2,22
P2	Combinação Fundamental	52,02	11,56	0,26
P3	Combinação Fundamental	36,96	8,56	0,35
P4	Combinação Fundamental	40,28	-0,86	19,89
P5	Combinação Fundamental	4053,71	-3,62	-26,41
P6	Combinação Fundamental	2202,38	-1,42	-27,44
P7	Combinação Fundamental	1259,67	-20,64	20,29
P8	Combinação Fundamental	1452,41	-35,91	15,61
P9	Combinação Fundamental	2178,09	5,46	38,98
P10	Combinação Fundamental	3403,50	4,05	-18,54
P11	Combinação Fundamental	2187,92	14,78	15,46
P12	Combinação Fundamental	73,71	15,98	-3,31
P13	Combinação Fundamental	3722,83	-0,24	3,43
P14	Combinação Fundamental	1698,89	-35,71	15,75
P15	Combinação Fundamental	1800,25	-39,14	-16,98
P16	Combinação Fundamental	2355,93	-10,91	42,06

Quadro VI-19 – Quadro dos esforços existentes no topo dos maciços provenientes dos núcleos da estrutura.

Núcleo	Combinação Condicionante	N_{Ed} [kN]	$V_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,y}$ [kN]
Núcleo da Escada	Combinação Sísmica	3994,51	-307,77	2,37
Núcleo do Elevador	Combinação Sísmica	32,00	0,025	0,004

Quadro VI-20 – Quadro das dimensões dos maciços de encabeçamento.

Elementos Estruturais Verticais	Dimensão do Elemento Vertical [m]		Dimensão do Maciço [m]			Maciço	$V_{maciço}$ [m ³]
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>h</i>		
P1	0,35	1,10	2,40	2,40	0,80	M.7	4,608
P2	0,35	1,10	2,60	1,10	1,00	M.4	2,860
P3	0,35	0,80	2,40	0,80	0,80	M.2	1,536
P4	0,35	1,10	0,80	2,40	0,80	M.5	1,536
P5	0,35	1,10	2,60	1,20	1,00	M.3	3,120
P6	0,35	0,80	2,00	1,00	0,80	M.6	1,600
P7	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
P8	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
P9	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
P10	0,35	1,10	2,40	1,20	0,80	M.12	2,304
P11	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
P12	0,35	0,80	1,00	0,80	0,80	M.10	0,640
P13	0,35	1,10	2,40	1,20	0,80	M.12	2,304
P14	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
P15	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800

P16	0,35	0,80	1,00	1,00	0,80	M.11	0,800
Núcleo Escada	--	--	5,065	4,475	1,000	M.9	22,666
Núcleo Elevador	--	--	5,065	3,000	1,000	M.8	15,195

Quadro VI-21 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de uma estaca.

Pilar	$V_{\text{maciço}} \times \gamma_{\text{betão}}$	$N_{\text{estaca Ed}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,x}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,y}}$ [kN]
P7	20,00	1279,67	-20,64	20,29
P8	20,00	1472,41	-35,91	15,61
P9	20,00	2198,09	5,46	38,98
P11	20,00	2207,92	14,78	15,46
P12	16,00	89,71	15,98	-3,31
P14	20,00	1718,89	-35,71	15,75
P15	20,00	1820,25	-39,14	-16,98
P16	20,00	2375,93	-10,91	42,06

Quadro VI-22 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de duas estacas.

Pilar	$V_{\text{maciço}} \times \gamma_{\text{betão}}$	$V_{\text{Ed,máx}} \times H \times L$	$N_{\text{estaca Ed}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,x}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,y}}$ [kN]	$N_{\text{Ed}}^{\text{total}}$ [kN]
P2	71,50	17,92	117,06	5,78	0,13	234,12
P3	38,40	10,27	96,96	4,28	0,17	193,92
P4	38,40	23,87	58,99	-0,43	9,94	117,98
P5	78,00	-36,97	2055,69	-1,81	-13,20	4111,38
P6	40,00	-24,15	1124,42	-0,71	-13,72	2248,84

P10	57,60	-18,54	1718,68	2,02	-9,27	3437,36
P13	57,60	3,43	1892,41	-0,12	1,71	3784,82

Quadro VI-23 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de quatro estacas.

Pilar	$V_{\text{maciço}} \times \gamma_{\text{betão}}$	$V_{\text{Ed,máx}} \times H \times L$	$N_{\text{estaca Ed}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,x}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,y}}$ [kN]	$N_{\text{total Ed}}$ [kN]
P1	115,20	-2,66	105,98	0,48	-0,55	423,92

Quadro VI-24 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de seis estacas.

Núcleo	$V_{\text{maciço}} \times \gamma_{\text{betão}}$	$V_{\text{Ed,máx}} \times H \times L$	$N_{\text{estaca Ed}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,x}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,y}}$ [kN]	$N_{\text{total Ed}}$ [kN]
Elevador	379,87	0,085	152,68	0,004	0,001	916,08

Quadro VI-25 – Quadro dos esforços atuantes em cada estaca no caso de maciços de oito estacas.

Núcleo	$V_{\text{maciço}} \times \gamma_{\text{betão}}$	$V_{\text{Ed,máx}} \times H \times L$	$N_{\text{estaca Ed}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,x}}$ [kN]	$V_{\text{estaca Ed,y}}$ [kN]	$N_{\text{total Ed}}$ [kN]
Escada	366,65	-1046,42	454,64	-38,47	0,30	3637,12

Quadro VI-26 – Quadro das capacidades resistentes em cada conjunto de estacas.

Conjunto de estacas	A_p [m]	K_c	q_{ca}	Q_p [kN]
1 Estaca	0,283	0,45	240	3056,40
	0,503			5432,40
2 Estacas	0,283	0,45	240	3056,40
	0,503			5432,40
	0,950			10260,00
4 Estacas	0,283	0,45	240	3056,40
6 Estacas	0,503	0,45	240	5432,40
8 Estacas	0,503	0,45	240	5432,40

Quadro VI-27 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento de duas estacas.

Pilar	N_{Ed}^{estaca} [kN]	L [m]	H [m]	$f_{t,Ed}^{estaca}$ [kN]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	τ_1	B [m]	d [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]
P2	117,06	1,55	1,00	89,42	2,06	1,03	0,85	2,60	0,95	2,35
P3	96,96	1,50	0,80	57,10	1,31	0,65	0,85	2,40	0,75	1,89
P4	58,99	1,50	0,80	34,74	0,80	0,40	0,85	2,40	0,75	1,13
P5	2055,69	1,40	1,00	1399,01	32,16	16,08	0,85	2,60	0,95	37,56
P6	1124,42	1,10	0,80	462,26	10,63	5,31	0,85	2,00	0,75	15,70
P10	1718,68	1,25	0,80	821,15	18,88	9,44	0,85	2,40	0,75	27,91
P13	1892,41	1,25	0,80	904,15	20,78	10,39	0,85	2,40	0,75	30,74

Quadro VI-28 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento de quatro estacas.

Pilar	N_{Ed}^{estaca} [kN]	L [m]	H [m]	$f_{t,Ed}^{estaca}$ [kN]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	τ_1	B [m]	d [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]
P1	105,98	1,50	0,80	62,41	1,43	0,71	0,85	2,40	0,75	2,07

Quadro VI-29 – Quadro das armaduras necessárias nos maciços de encabeçamento dos núcleos.

Núcleos	N_{Ed}^{estaca} [kN]	L [m]	H [m]	$f_{t,Ed}^{estaca}$ [kN]	Armadura Primária						Armadura Secundária		
					A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	τ_1	B [m]	d [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]
Elevador	152,68	3,4	1,0	288,40	6,63	3,31	0,85	5,065	0,95	7,64	1,99	0,99	2,29
Escada	454,64	3,4	1,0	858,76	19,74	9,87	0,85	5,065	0,95	22,98	5,92	2,96	6,89

Quadro VI-30 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento de duas estacas.

Pilar	Armadura Longitudinal Inferior e Superior		Armadura Longitudinal Lateral		Armadura Transversal	
	Armadura	A_s [cm ²]	Armadura	A'_s [cm ²]	Armadura	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]
P2	3 ϕ 10	2,37	3 ϕ 8	1,53	ϕ 8 // 0,20	2,55
P3	3 ϕ 10	2,37	2 ϕ 8	1,02	ϕ 8 // 0,20	2,55
P4	2 ϕ 8	1,02	2 ϕ 8	1,02	ϕ 8 // 0,20	2,55

P5	12 Φ 20	37,68	10 Φ 16	20,10	Φ 25 // 0,125	39,28
P6	10 Φ 12	11,30	7 Φ 10	5,53	Φ 16 // 0,10	20,10
P10	7 Φ 20	21,98	10 Φ 12	11,30	Φ 20 // 0,10	31,40
P13	7 Φ 20	21,98	10 Φ 12	11,30	Φ 20 // 0,10	31,40

Quadro VI-31 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento de quatro estacas.

Pilar	Armadura Longitudinal Inferior e Superior		Armadura Longitudinal Lateral		Armadura Transversal	
	Armadura	A_s [cm²]	Armadura	A'_s [cm²]	Armadura	$A_{sw/s}$ [cm²/m]
P1	3 Φ 8	1,53	2 Φ 8	1,02	Φ 8 // 0,20	2,55

Quadro VI-32 – Quadro das armaduras adotadas nos maciços de encabeçamento dos núcleos.

Núcleos	Armadura Primária						Armadura Secundária					
	Arm. Long. Inf. e Sup.		Arm. Long. Lateral		Arm. Trans.		Arm. Long. Inf. e Sup.		Arm. Long. Lateral		Arm. Trans.	
	Arm.	A_s [cm ²]	Arm.	A'_s [cm ²]	Arm.	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Arm.	A_s [cm ²]	Arm.	A'_s [cm ²]	Arm.	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]
Elevador	10 ϕ 10	7,90	5 ϕ 10	3,95	ϕ 10 // 0,10	7,90	4 ϕ 8	2,04	2 ϕ 8	1,02	ϕ 8 // 0,20	2,55
Escada	10 ϕ 16	20,10	5 ϕ 16	10,05	ϕ 20 // 0,125	25,12	2 ϕ 20	6,28	2 ϕ 16	4,02	ϕ 10 // 0,10	7,90

VII. CONCLUSÕES

Em Portugal, a regulamentação a aplicar no dimensionamento de estruturas de betão armado até hoje compreende, o REBAP e o RSA, documentos que contêm uma linguagem clara e acessível mas que não é revista à cerca de três décadas.

Posto isto, começou-se a trabalhar em novos regulamentos que conduziram aos Eurocódigos, regulamentação aplicável em toda a comunidade pertencente ao CEN, composta por uma base comum (Eurocódigos) e que é complementada por Anexos Nacionais, uniformizando a regulamentação aplicável nos vários países membros do CEN. Com a troca de conhecimentos e procedimentos estendeu-se os regulamentos que correspondiam a áreas em que a regulamentação portuguesa era escassa ou mesmo inexistente.

Apesar das vantagens ao recursos desta nova regulamentação também possuem desvantagens. Estas referem-se ao elevado número de volumes que é necessário consultar para a elaboração de um projeto de uma estrutura de um edifício. Para além disso, os Eurocódigos são redigidos em três línguas, tais como inglês, francês e alemão, pelo que a versão portuguesa resultou da tradução posterior levando a um desfasamento entre o momento em que a versão é primeiramente apresentada pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) e o momento em que a versão portuguesa é disponibilizada. Consequentemente, na tradução efetuada, por vezes, a linguagem utilizada é pouco clara o que origina uma consulta mais cuidadosa em comparação com a antiga regulamentação.

Resumindo, a nova regulamentação corresponde a um avanço significativo para a Engenharia Civil em Portugal pois tem um fator mais abrangente e atual. Contudo, inicialmente prevê-se alguma resistência à sua consulta e utilização devido à falta de conhecimento e comodismo que a antiga regulamentação cimentou ao longo de tantos anos em vigor sem sofrer grandes modificações ou revisões. Mesmo assim, espera-se que aplicação da nova regulamentação acabe por ser de fácil adaptação por parte dos engenheiros que ainda exerçam a sua profissão.

Constatou-se igualmente por análise dos vários Eurocódigos existentes que o EC8 é dos regulamentos mais exigente em termos da sua aplicação bem como das novidades que introduz no cálculo.

As exigências que são introduzidas por toda esta nova regulamentação e metodologia conduzem a cálculos iterativos, logo a complexidade e o tempo necessário à concepção de projetos aumentam. E as exigências impostas pelo EC8 que se referem ao confinamento de zonas críticas provocam um aumento das taxas de armaduras, agravando o custo final da estrutura.

Também se concluiu que, apesar do EC8 já estar em vigor, ainda existem algumas lacunas na concepção e utilização de certos elementos que compõem a estrutura a dimensionar, tais como a não abrangência integral de estruturas com lajes fungiformes. Mesmo assim, existem formas de se contornar estas lacunas descritas no EC8. Neste Eurocódigo existem também pouca clareza quando ao dimensionamento de elementos secundários bem como à contabilização das alvenarias para estruturas que pertençam à classe DCM. Em geral, considera-se que o EC8 apresenta melhorias em relação à regulamentação mais antiga ainda em vigor, fruto dos conhecimentos atuais, mas a sua aplicação é mais complicada de pôr em prática devido à complexidade de algumas expressões, relacionadas essencialmente ao cálculo de armadura de confinamento.

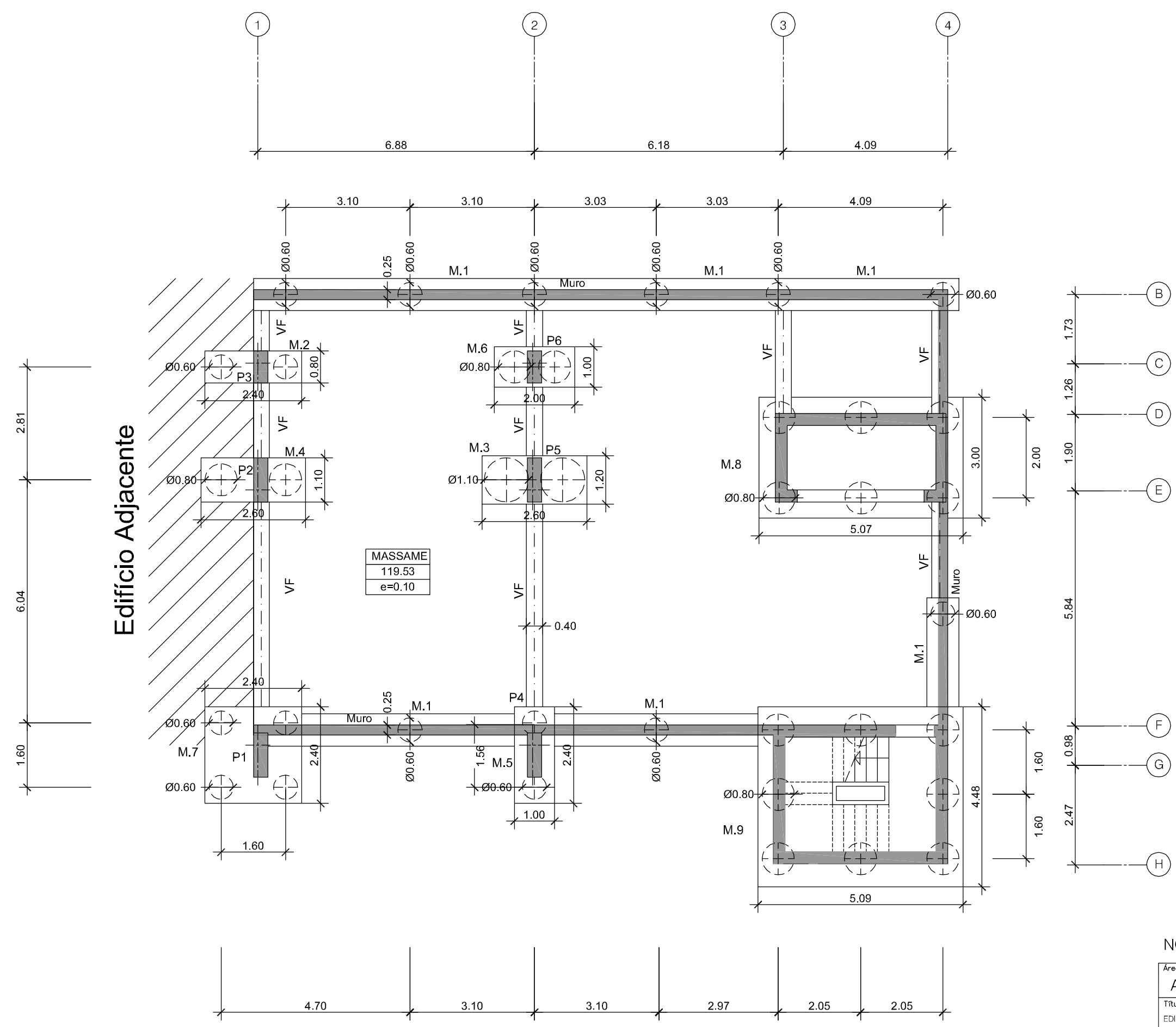
Para finalizar, nas zonas sísmicas que possuem maior vulnerabilidade o projeto de arquitetura tem de ser desenvolvido de modo conjunto com o projeto de estruturas (de estabilidade da estrutura) desde cedo para que seja assegurado uma concepção estrutural eficaz e que a estrutura tenha um comportamento resistente à ação sísmica.

Em relação a este TFM, tratou-se de um projeto ambicioso em termos de conteúdos e regulamentação a ser aplicada. A inexistência do projeto de arquitetura original veio condicionar todo um conjunto de soluções para este projeto variante mas teve em atenção a uniformização estrutural e sempre de modo simplificado. Foram também aplicados métodos empíricos e iterativos para o cálculo estrutural. Com tudo isto, absorvi um conhecimento que engloba toda minha aprendizagem ao longo do curso académico, fomentando o interesse pessoal como profissional sobre a Especialização de Estruturas na área de Engenharia Civil.

VIII. PEÇAS DESENHADAS

DESENHO 01	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta Piso -2 – Fundações
DESENHO 02	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta Piso -1 – Fundações
DESENHO 03	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta Piso Térreo – Comércio
DESENHO 04	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta Piso 1
DESENHO 05	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta Piso 2, 3 e 4
DESENHO 06	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Estrutura: Planta da Cobertura
DESENHO 07	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Núcleo da Escada (Corte A-B)
DESENHO 08	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Núcleo da Escada (Plantas da Estrutura)
DESENHO 09	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral - Alçado: Muro de Suporte (Eixo B)
DESENHO 10	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral - Alçado: Muro de Suporte (Eixo J)
DESENHO 11	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Muro de Suporte
DESENHO 12	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Maciços (M2 e M3)
DESENHO 13	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Maciços (M4 e M5)
DESENHO 14	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Maciços (M6 e M7)
DESENHO 15	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Maciços (M10, M11 e M12)

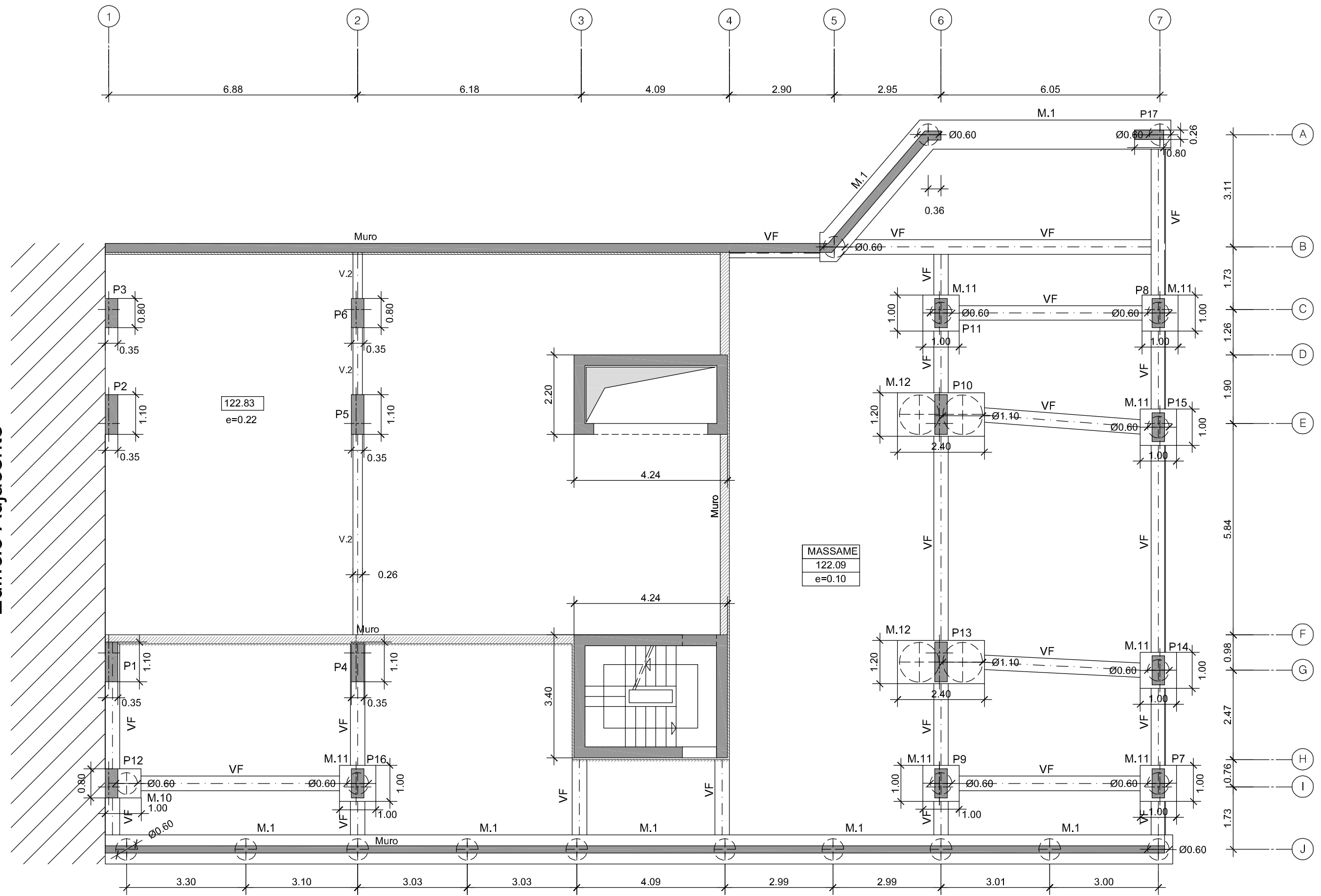
DESENHO 16	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Maciços (Escada e Elevador)
DESENHO 17	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Estacas
DESENHO 18	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral – Cortes e Pormenores: Viga Tipo (V.2) e Junta de Retração
DESENHO 19	-	ESTRUTURAS	-	Dimensionamento Geral: Mapa de Pilares (Folha 1)
DESENHO 20	-	ESTRUTURAS	-	Dimensionamento Geral: Mapa de Pilares (Folha 2)
DESENHO 21	-	ESTRUTURAS	-	Dimensionamento Geral: Mapa de Pilares (Folha 3)
DESENHO 22	-	ESTRUTURAS	-	Dimensionamento Geral: Mapa de Pilares (Folha 4)
DESENHO 23	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Planta do Piso -1 – Fundações (Armaduras Passivas)
DESENHO 24	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Planta do Piso Térreo – Comércio (Armaduras Passivas)
DESENHO 25	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Planta do Piso 1 (Armaduras Passivas)
DESENHO 26	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Planta do Piso 2, 3 e 4 (Armaduras Passivas)
DESENHO 27	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Planta do Piso da Cobertura (Armaduras Passivas)
DESENHO 28	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Núcleo do Elevador (Plantas de Pormenor)
DESENHO 29	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Núcleo do Escada (Plantas de Pormenor)
DESENHO 30	-	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	-	Dimensionamento Geral: Núcleo da Escada (Pormenor dos Lanços)




NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

Área de intervenção		 <small>INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA</small> <small>Área Departamental de Engenharia Civil</small>
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		01 1/100
ESTRUTURA		
PLANTA PISO -2 - FUNDAÇÕES		

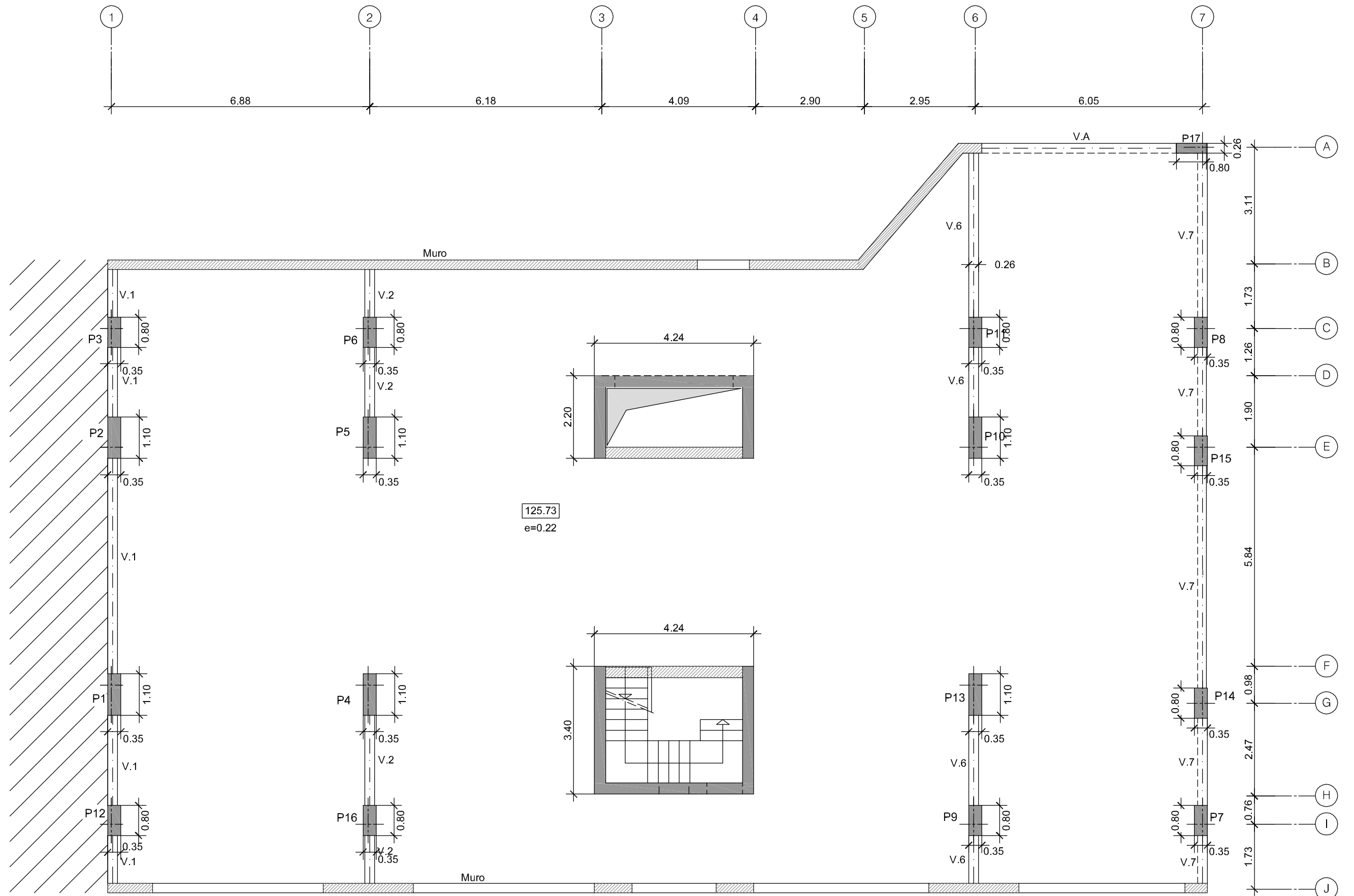
Edifício Adjacente




NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		02 1/100
ESTRUTURA		
PLANTA PISO - 1 - FUNDAÇÕES		

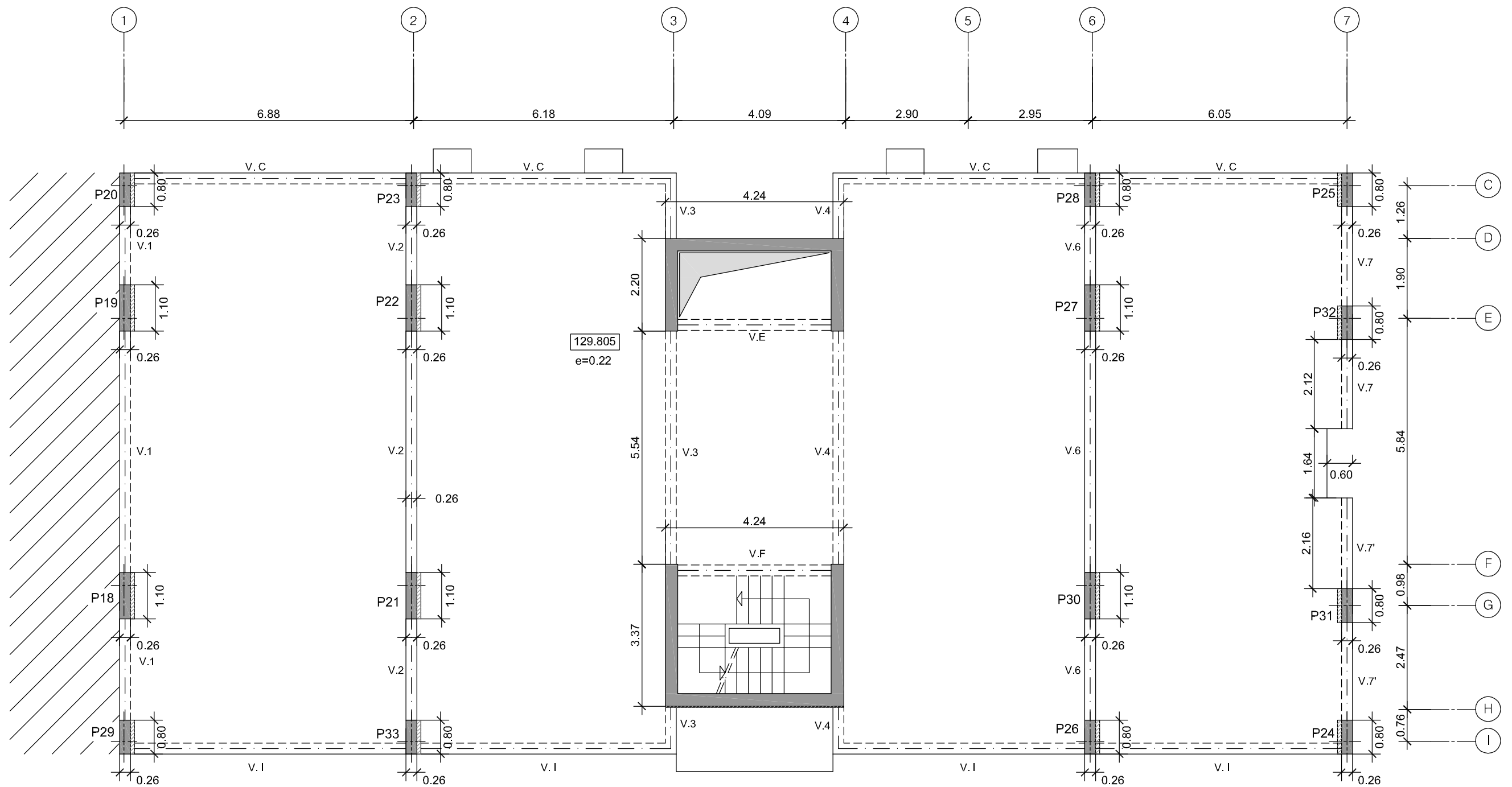
Edifício Adjacente




NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		03 1/100
ESTRUTURA		
PLANTA PISO TÉRREO - COMÉRCIO		

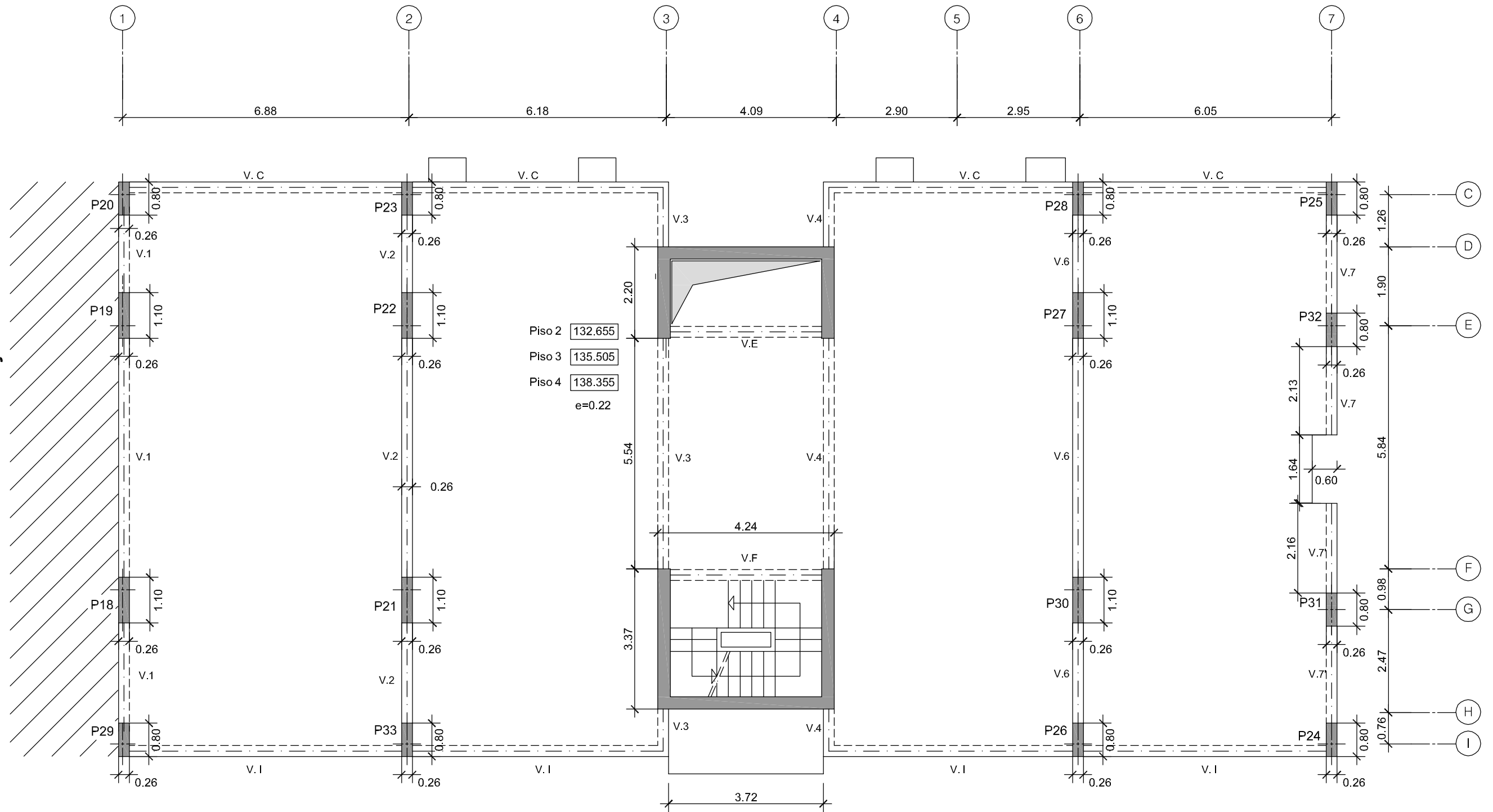
Edifício Adjacente




NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade		Desenho nº Escala
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		04 1/100
Designação do desenho		
ESTRUTURA		
PLANTA PISO 1		

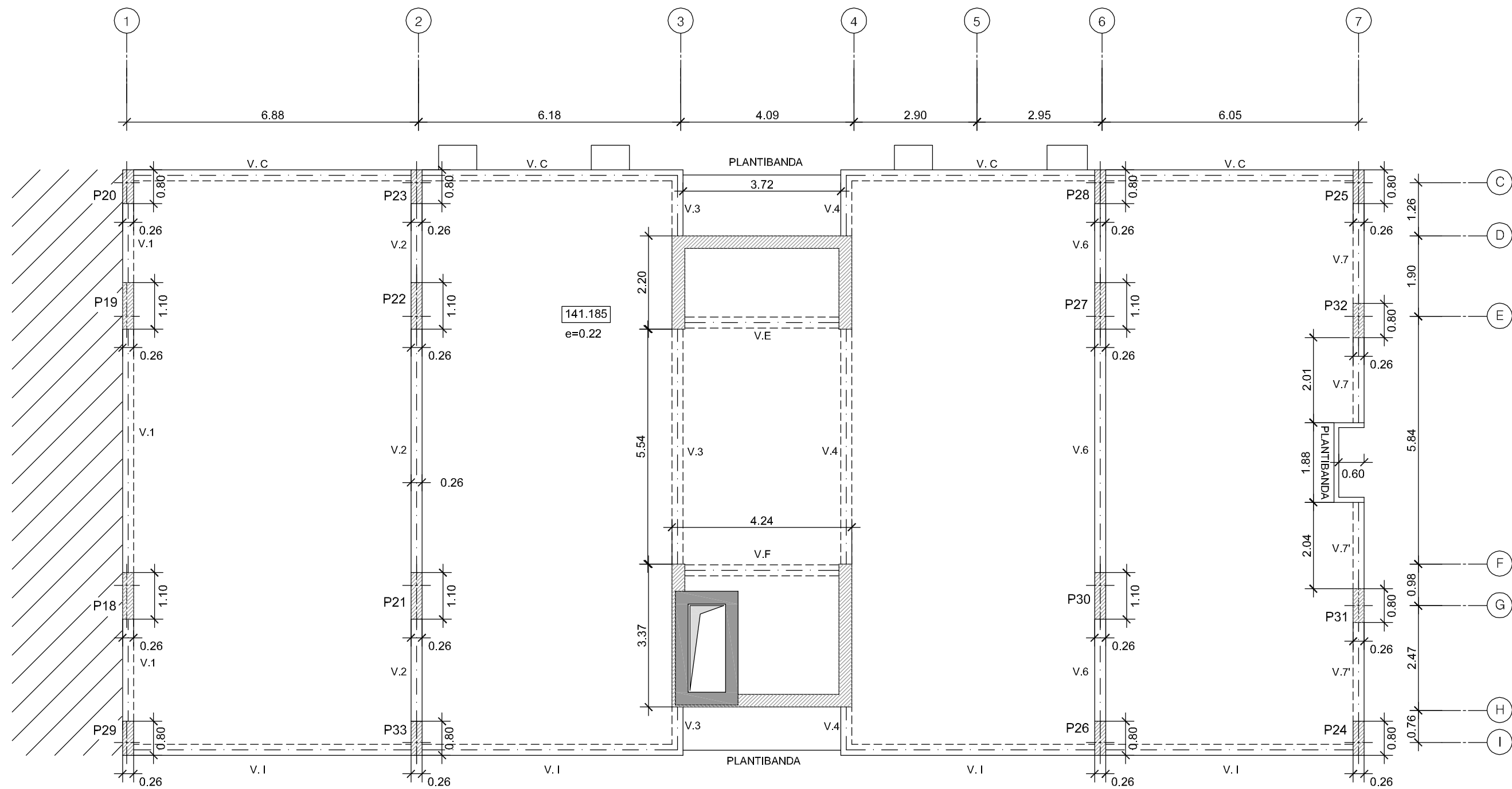
Edifício Adjacente




NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

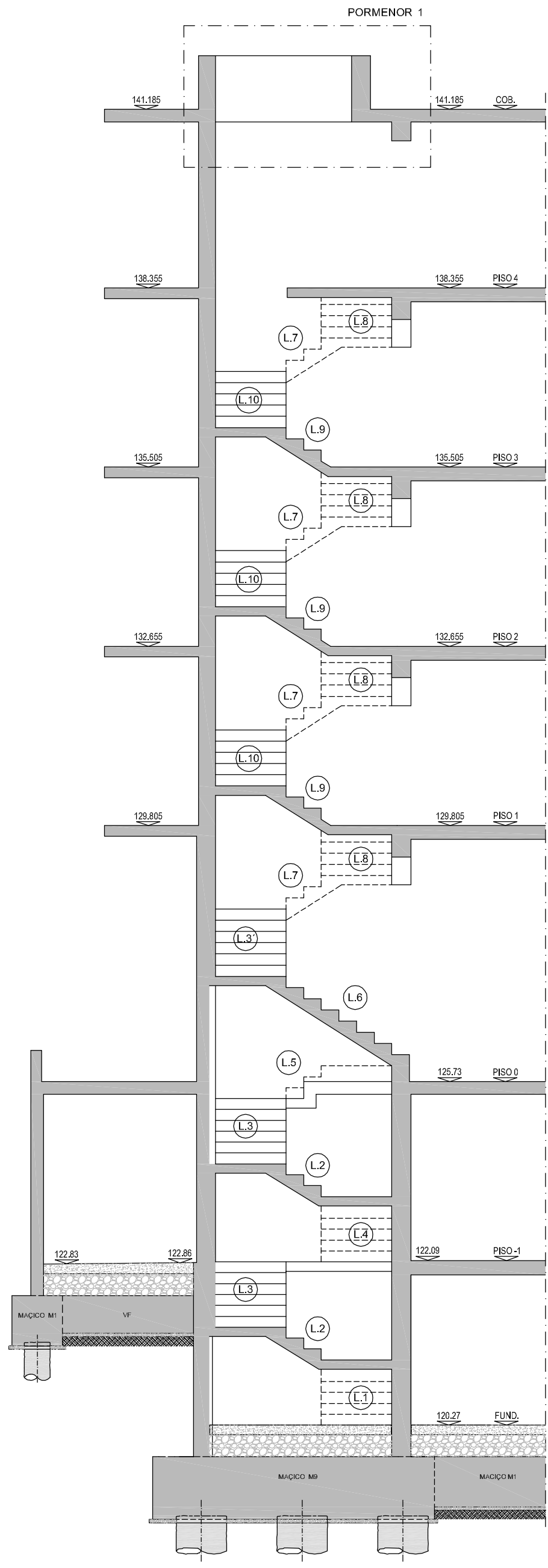
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade		Desenho nº Escala
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		05 1/100
Designação do desenho		
ESTRUTURA		
PLANTA PISO 2, 3 E 4		

Edifício Adjacente



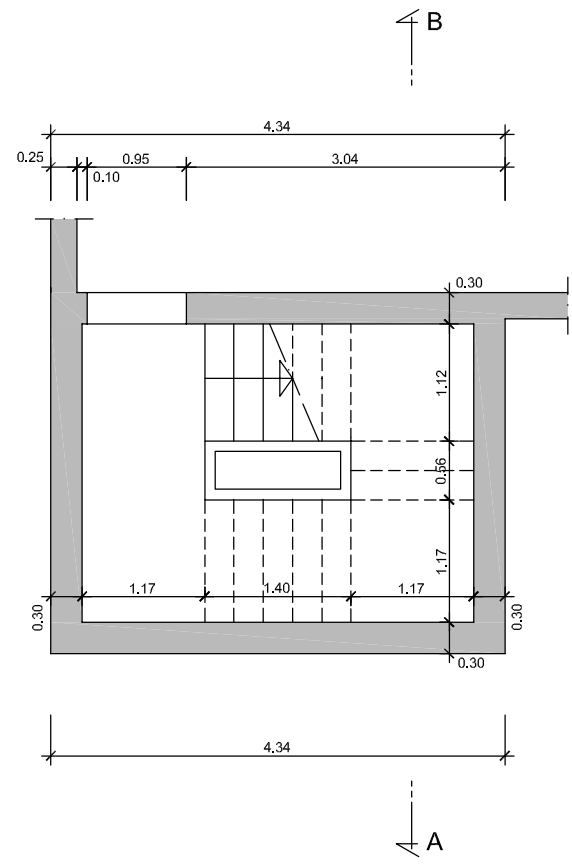
NOTA: As vigas têm todas altura de 0,60m.

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade		Desenho nº Escala
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		06 1/100
Designação do desenho		
ESTRUTURA		
PLANTA DA COBERTURA		

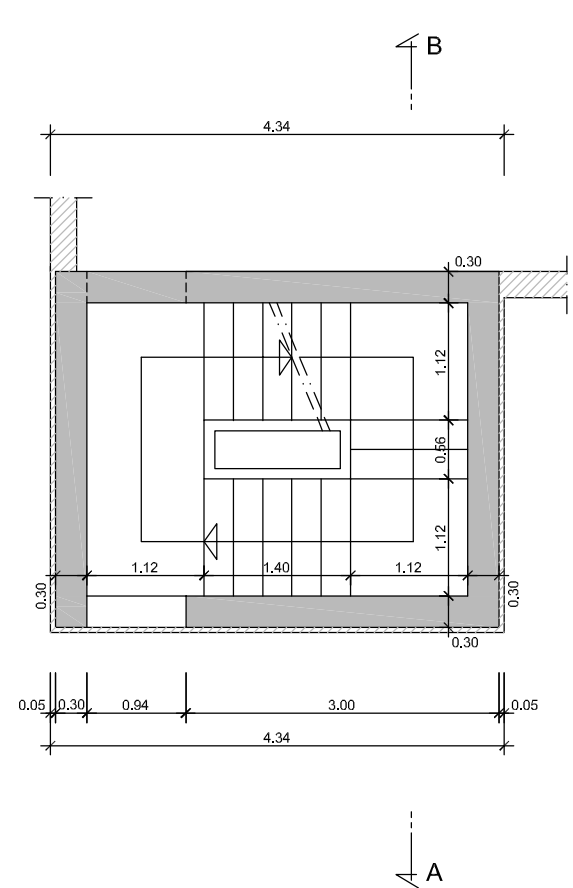


CORTE A - B

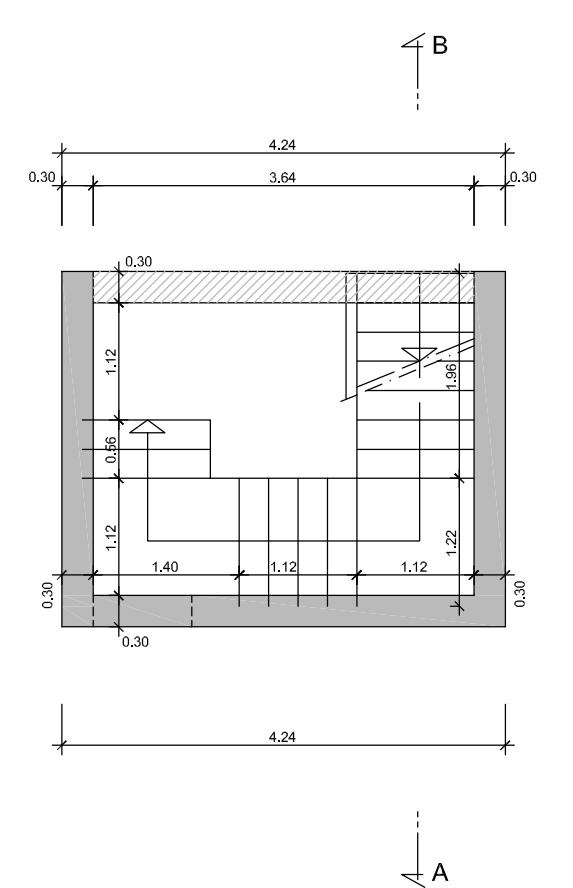
Área de intervenção		ALTO DA FAIA IV	
Título do estudo		EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	
Especialidade		ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	
Designação do desenho		DIMENSIONAMENTO GERAL NÚCLEO DA ESCADA (Corte A-B)	
Desenhador e Projetista	Desenho n°	Escala	
Ana Teresa Martins n° 30932	07	1/100	



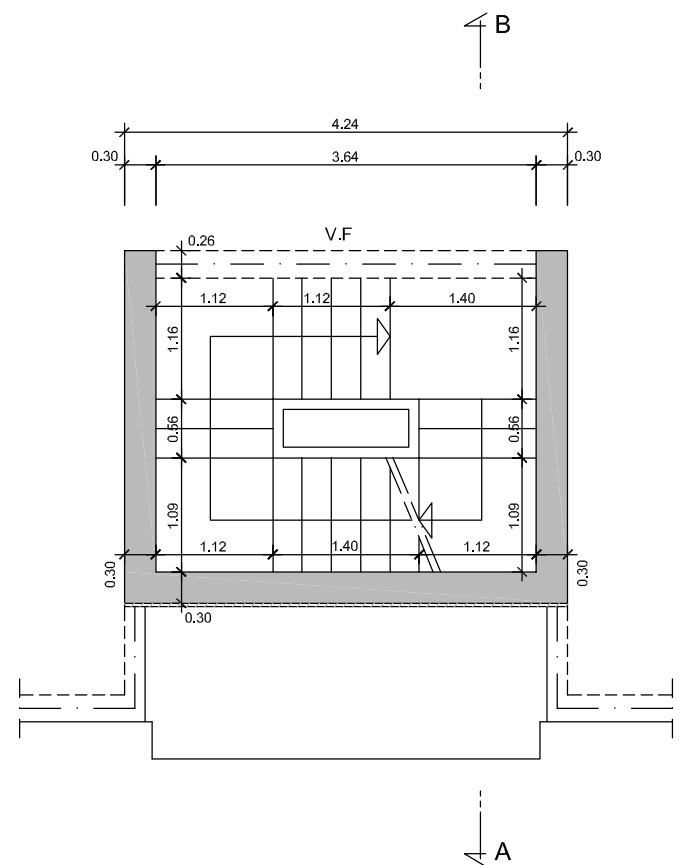
PLANTA DE FUNDAÇÕES



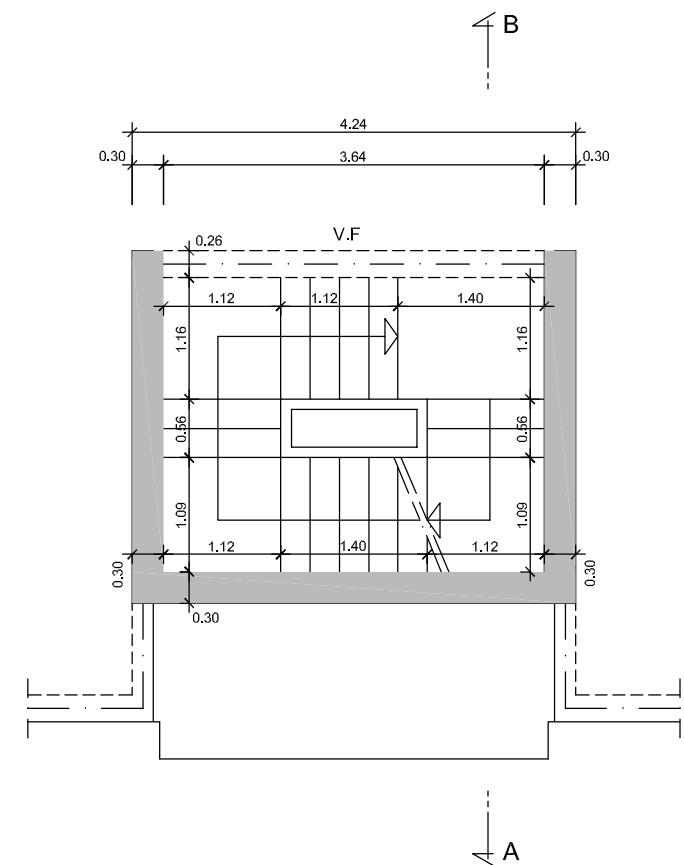
PLANTA DO PISO-1



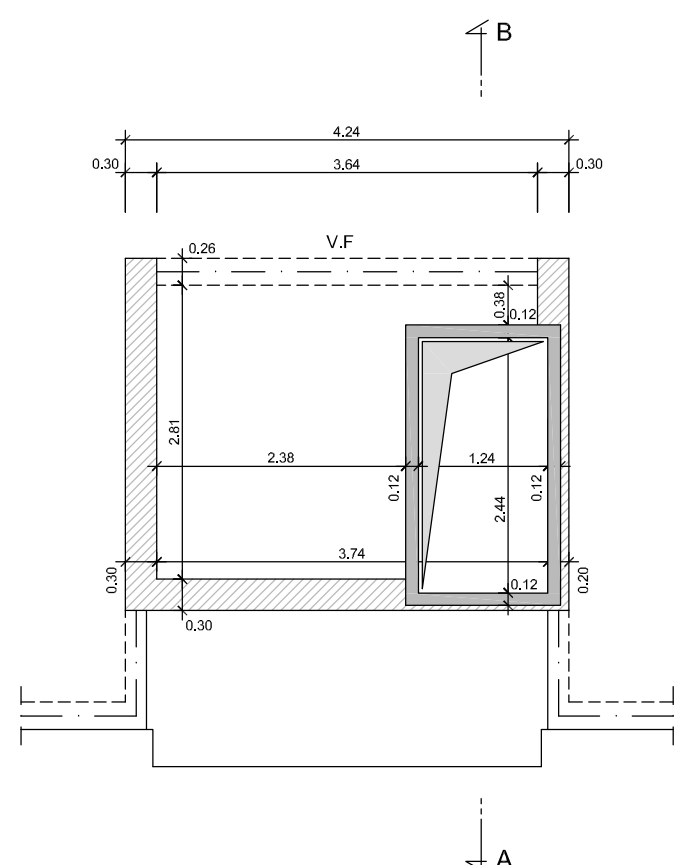
PLANTA DO PISO 0



PLANTA DO PISO 1

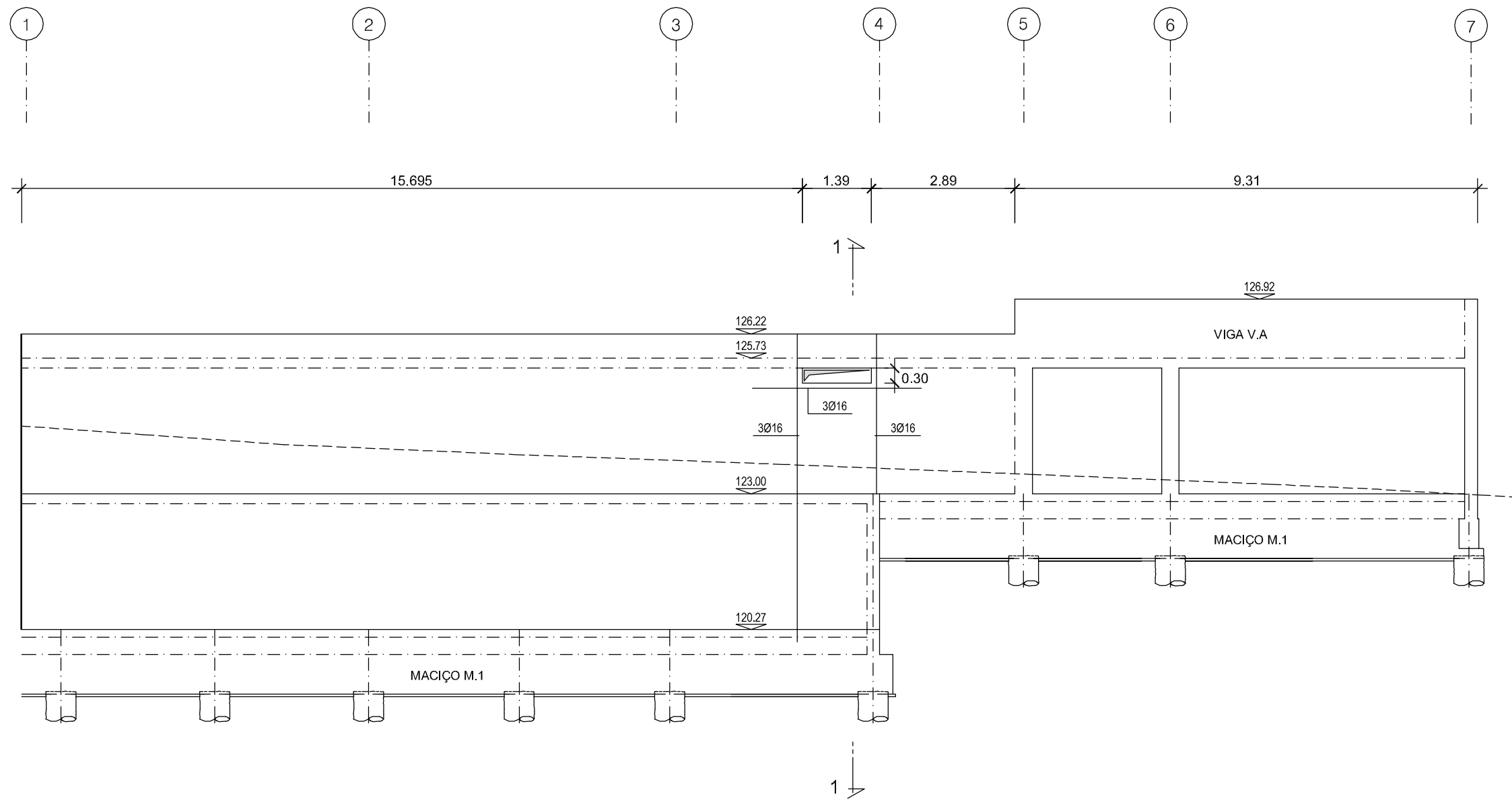


PLANTA DO PISO 2 A 4




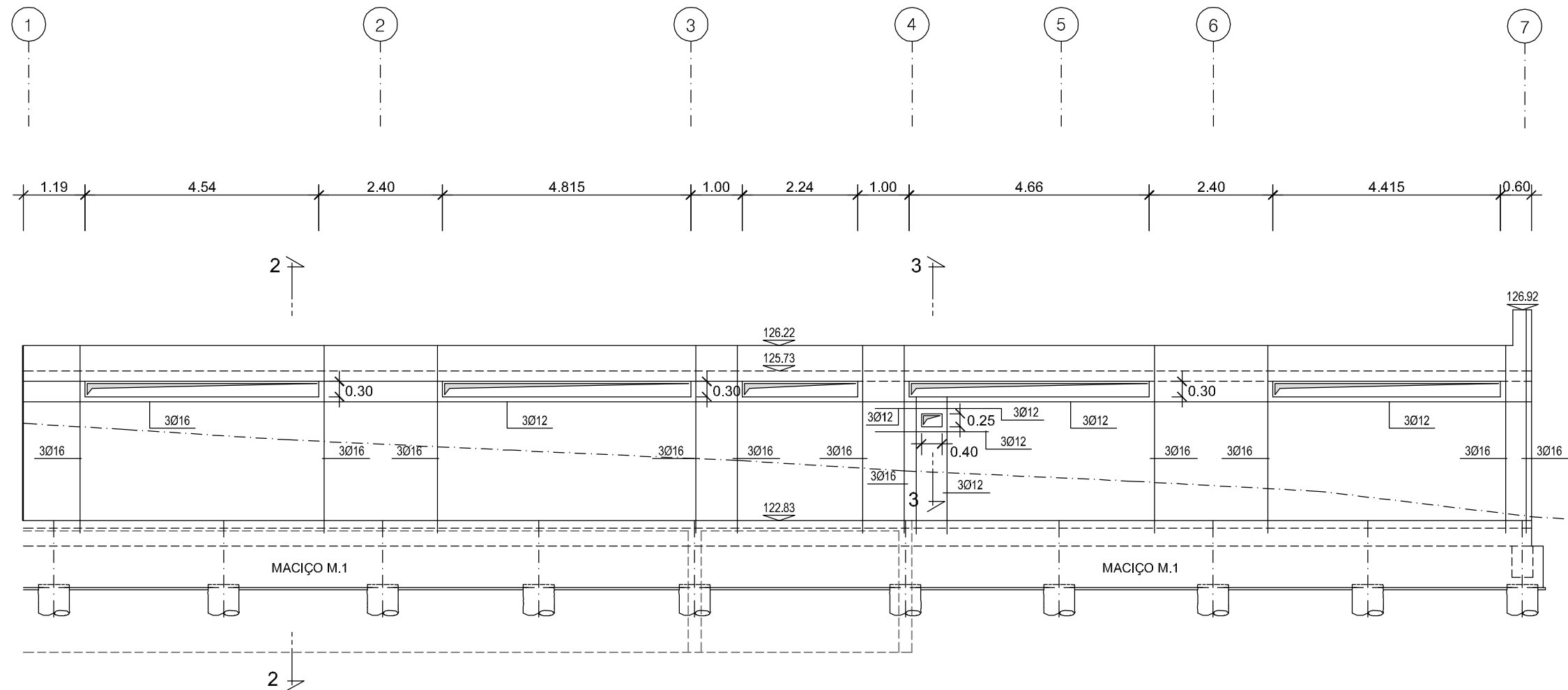
PLANTA DA COBERTURA

Área de intervenção		ALTO DA FAIA IV	
Título do estudo		EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	
Especialidade		ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	
Designação do desenho		DIMENSIONAMENTO GERAL NÚCLEO DA ESCADA (Plantas da Estrutura)	
Desenhador e Projetista		Ana Teresa Martins nº 30932	
Desenho nº		Escala	
08		1/100	




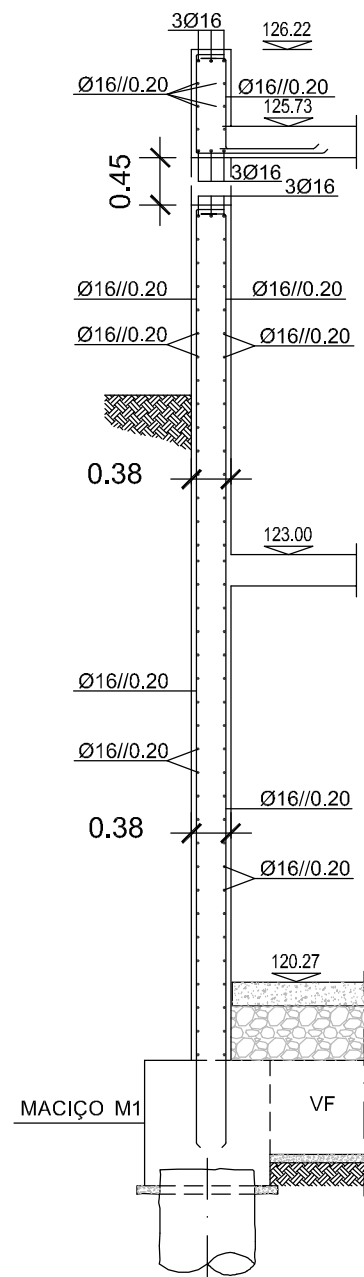
ALÇADO DO MURO DE SUPORTE (Eixos B)

Área de intervenção		 <small>INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA</small> <small>Área Departamental de Engenharia Civil</small>
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		09 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL - Alçado MURO DE SUPORTE (Eixo B)		

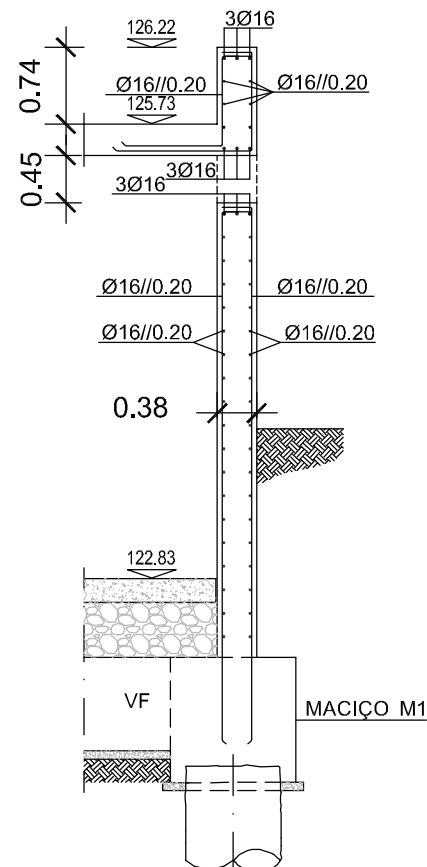


ALÇADO DO MURO DE SUPORTE (Eixo J)

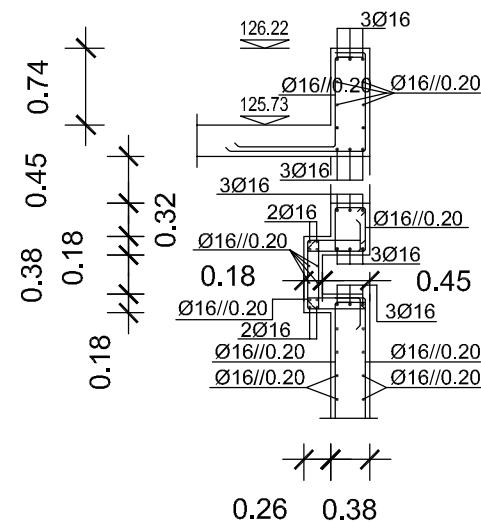
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade		Desenho n° Escala
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		10 1/100
Designação do desenho		
DIMENSIONAMENTO GERAL - Alçado MURO DE SUPORTE (Eixo J)		



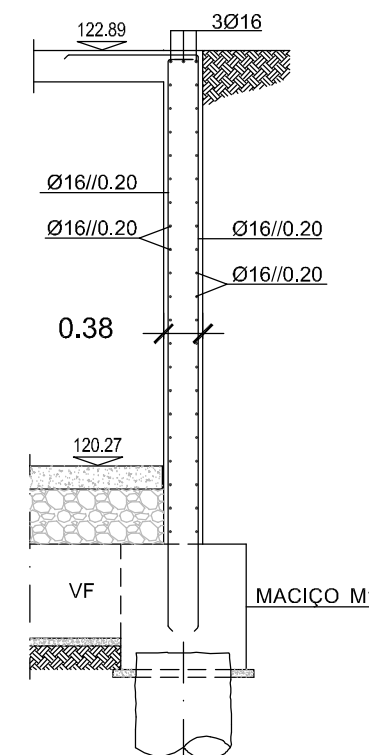
CORTE 1 - 1



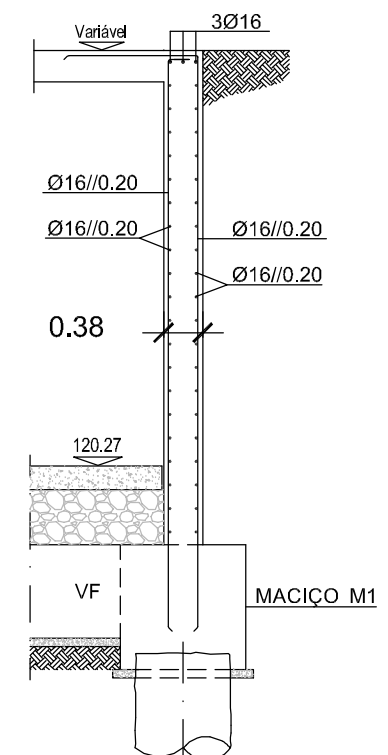
CORTE 2 - 2




CORTE 3 - 3

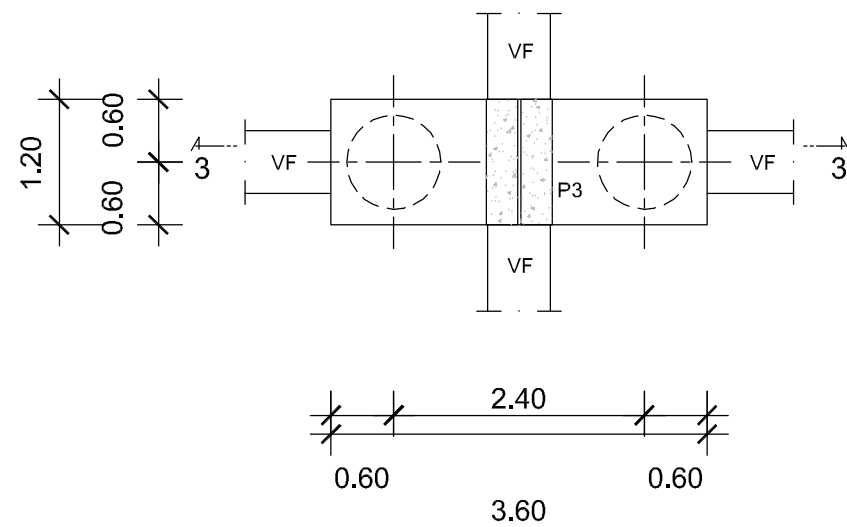


MURO DE SUPORTE
(Eixo B)

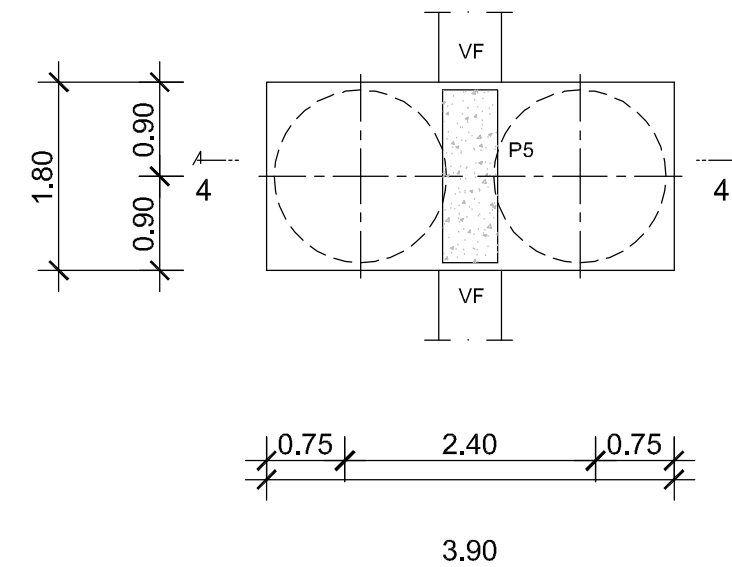


MURO DE SUPORTE
(Eixo 7)

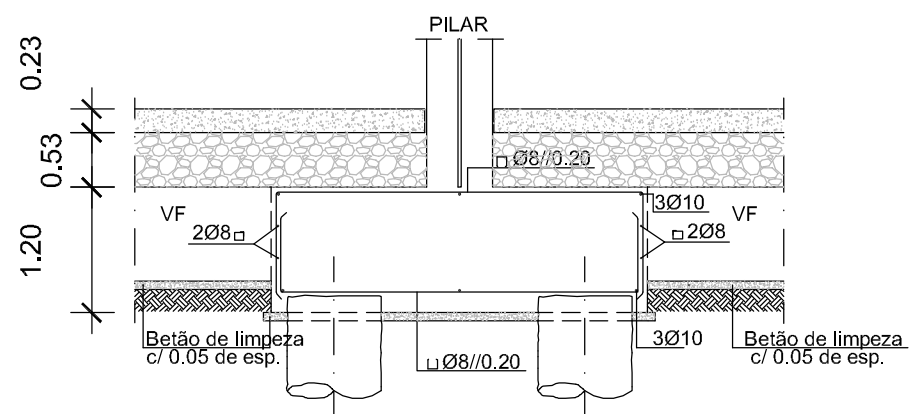
Área de intervenção ALTO DA FAIA IV		 <small>INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil</small>
Título do estudo EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		
Especialidade ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932
Designação do desenho DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores MURO DE SUPORTE		Desenho nº Escala 11 1/50



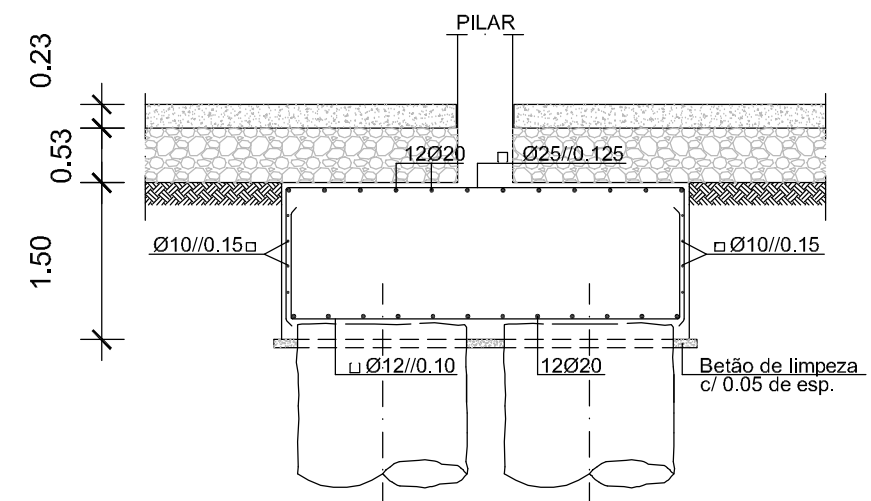
PLANTA DO MACIÇO M2




PLANTA DO MACIÇO M3

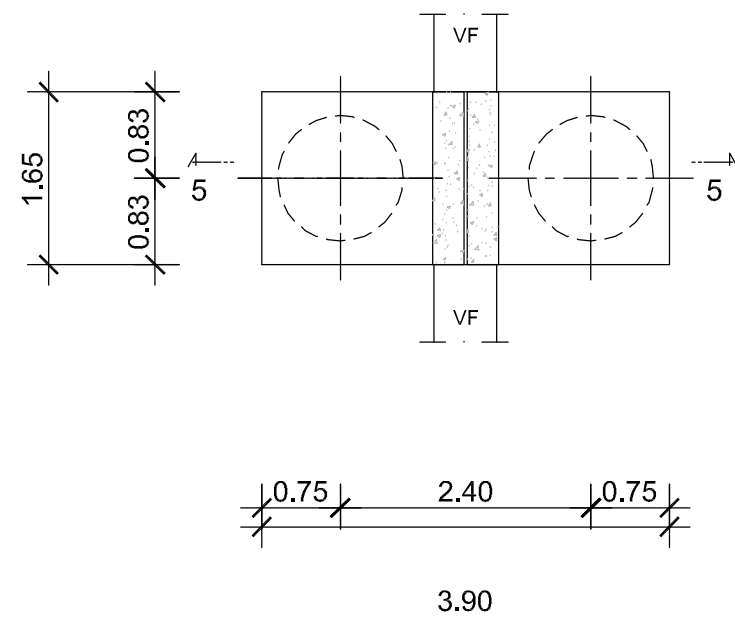


MACIÇO M2 (CORTE 3 - 3)

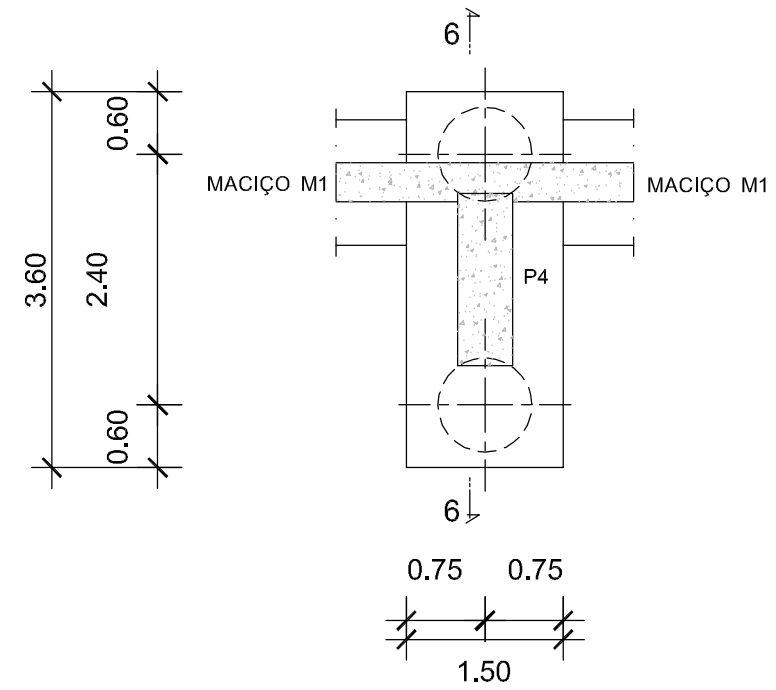


MACIÇO M3 (CORTE 4 - 4)

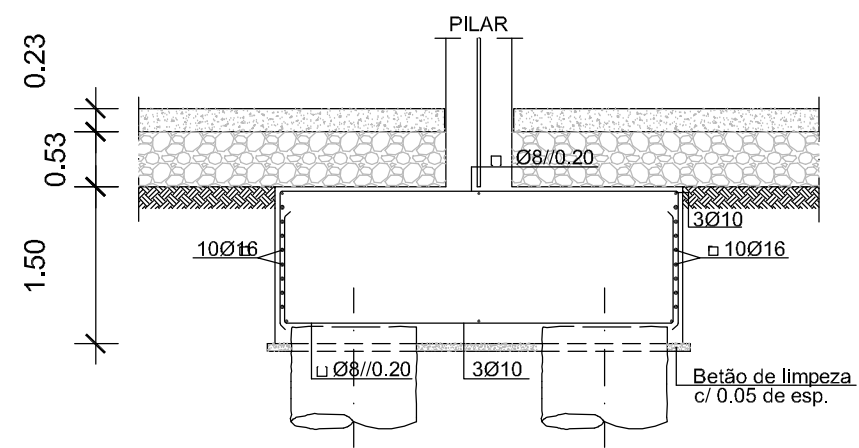
Área de intervenção ALTO DA FAIA IV		 <small>INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil</small>
Título do estudo EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		
Especialidade ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932
Designação do desenho DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores MACIÇOS (M2 e M3)		Desenho nº Escala 12 1/50



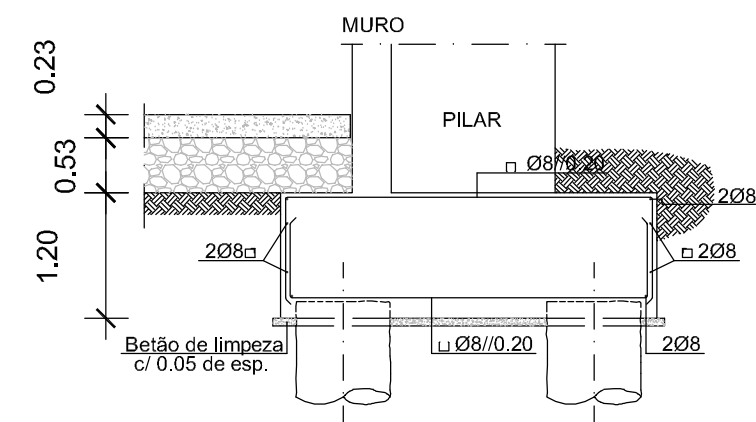
PLANTA DO MACIÇO M4




PLANTA DO MACIÇO M5

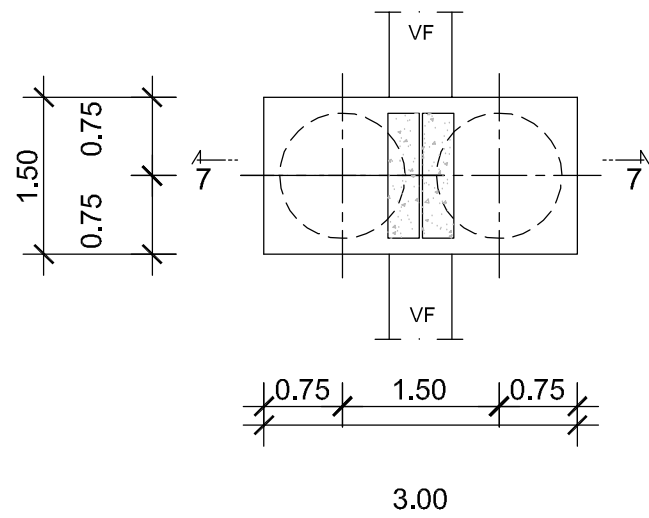


MACIÇO M4 (CORTE 5 - 5)

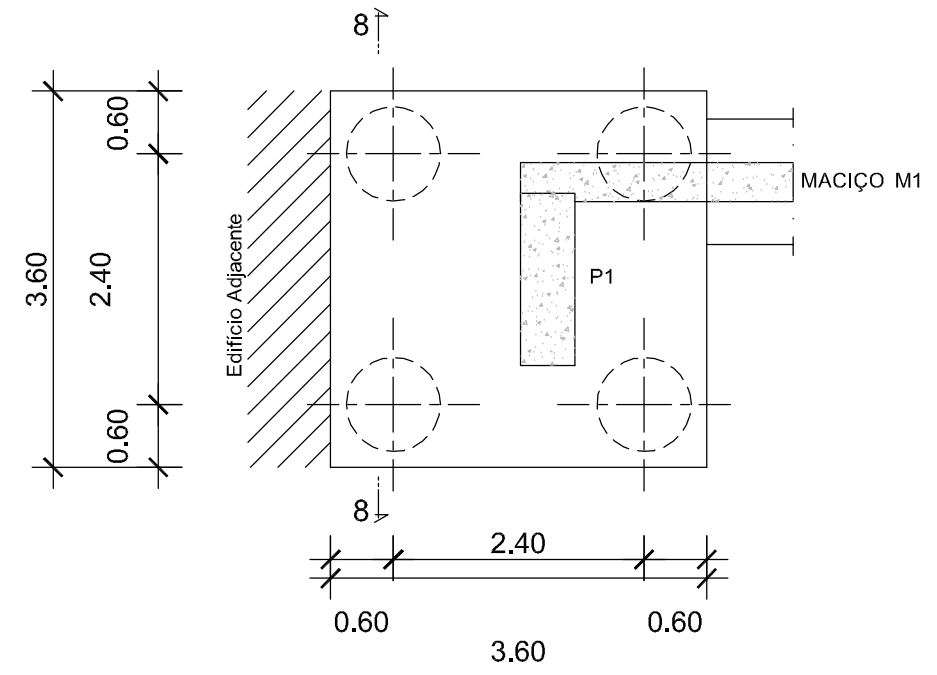


MACIÇO M5 (CORTE 6 - 6)

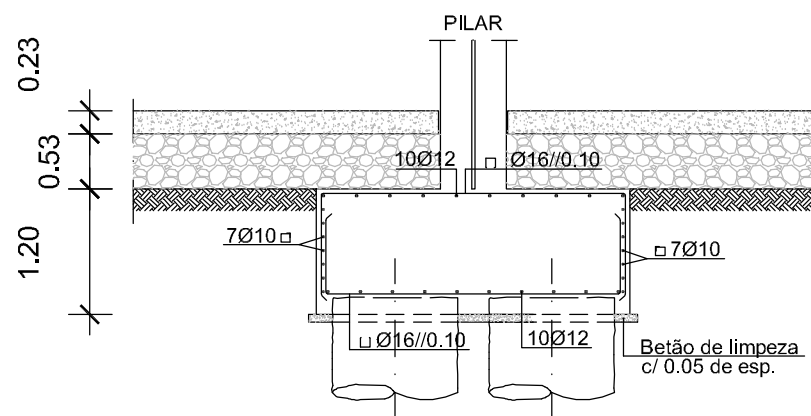
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		13 1/50
DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores		
MACIÇOS (M4 e M5)		



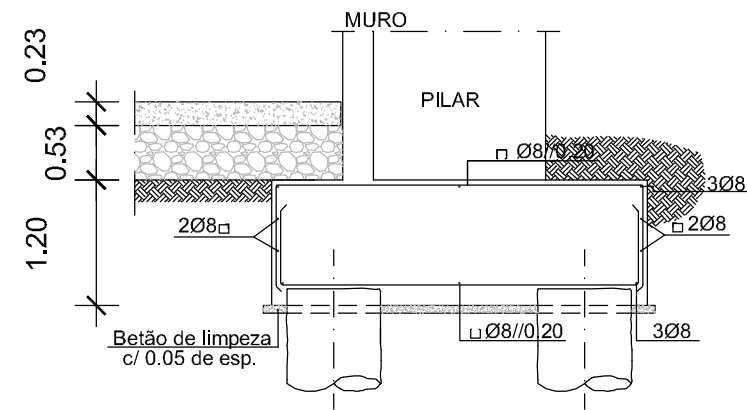
PLANTA DO MACIÇO M6




PLANTA DO MACIÇO M7

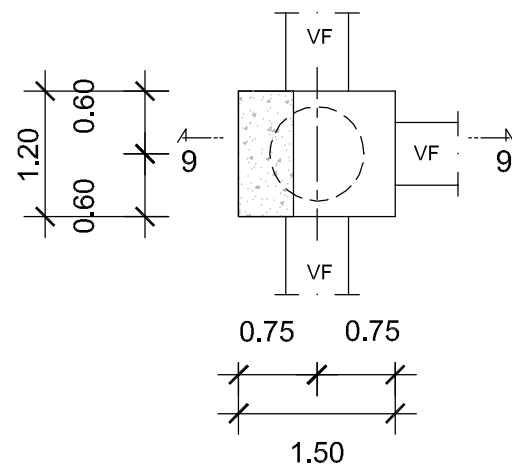


MACIÇO M6 (CORTE 7 - 7)

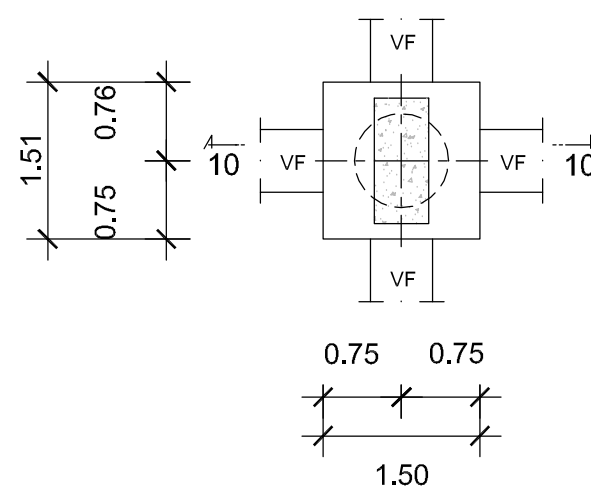


MACIÇO M7 (CORTE 8 - 8)

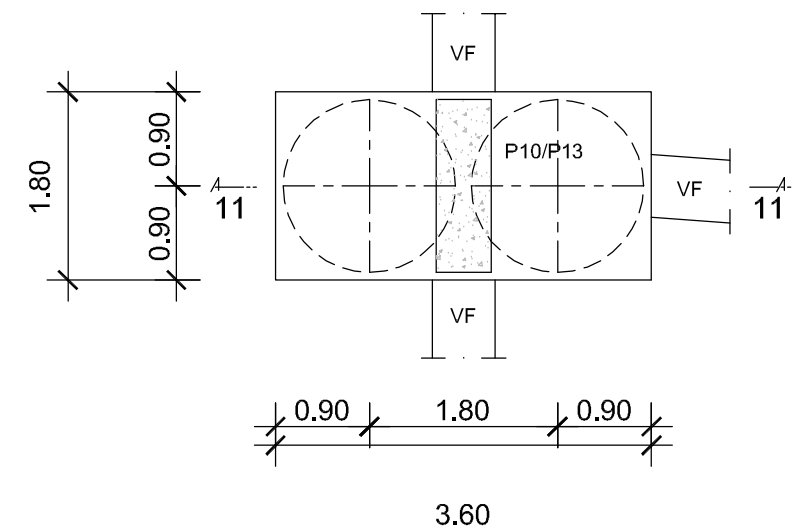
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade		Desenho n° Escala
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		14 1/50
Designação do desenho		
DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores MACIÇOS (M6 e M7)		



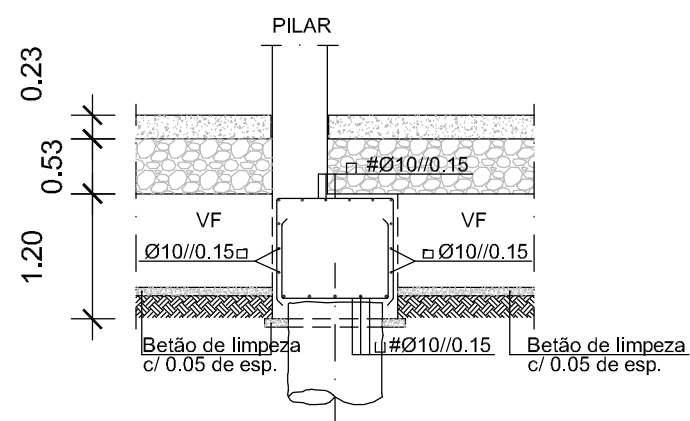
PLANTA DO MACIÇO M10



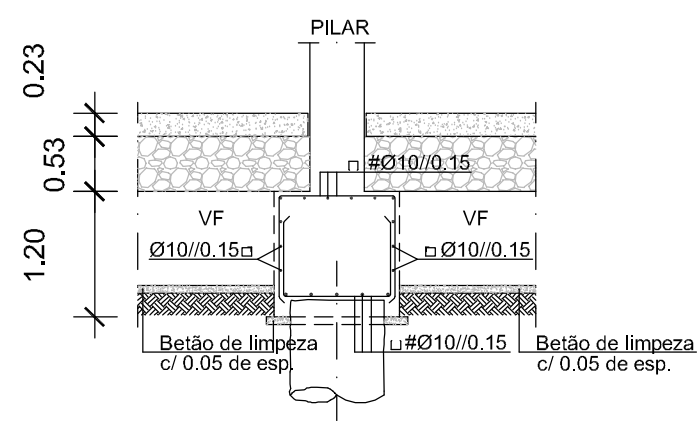
PLANTA DO MACIÇO M11



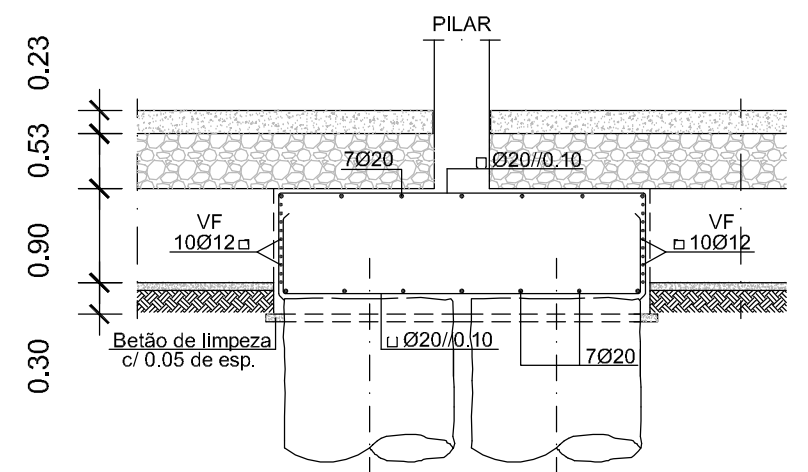
PLANTA DO MACIÇO M12




MACIÇO M10 (CORTE 9 - 9)

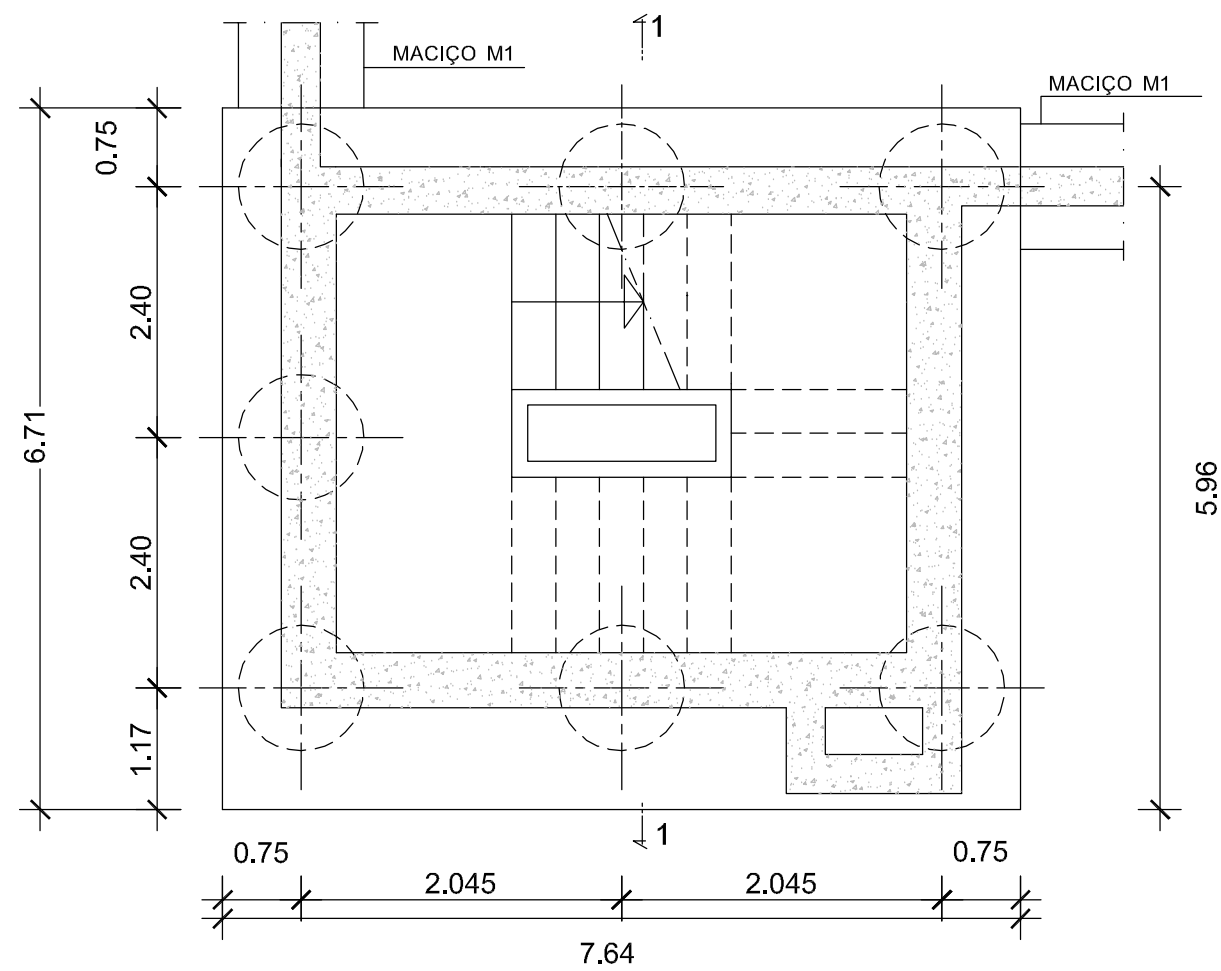


MACIÇO M11 (CORTE 10 - 10)

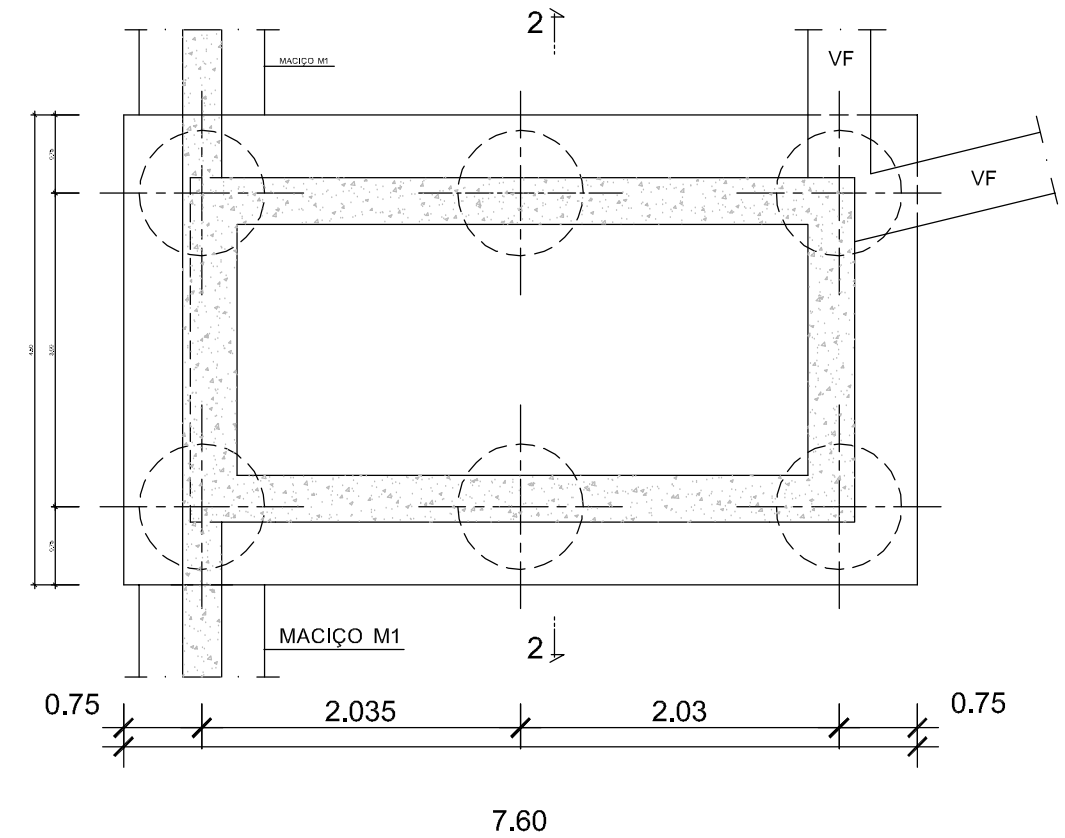


MACIÇO M12 (CORTE 11 - 11)

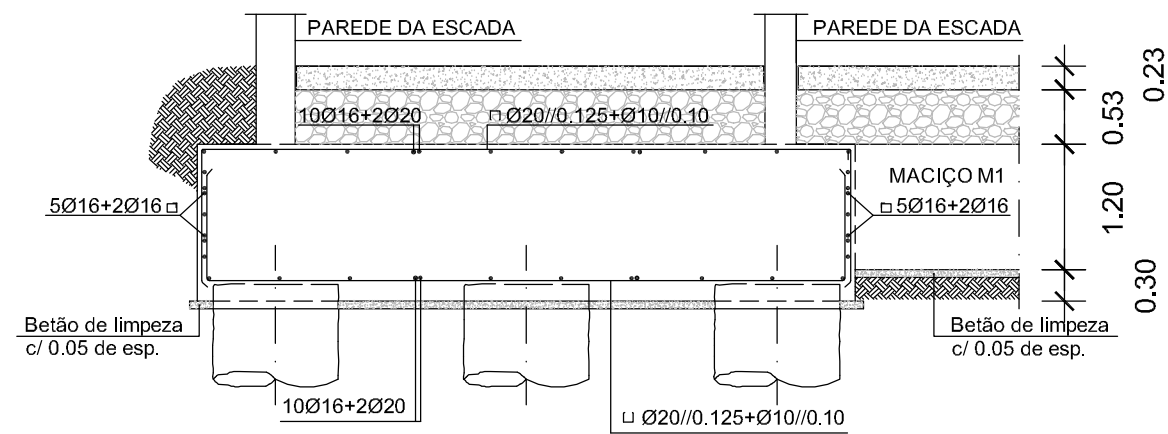
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		15 1/50
DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores		
MACIÇOS (M10, M11 e M12)		



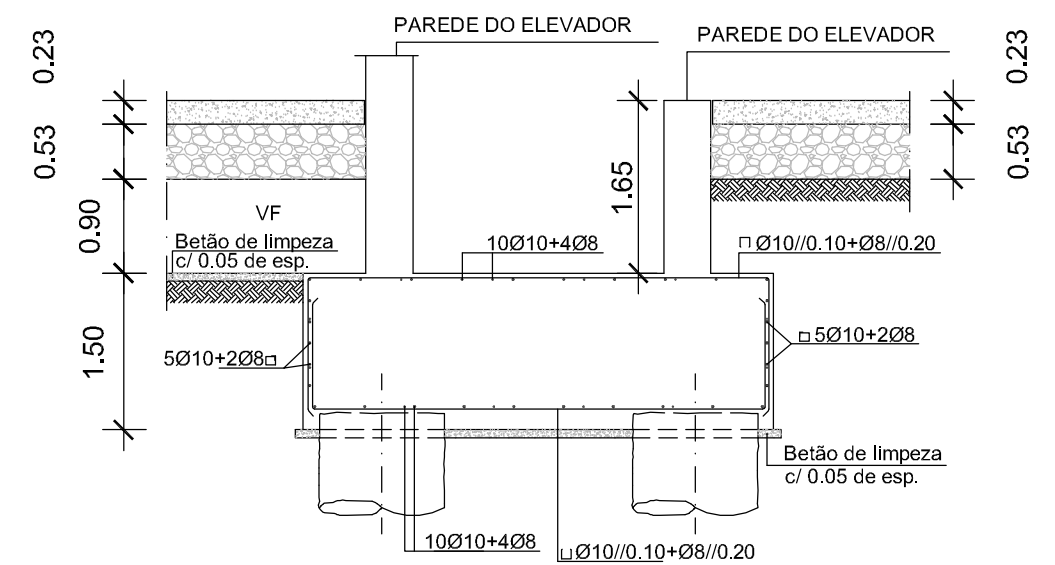
PLANTA DE FUNDAÇÕES DA ESCADA




PLANTA DO POÇO DO ELEVADOR

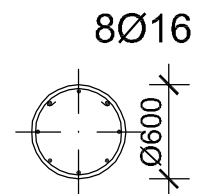
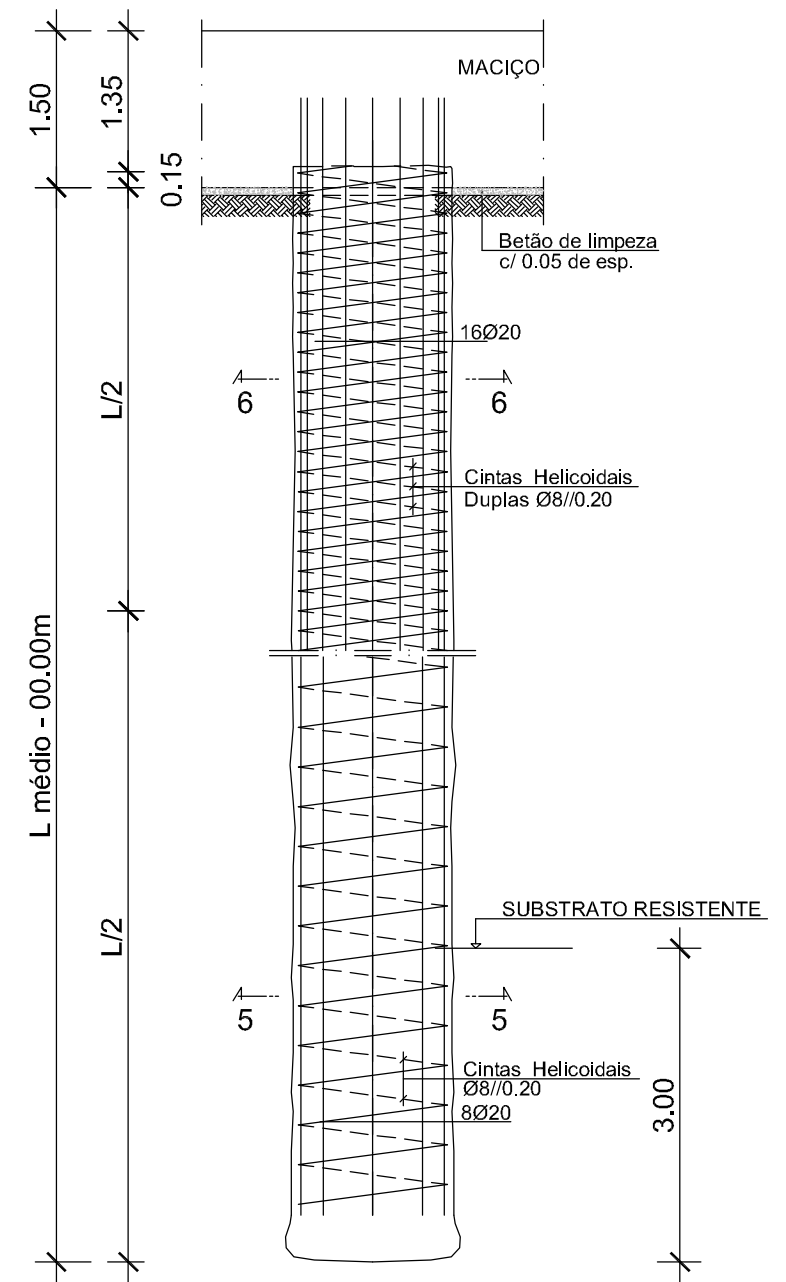
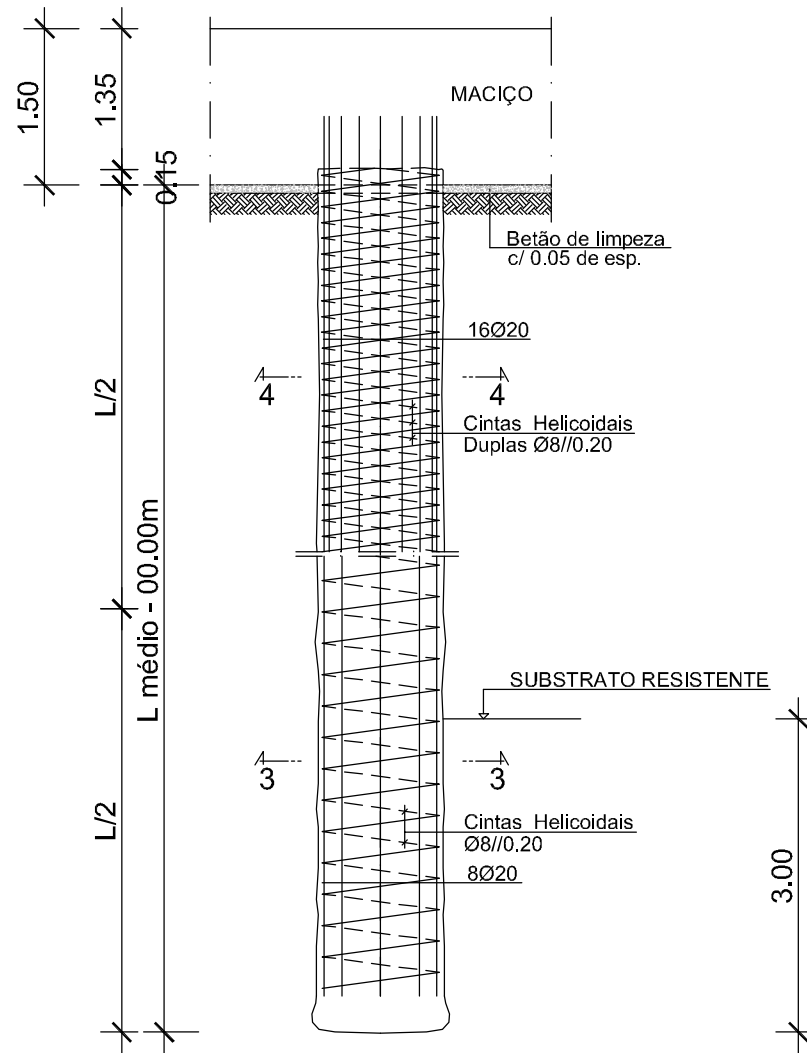
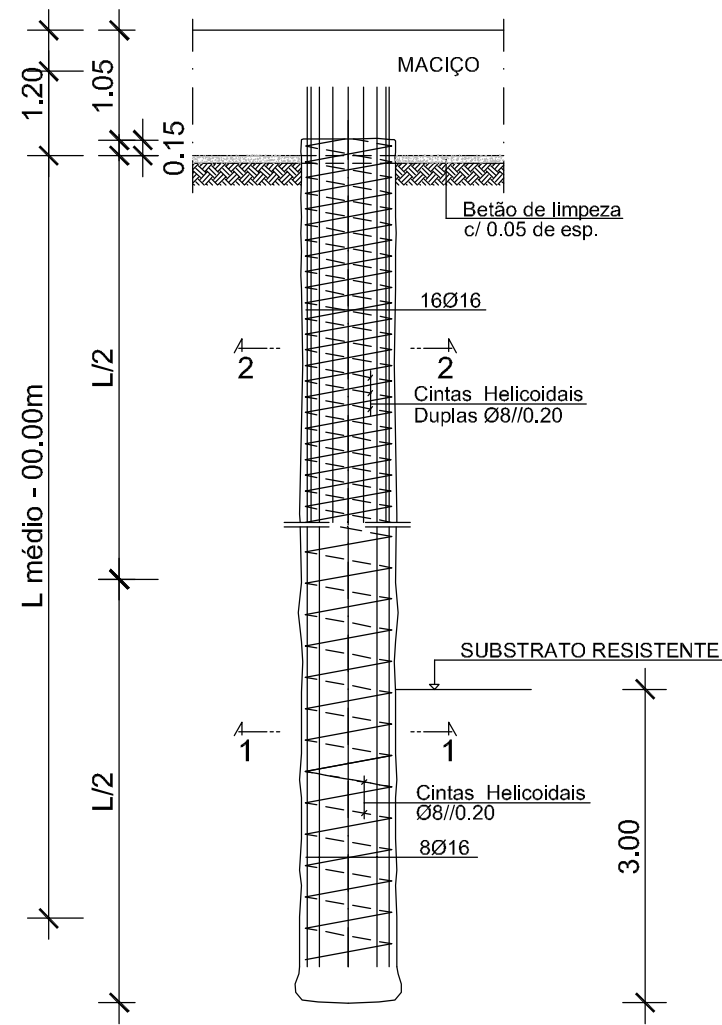


FUNDAÇÕES DA ESCADA (CORTE 1 - 1)



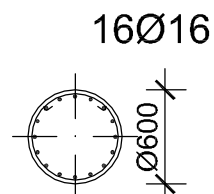
POÇO DO ELEVADOR (CORTE 2 - 2)

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		16 1/50
DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores		
MACIÇOS (Escada e Elevador)		



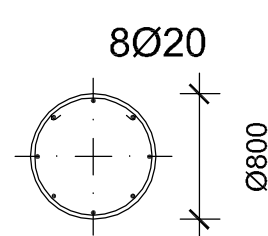
Cintas Helicoidais
Ø8/0.20

Secção 1 - 1



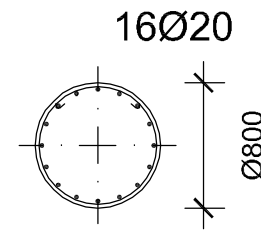
Cintas Helicoidais
Duplas Ø8/0.20

Secção 2 - 2



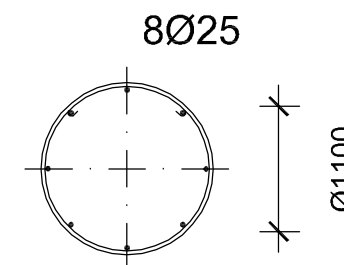
Cintas Helicoidais
Ø8/0.20

Secção 3 - 3



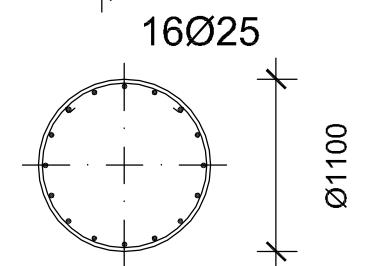
Cintas Helicoidais
Duplas Ø8/0.20

Secção 4 - 4



Cintas Helicoidais
Ø8/0.20

Secção 5 - 5



Cintas Helicoidais
Duplas Ø8/0.20

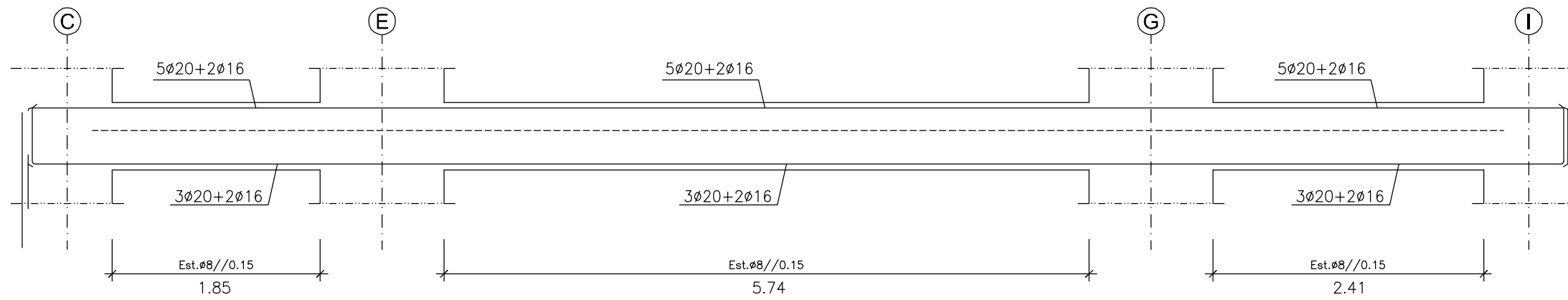
Secção 6 - 6

ESTACA Ø60

ESTACA Ø80

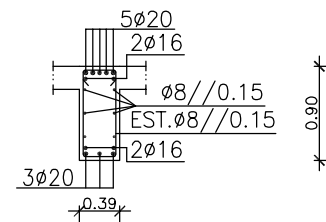
ESTACA Ø110

Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV		<small>\\Users\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png</small>
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores ESTACAS		17 1/50



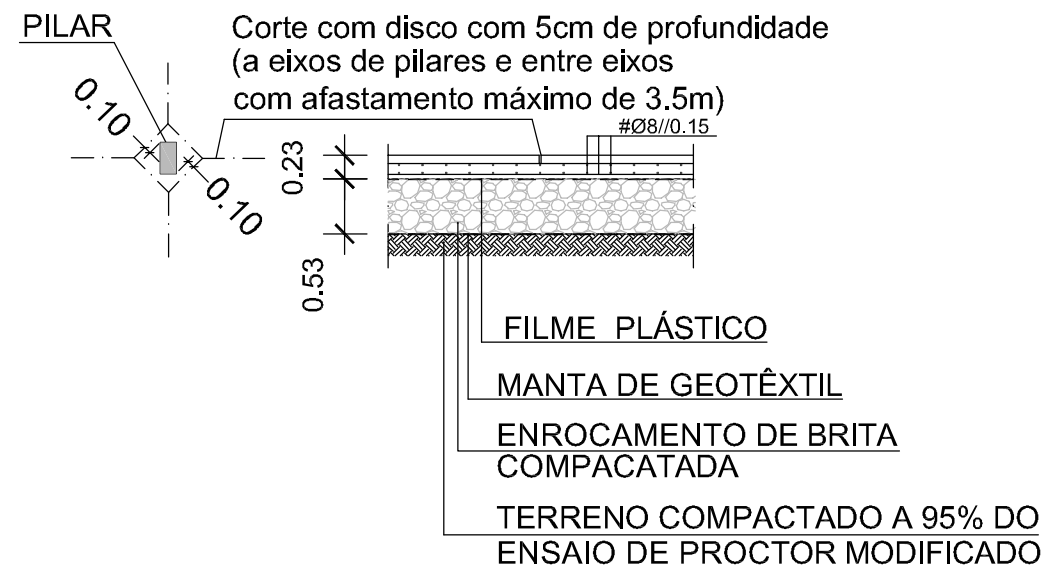
VIGA V.2(0.26x0.60) - PISO 1 EIXO 2

ESC. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE VIGA V.2

ESC. A1 - 1/25 ; A3 - 1/50



PORMENOR DA JUNTA DE RETRAÇÃO NO PAVIMENTO TÉRREO

Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV		\\User's\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png	
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932	
Especialidade	ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho n°	
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL - Cortes e Pormenores VIGA TIPO (V.2) E JUNTA DE RETRAÇÃO		18	1/50

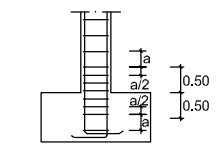
Pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Piso								
PISO 4 A COBERTURA								
PISO 1 A PISO 4								
PISO 0 A PISO 1								
PISO -1 A PISO 0								
FUNDAÇÕES A PISO -1								

Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV		\\Users\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png	
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932	
Especialidade	ESTRUTURAS		Desenho n° Escala	
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL MAPA DE PILARES (Folha 1)		19 1/100	

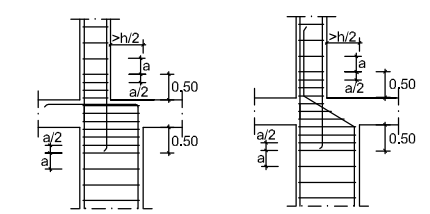
Pilares	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
PISO 4 A COBERTURA								
PISO 1 A PISO 4								
PISO 0 A PISO 1								
PISO -1 A PISO 0								
FUNDAÇÕES A PISO -1								

Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV		<small>\\Users\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png</small>
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade	ESTRUTURAS		Desenho nº Escala
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL MAPA DE PILARES (Folha 2)		20 1/100

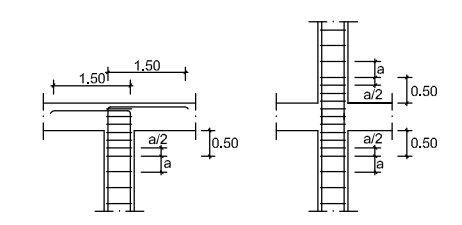
Pilares	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
PISO 4 A COBERTURA		<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>
PISO 1 A PISO 4		<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>	<p>20Ø16</p>
PISO 0 A PISO 1	<p>20Ø16</p>							
PISO -1 A PISO 0	<p>20Ø16</p>							
FUNDAÇÕES A PISO -1								



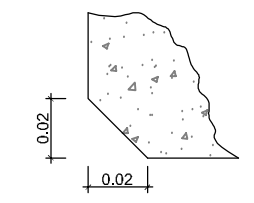
PORMENOR DE AMARRAÇÃO DOS PILARES COM AS FUNDAÇÕES



PORMENORES DAS ARMADURAS NAS VARIAÇÕES DAS SECÇÕES DOS PILARES



PORMENORES DO APERTO DAS CINTAS DOS PILARES NOS CRUZAMENTOS COM LAJES

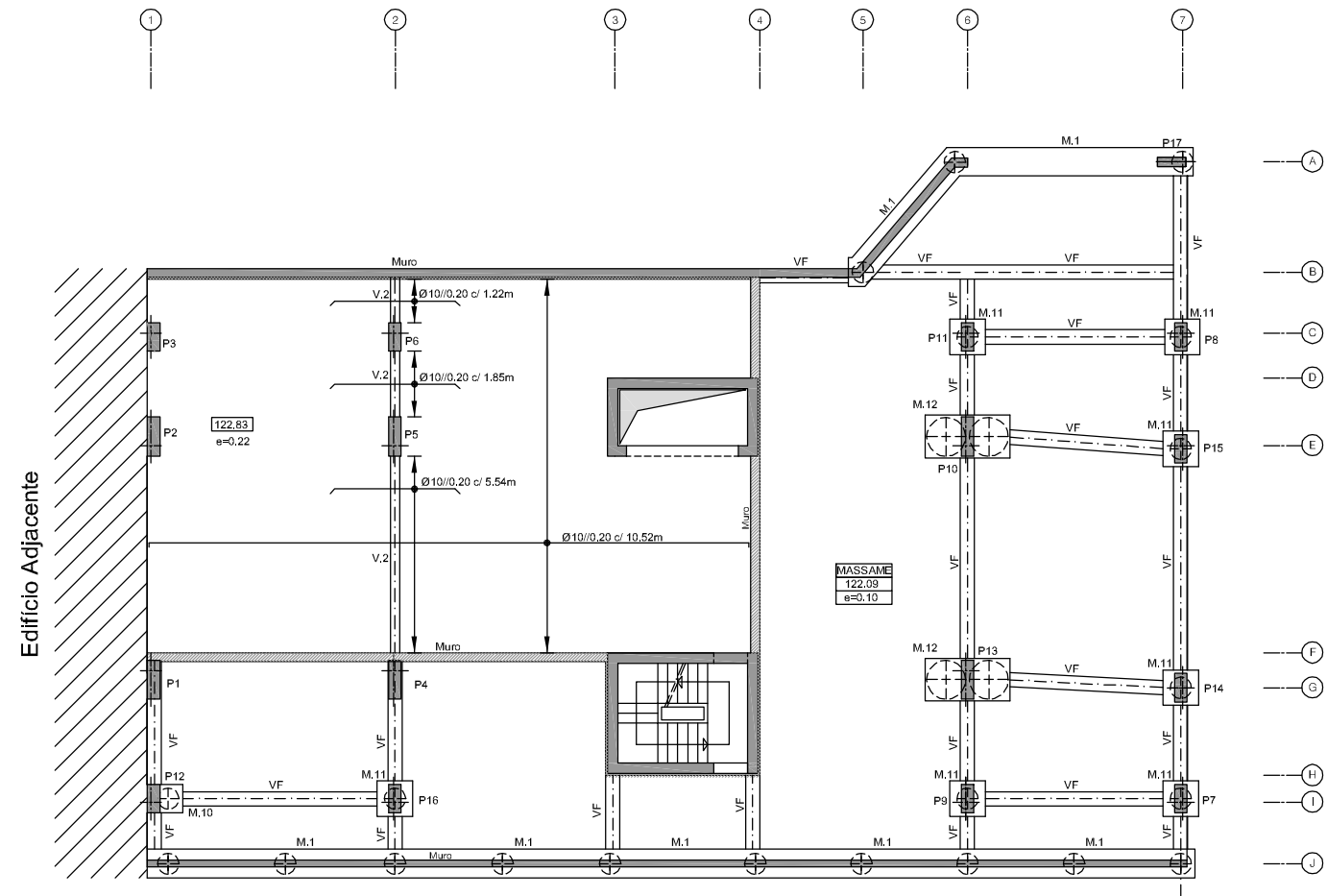


CHANFROS A EXECUTAR EM TODAS AS ARESTAS VIVAS DOS ELEMENTOS VERTICAIS (PORMENOR TIPO)

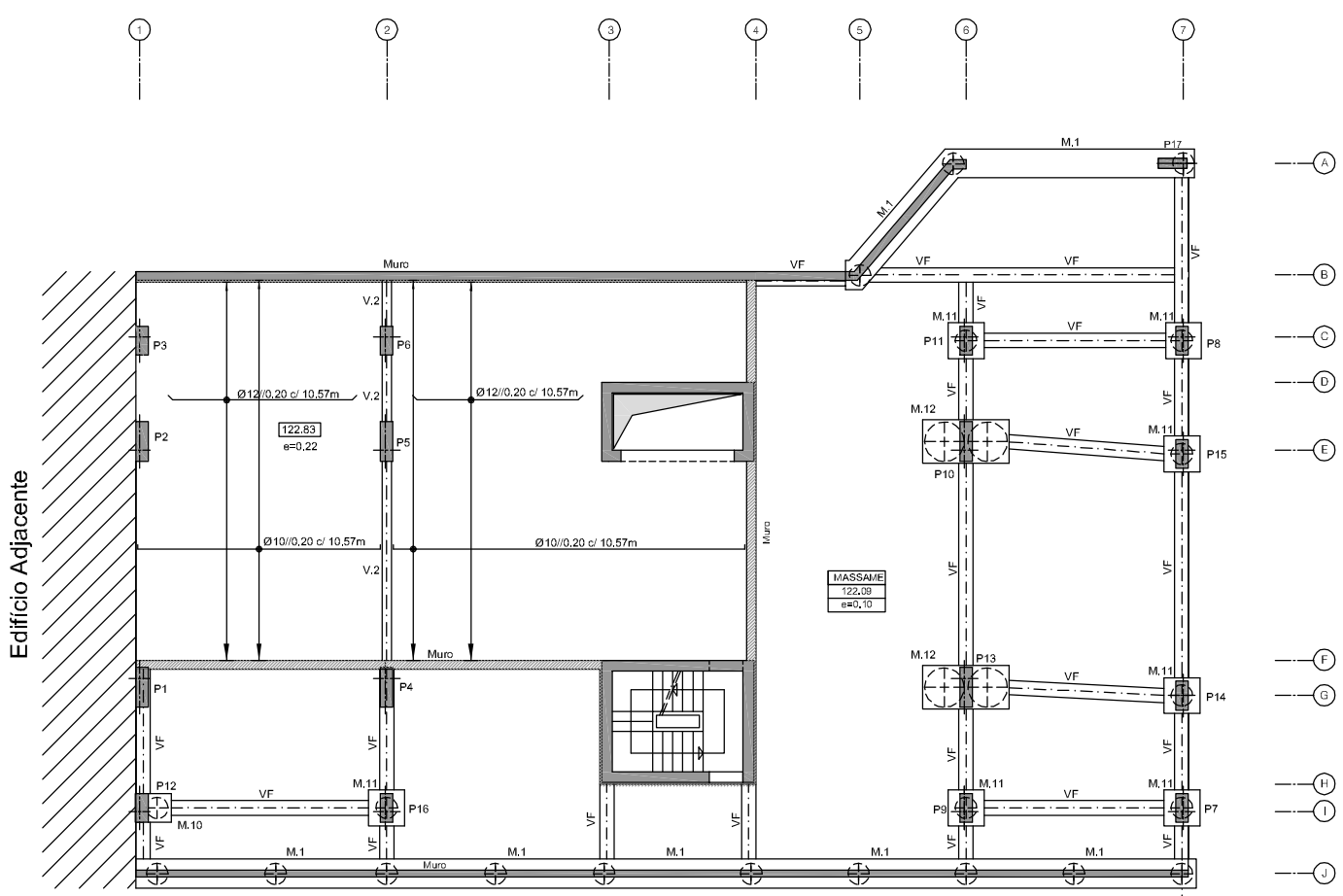
Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV	\Users\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png	
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932	
Especialidade	ESTRUTURAS	Desenho nº Escala	
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL MAPA DE PILARES (Folha 3)	21 1/100	

Pisos	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	P33
PISO 4 A COBERTURA									
PISO 1 A PISO 4									
PISO 0 A PISO 1	(Diagonal hatching indicating no reinforcement details for these levels)								
PISO -1 A PISO 0									
FUNDAÇÕES A PISO -1									

Área de intervenção	ALTO DA FAIA IV		<small>\\User's\ATM\Desktop\ISEL - A3EC.png</small>
Título do estudo	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Desenhador e Projetista Ana Teresa Martins nº 30932
Especialidade	ESTRUTURAS		Desenho nº Escala
Designação do desenho	DIMENSIONAMENTO GERAL MAPA DE PILARES (Folha 4)		22 1/100



ARMADURAS SUPERIORES



ARMADURAS INFERIORES

NOTAS GERAIS:


- VER EM CONJUNTO COM OS DESENHOS DE ARQUITECTURA E DE INSTALAÇÕES TÈC. ESPECIAIS.
- QUANDO NÃO INDICADO, OS COMPRIMENTOS DE AMARRAÇÃO E SOBREPOSIÇÃO SERÃO OS REGULAMENTARES.
- NAS PAREDES RESISTENTES, NUMA MESMA SECÇÃO, SÓ PODERÃO SER EMENDADAS OU DISPENSADAS 1/3 DAS ARMADURAS AI EXISTENTES.

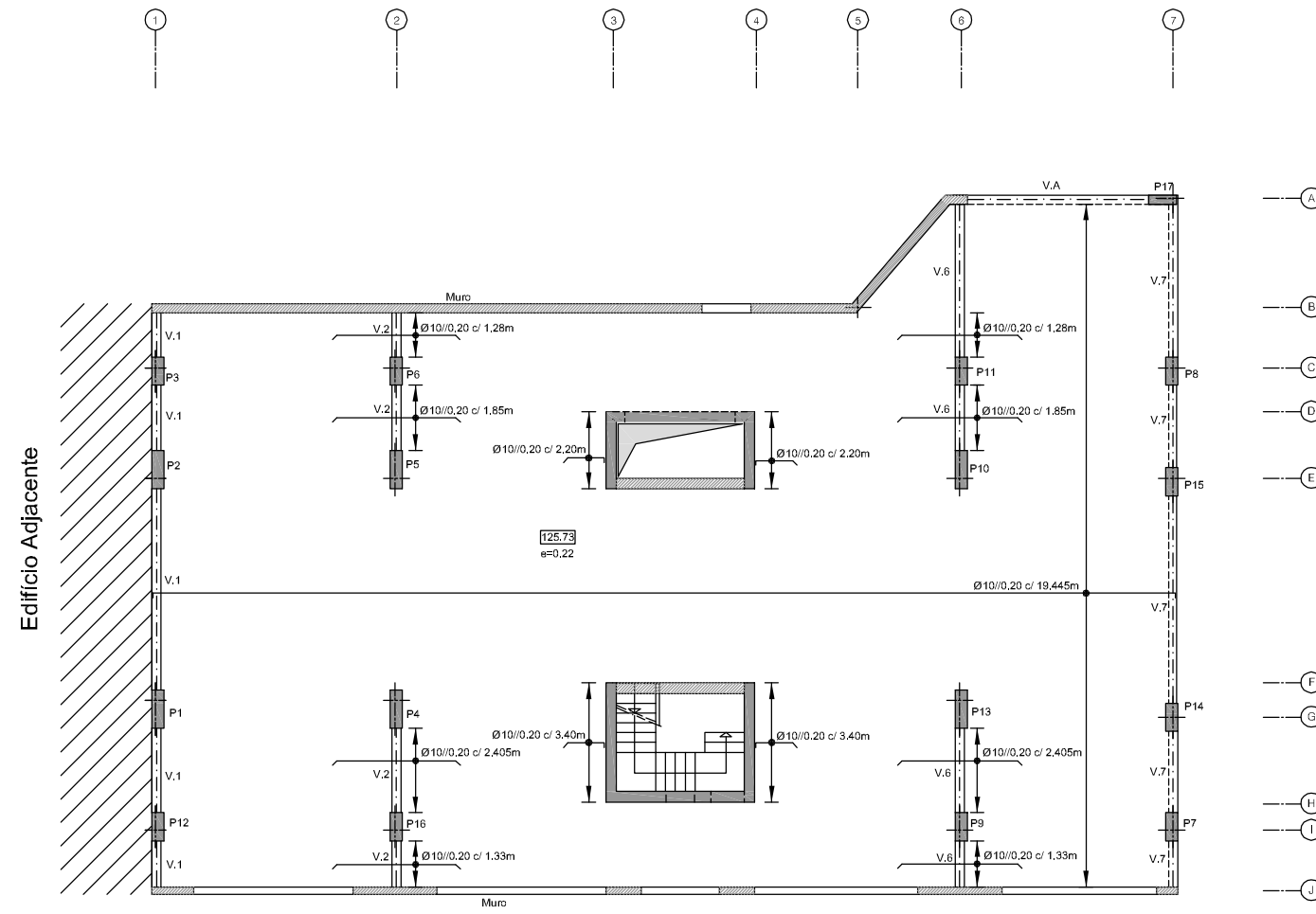
MATERIAIS

- BETÃO ARMADO EM GERAL NP EN206-1 C30/37 Cl 0.40 D_{max} 25 S3
- AÇO (ARMADURAS PASSIVAS) A 500 NR S0

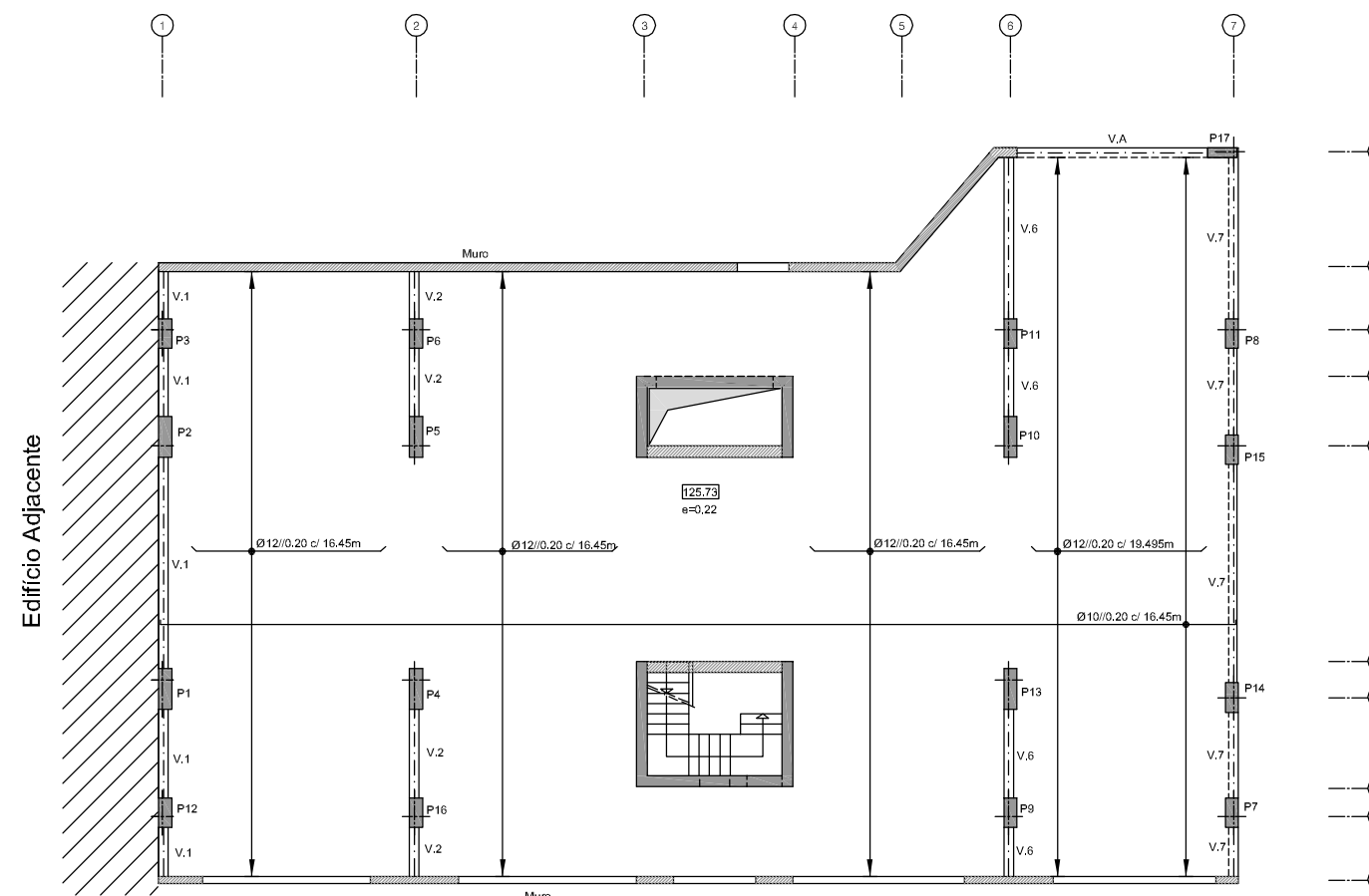
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

- EM GERAL: 35mm
- LAJES INTERIORES: 35mm
- EM FUNDAÇÕES: 60mm

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		23 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL		
PLANTA PISO - 1 - FUNDAÇÕES (Armaduras Passivas)		



ARMADURAS SUPERIORES



ARMADURAS INFERIORES

NOTAS GERAIS:


- VER EM CONJUNTO COM OS DESENHOS DE ARQUITECTURA E DE INSTALAÇÕES TÈC. ESPECIAIS.
- QUANDO NÃO INDICADO, OS COMPRIMENTOS DE AMARRAÇÃO E SOBREPOSIÇÃO SERÃO OS REGULAMENTARES.
- NAS PAREDES RESISTENTES, NUMA MESMA SECÇÃO, SÓ PODERÃO SER EMENDADAS OU DISPENSADAS 1/3 DAS ARMADURAS A EXISTENTES.

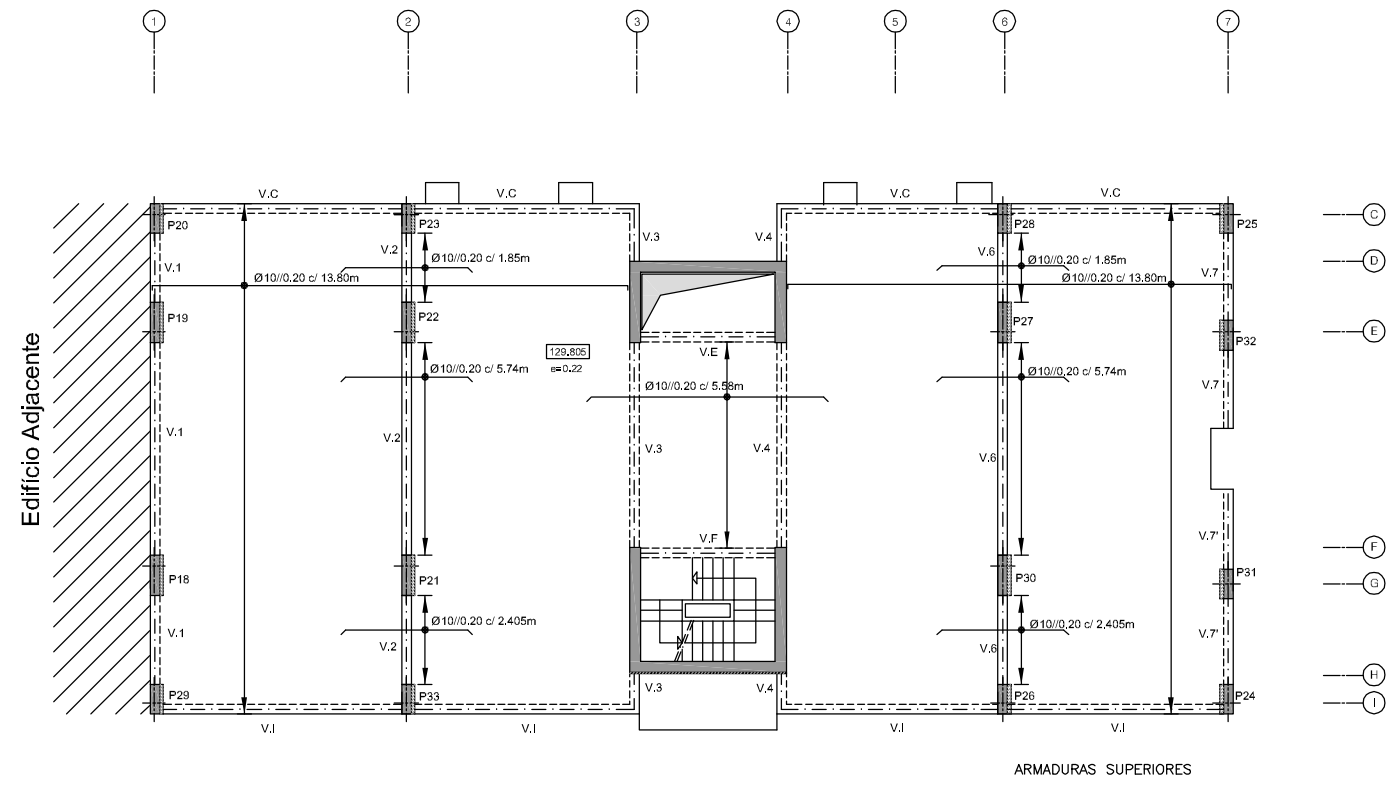
MATERIAIS

- BETÃO ARMADO EM GERAL: NP EN206-1 C30/37 Cl 0.40 D_{max} 25 S3
- AÇO (ARMADURAS PASSIVAS) A 500 NR S0

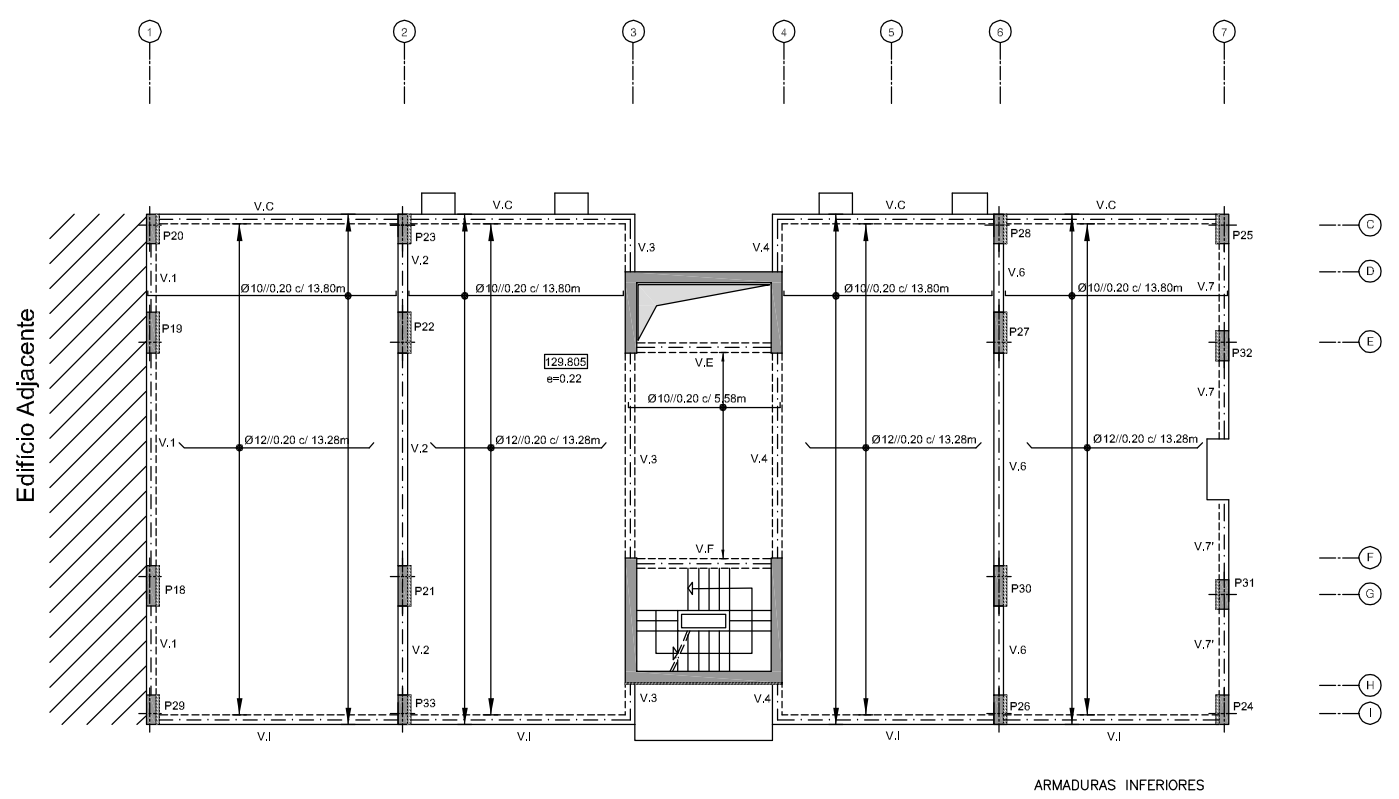
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

- EM GERAL: 35mm
- LAJES INTERIORES: 35mm
- EM FUNDAÇÕES: 60mm

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		24 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL		
PLANTA PISO TÈRREC- COMÉRCIO (Armaduras Passivas)		



ARMADURAS SUPERIORES



ARMADURAS INFERIORES

NOTAS GERAIS:


- VER EM CONJUNTO COM OS DESENHOS DE ARQUITECTURA E DE INSTALAÇÕES TÊC, ESPECIAIS,
- QUANDO NÃO INDICADO, OS COMPRIMENTOS DE AMARRAÇÃO E SOBREPOSIÇÃO SERÃO OS REGULAMENTARES,
- NAS PAREDES RESISTENTES, NUMA MESMA SECÇÃO, SÓ PODERÃO SER EMENDADAS OU DISPENSADAS 1/3 DAS ARMADURAS AI EXISTENTES.

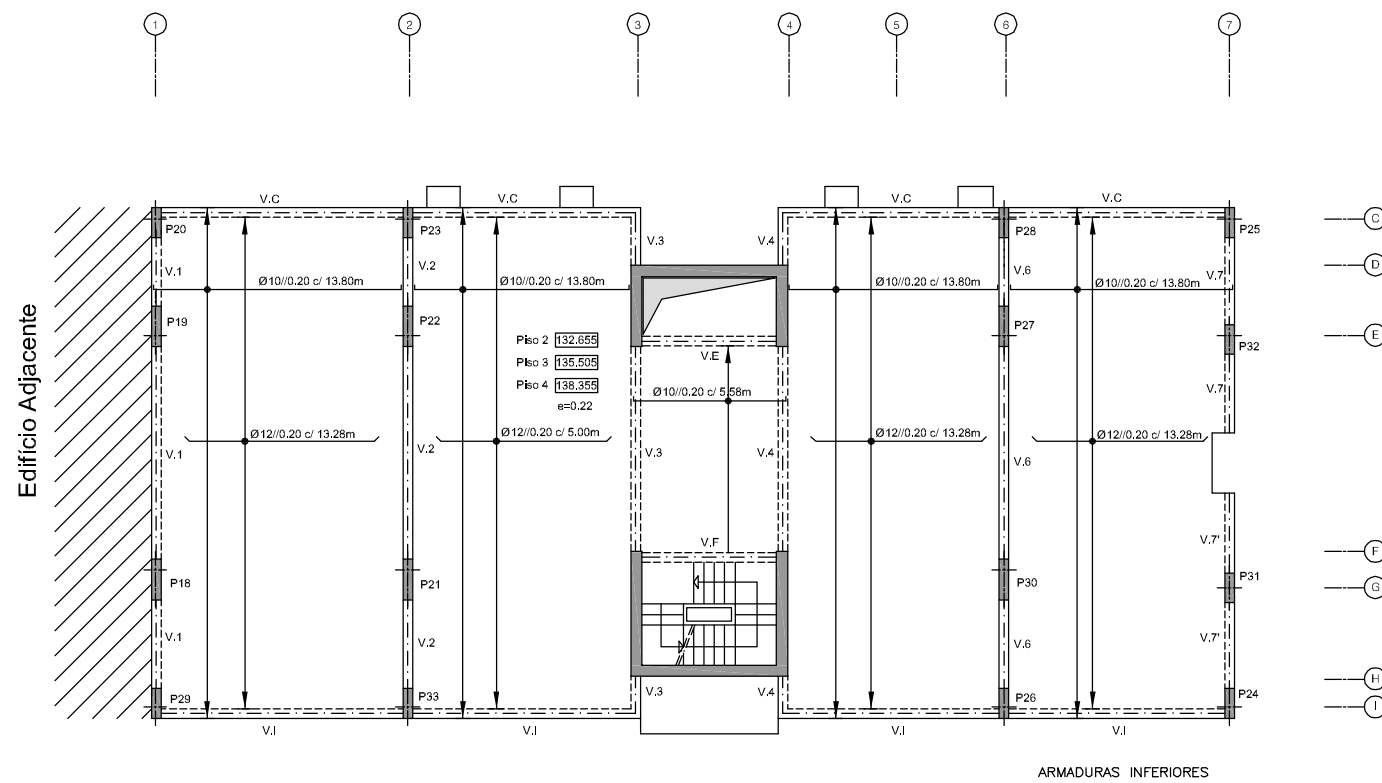
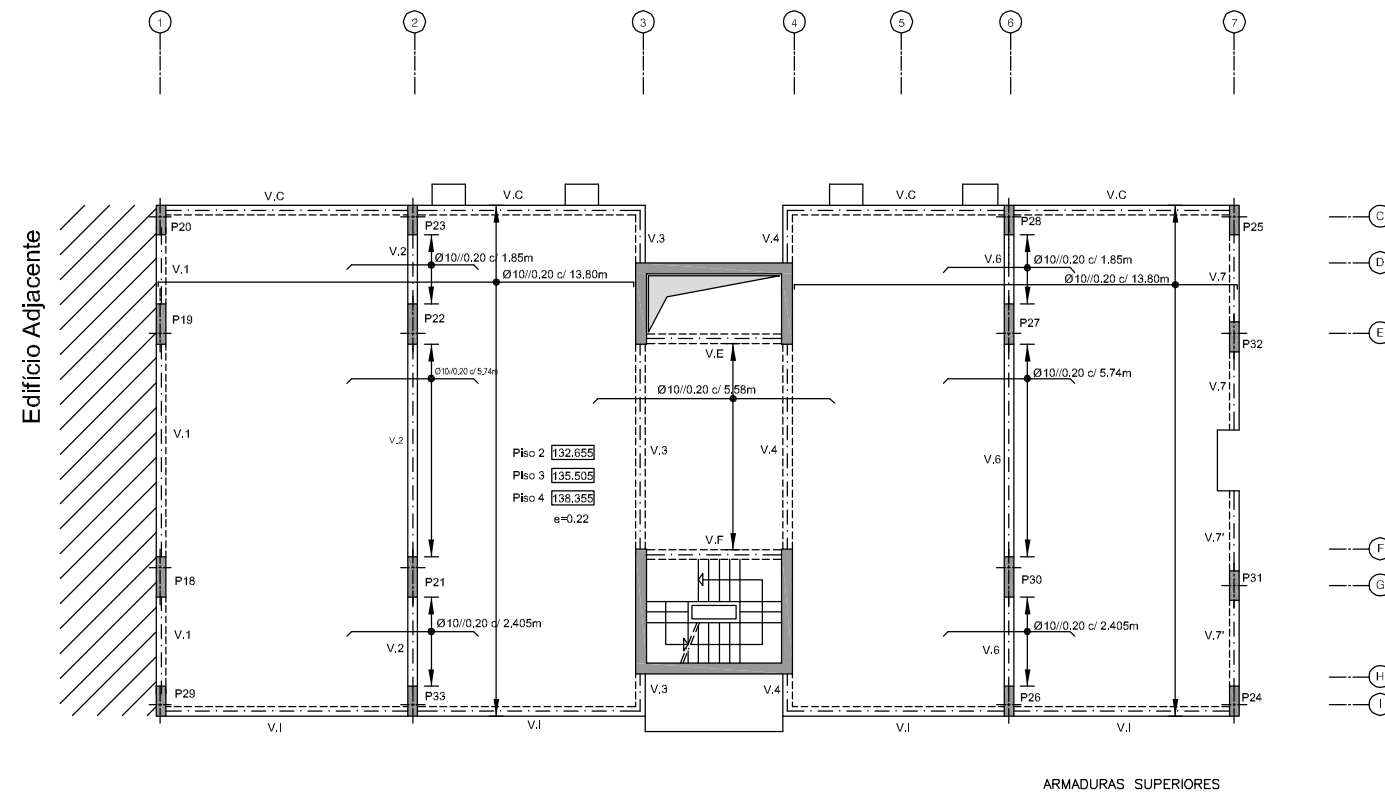
MATERIAIS

- BETÃO ARMADO EM GERAL: NP EN206-1 C30/37 Cl 0.40 D_{max} 25 S3
- AÇO (ARMADURAS PASSIVAS) A 500 NR S0

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

- EM GERAL: 35mm
- LAJES INTERIORES: 35mm
- EM FUNDAÇÕES: 50mm

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		25 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL		
PLANTA DO PISO 1 (Armaduras Passivas)		



NOTAS GERAIS:

- VER EM CONJUNTO COM OS DESENHOS DE ARQUITECTURA E DE INSTALAÇÕES TÈC. ESPECIAIS.
- QUANDO NÃO INDICADO, OS COMPRIMENTOS DE AMARRAÇÃO E SOBREPOSIÇÃO SERÃO OS REGULAMENTARES.
- NAS PAREDES RESISTENTES, NUMA MESMA SECÇÃO, SÓ PODERÃO SER EMENDADAS OU DISPENSADAS 1/3 DAS ARMADURAS A EXISTENTES.

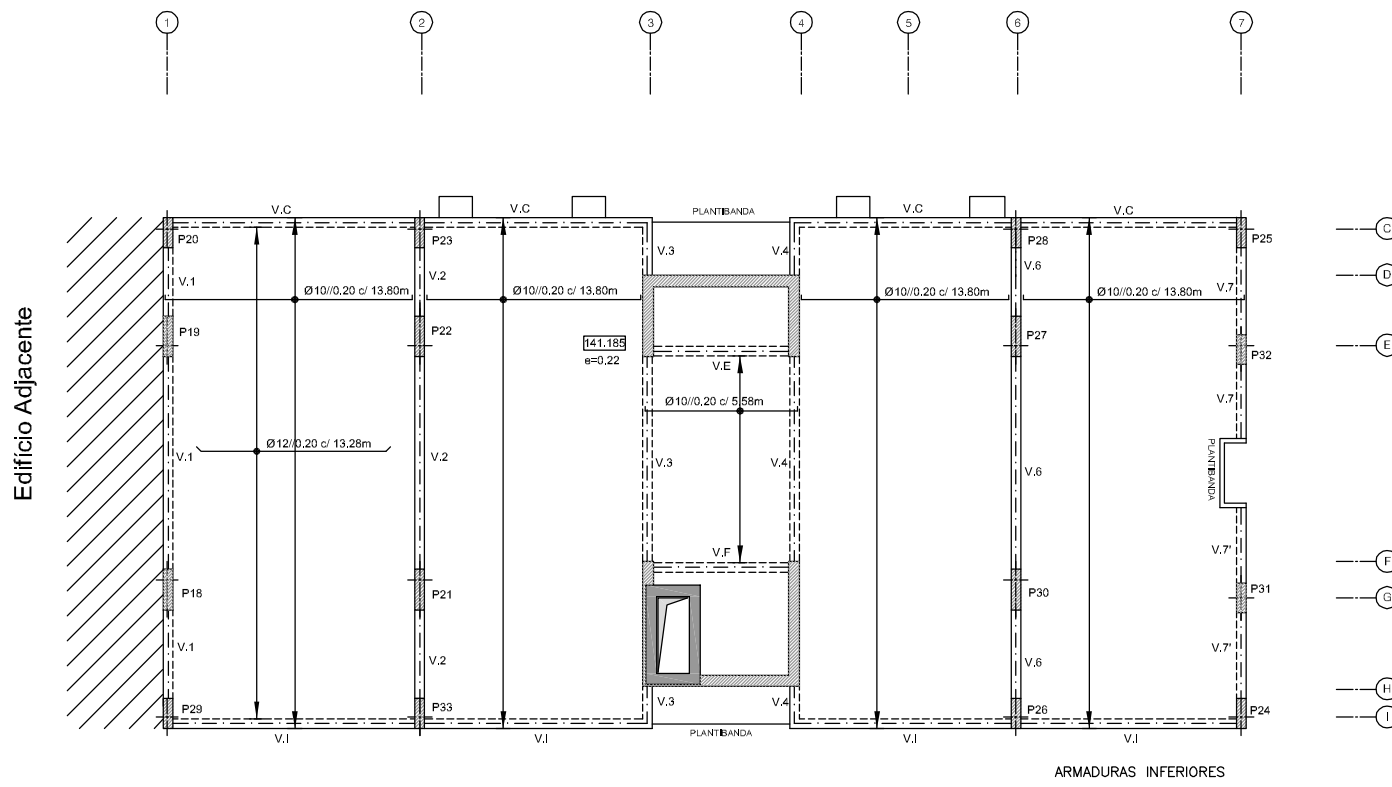
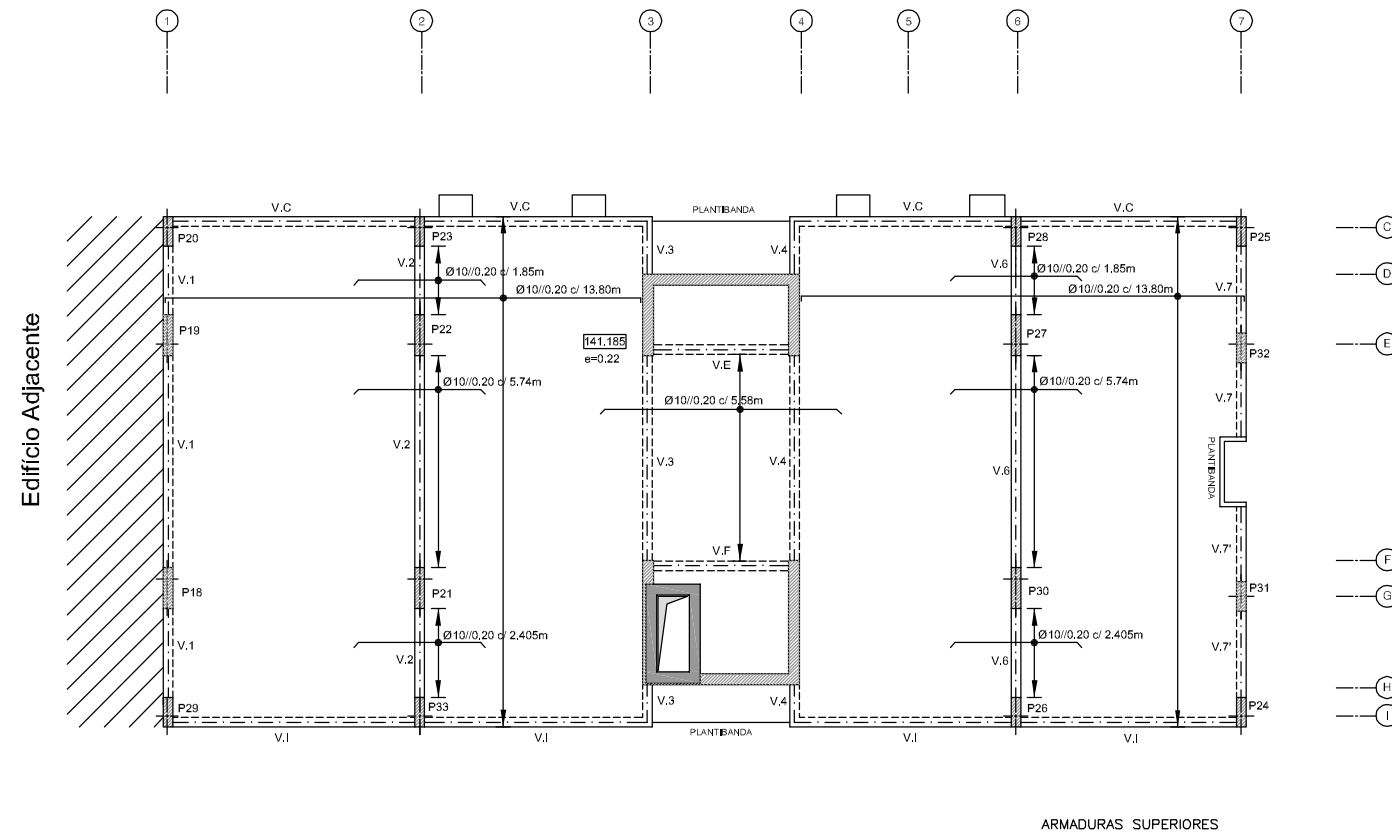
MATERIAIS

- BETÃO ARMADO EM GERAL: NP EN206-1 C30/37 Cl 0.40 D_{max} 25 S3
- AÇO (ARMADURAS PASSIVAS) A 500 NR S0


RECOBRIMENTO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

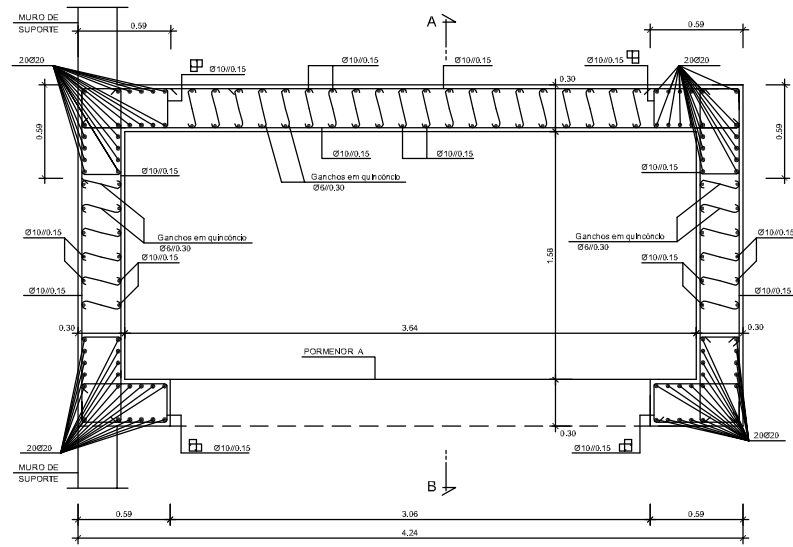
- EM GERAL: 35mm
- LAJES INTERIORES: 35mm
- EM FUNDAÇÕES: 50mm

Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		26 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL		
PLANTA DOS PISOS 2, 3 E 4 (Armaduras Passivas)		

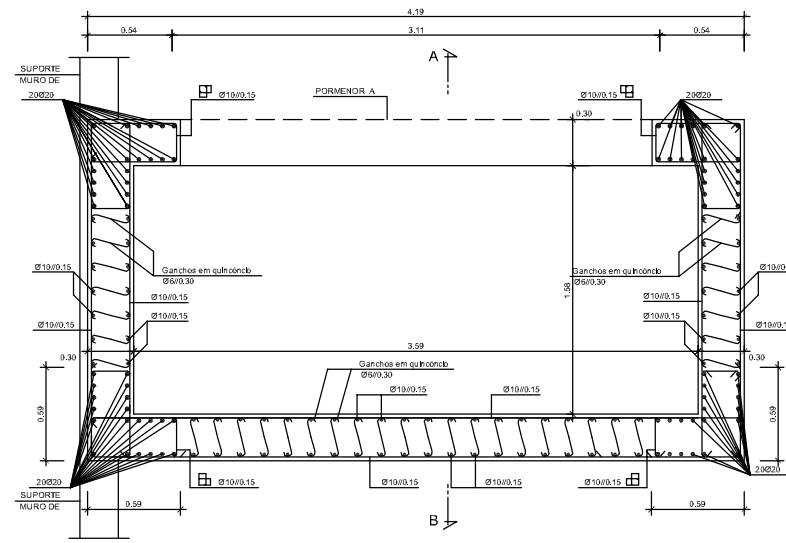


- NOTAS GERAIS:**
- VER EM CONJUNTO COM OS DESENHOS DE ARQUITECTURA E DE INSTALAÇÕES TÈC. ESPECIAIS.
 - QUANDO NÃO INDICADO, OS COMPRIMENTOS DE AMARRAÇÃO E SOBREPOSIÇÃO SERÃO OS REGULAMENTARES.
 - NAS PAREDES RESISTENTES, NUMA MESMA SECÇÃO, SÓ PODERÃO SER EMENDADAS OU DISPENSADAS 1/3 DAS ARMADURAS EXISTENTES.
- MATERIAIS**
- BETÃO ARMADO EM GERAL: NP EN206-1 C30/37 Cl 0.40 D_{max} 25 S3
 - AÇO (ARMADURAS PASSIVAS) A 500 NR S0
- RECOBRIMENTO DE ARMADURAS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO**
- EM GERAL: 35mm
 - LAJES INTERIORES: 35mm
 - EM FUNDAÇÕES: 50mm

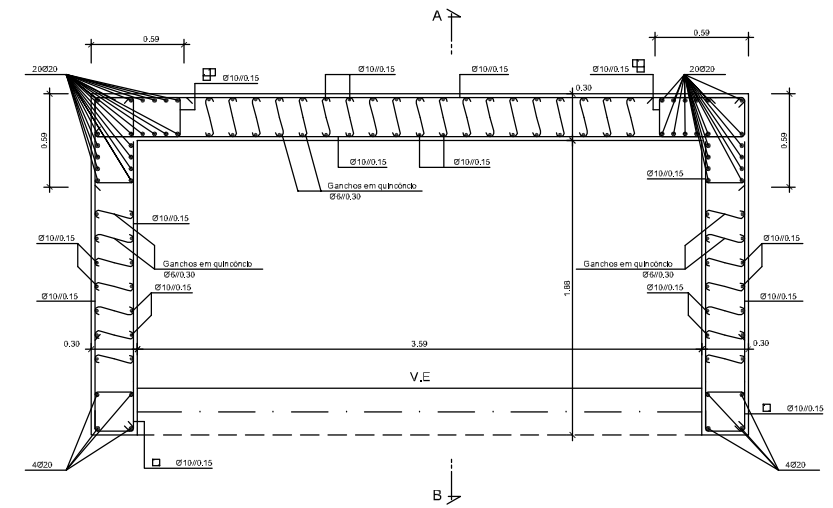
Área de intervenção		 INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA Área Departamental de Engenharia Civil
ALTO DA FAIA IV		
Título do estudo		Desenhador e Projetista
EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO		Ana Teresa Martins
Especialidade		nº 30932
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES		Desenho nº Escala
Designação do desenho		27 1/100
DIMENSIONAMENTO GERAL		
PLANTA DA COBERTURA (Armaduras Passivas)		



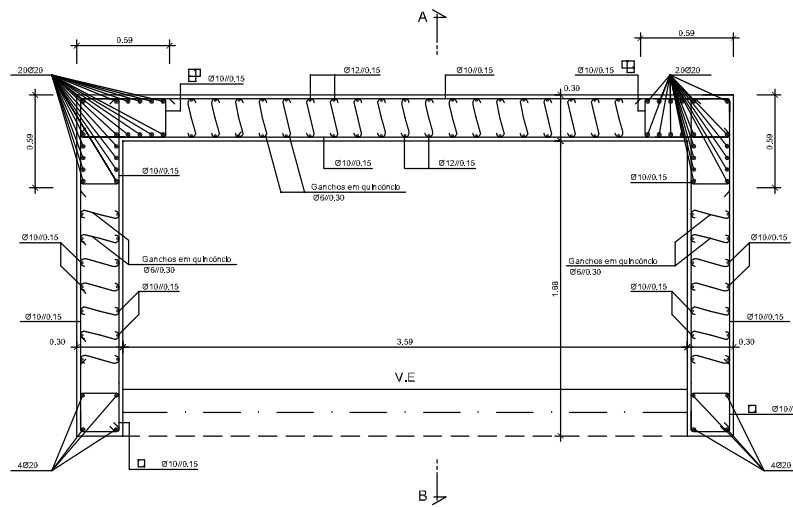
PAREDE DA CAIXA DO ELEVADOR FUNDAÇÕES A PISO -1



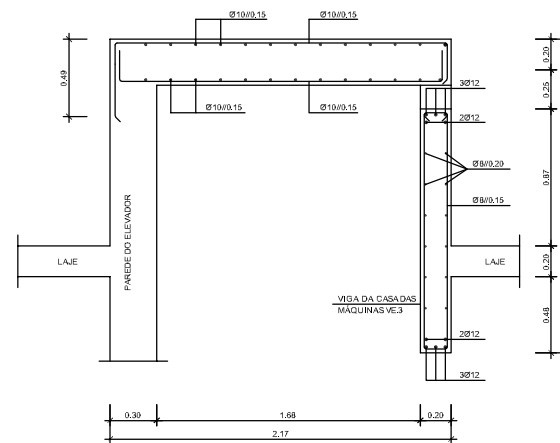
PAREDE DA CAIXA DO ELEVADOR PISO -1 AO PISO 0



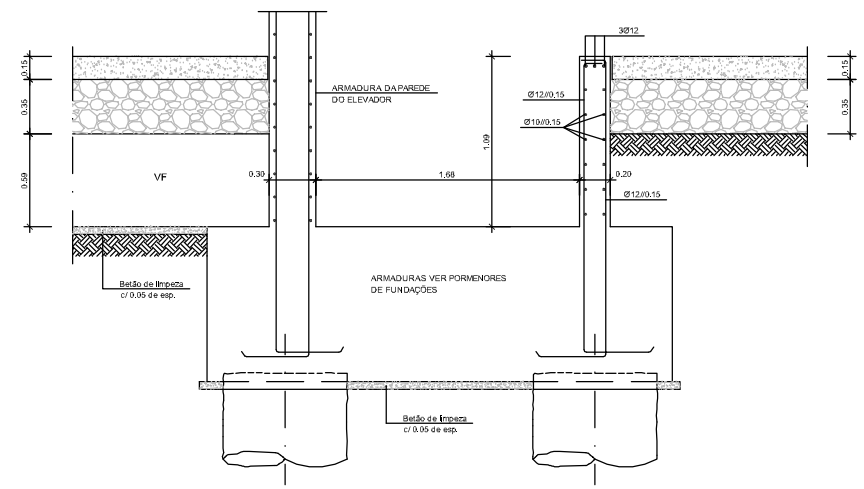
PAREDE DA CAIXA DO ELEVADOR PISO 0 AO PISO 1



PAREDE DA CAIXA DO ELEVADOR PISO 1 A COBERTURA

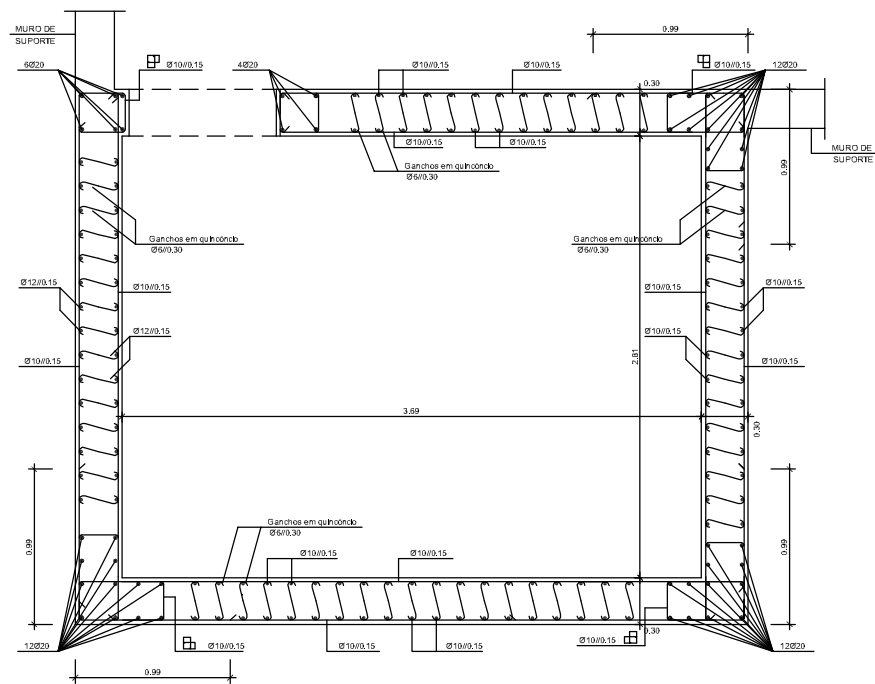


LAJE DA CASA DAS MÁQUINAS (CORTE A - B)

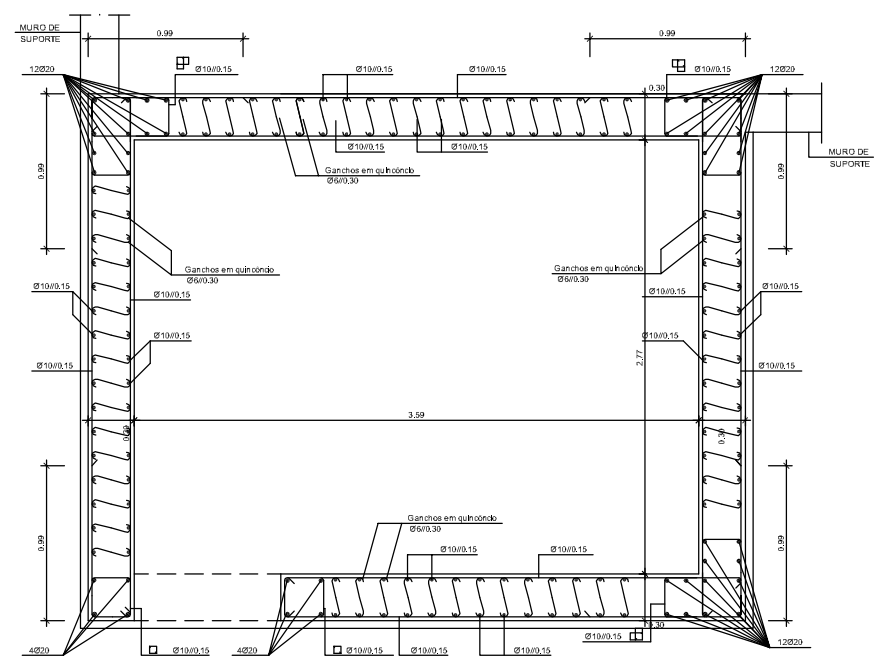


POÇO DO ELEVADOR (CORTE A - B)

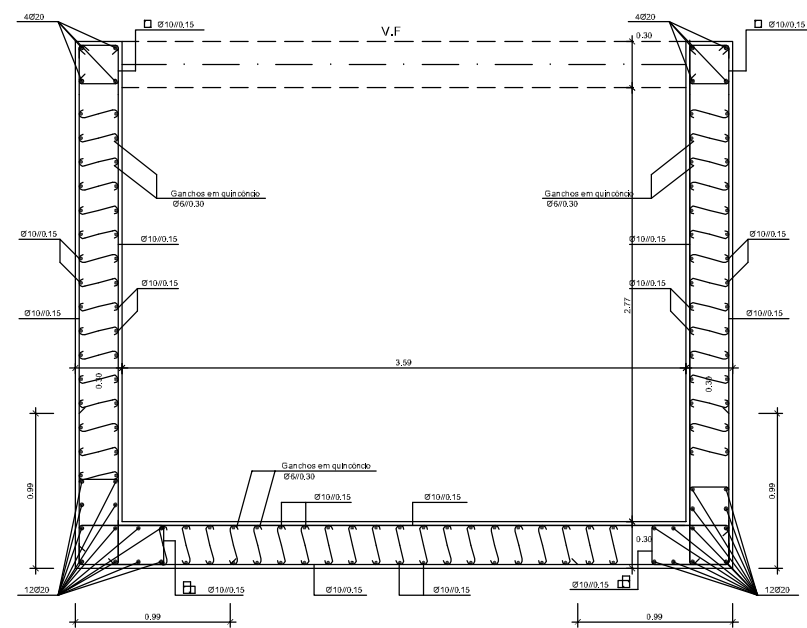
Área de intervenção		ALTO DA FAIA IV	
Título do estudo		EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	
Especialidade		ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	
Designação do desenho		DIMENSIONAMENTO GERAL NÚCLEO DO ELEVADOR (Plantas de Pormenor)	
Desenhador e Projetista		Ana Teresa Martins nº 30932	
Desenho n°		Escala	
28		1/50	



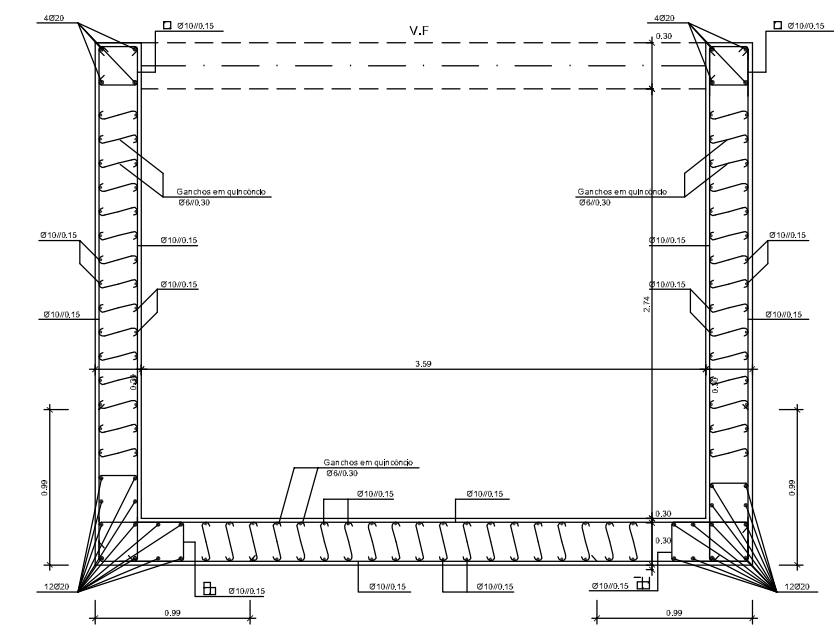
PAREDE DA CAIXA DO ESCADA FUNDAÇÕES A PISO -1



PAREDE DA CAIXA DO ESCADA PISO -1 AO PISO 0

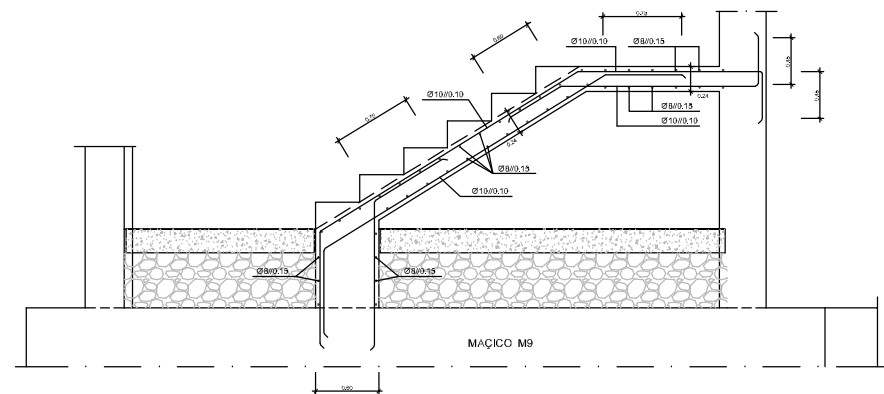


PAREDE DA CAIXA DO ESCADA PISO 0 AO PISO 1

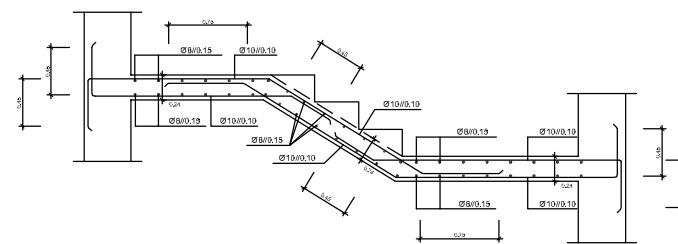


PAREDE DA CAIXA DO ESCADA PISO 1 A COBERTURA

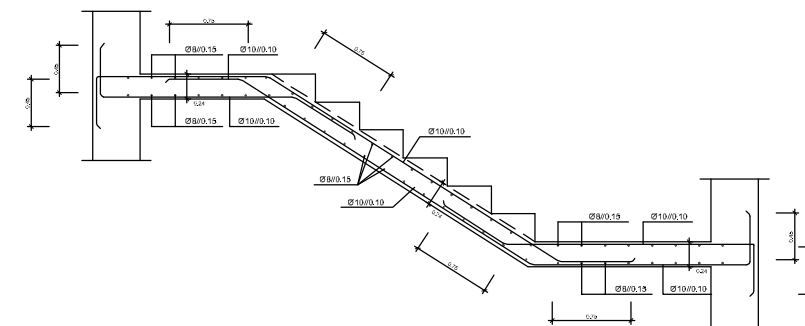
Área de intervenção		ALTO DA FAIA IV	
Título do estudo		EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	
Especialidade		ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	
Designação do desenho		DIMENSIONAMENTO GERAL NÚCLEO DO ESCADA (Plantas de Pormenor)	
Desenhador e Projetista		Ana Teresa Martins nº 30932	
Desenho nº		Escala	
29		1/50	



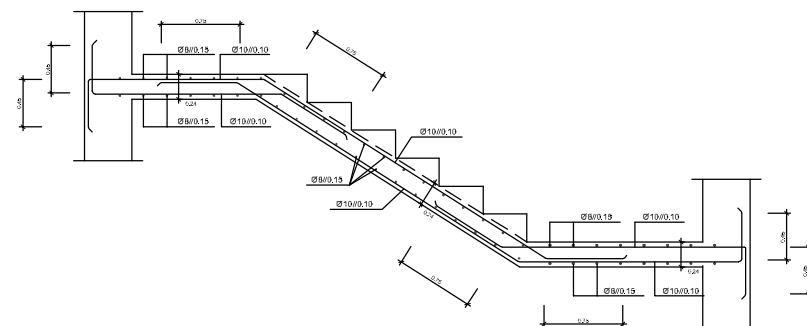
LANÇO 1



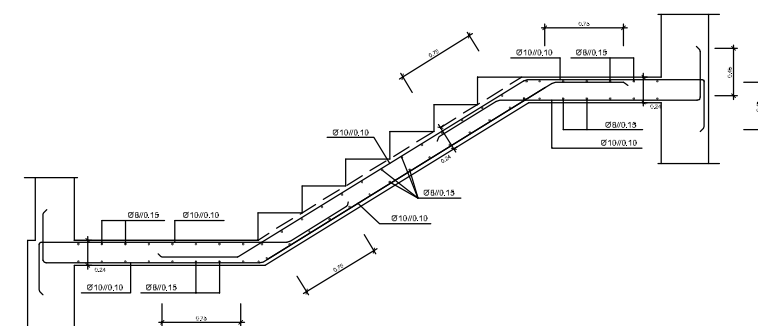
LANÇO 2



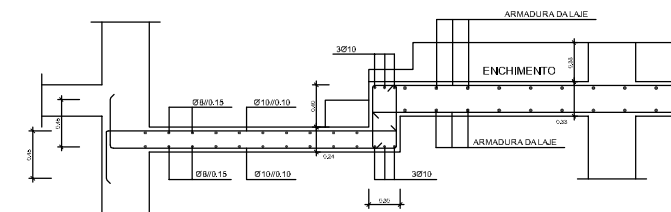
LANÇO 3



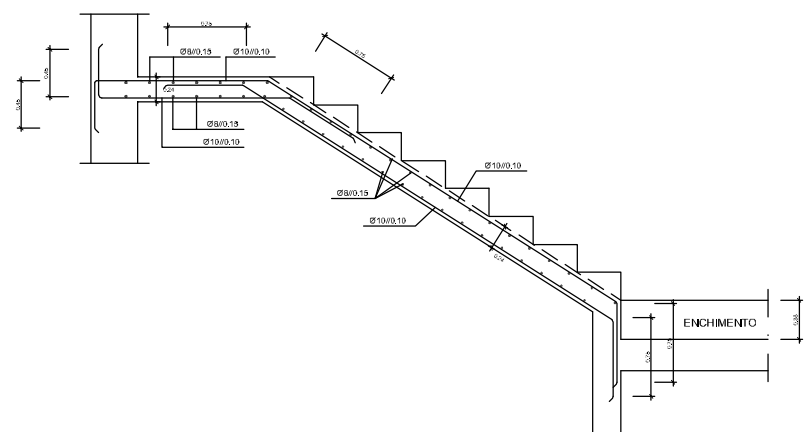
LANÇO 3'



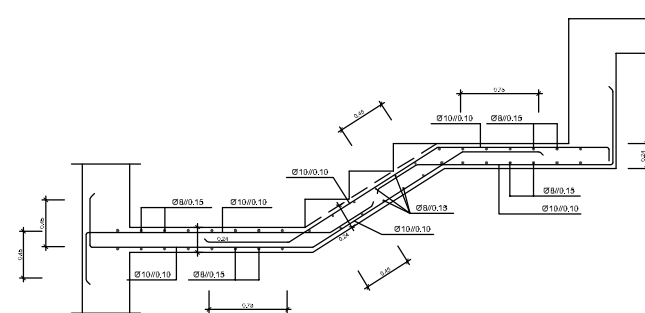
LANÇO 4



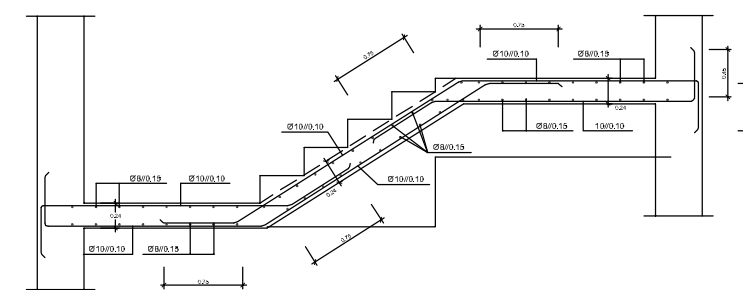
LANÇO 5



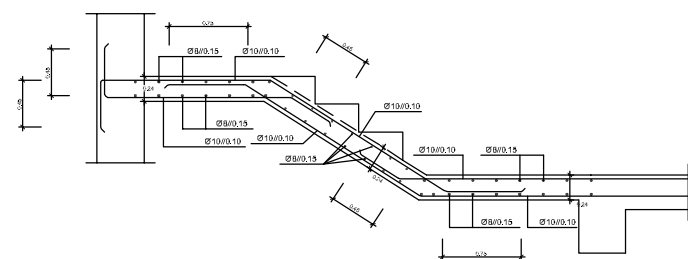
LANÇO 6



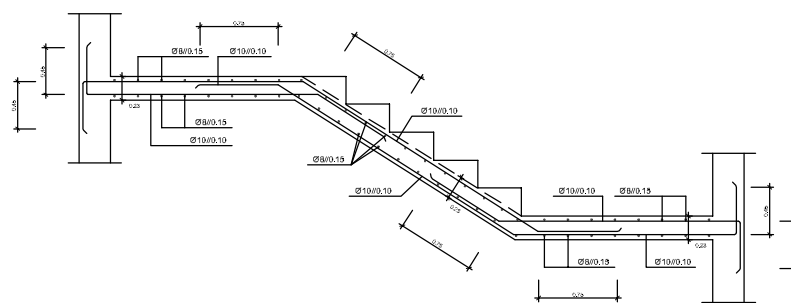
LANÇO 7



LANÇO 8



LANÇO 9



LANÇO 10

Área de intervenção		ALTO DA FAIA IV	
Título do estudo		EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO E COMÉRCIO	
Especialidade		ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES	
Designação do desenho		DIMENSIONAMENTO GERAL NÚCLEO DA ESCADA (Pormenor dos Lanços)	
Desenhador e Projetista		Ana Teresa Martins nº 30932	
Desenho n°		Escala	
30		1/50	

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. *Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas – NP EN 1990:2009;*
- [2]. *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios – NP EN 1991-1-1:2009;*
- [3]. *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – NP EN 1992-1-1:2009;*
- [4]. *Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais – NP EN 1997-1:2010;*
- [5]. *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios – NP EN 1998-1:2010;*
- [6]. JACINTO, L. - *Betão Estrutural III – Folhas da Disciplina*; ISEL - ADEC; Setembro de 2007;
- [7]. FARINHA, J.P. Brazão; FARINHA, M. Brazão; REIS, A. Correia - *Tabelas Técnicas*, 2008;
- [8]. REIS, Luís.; *Apoio à disciplina de Técnicas de Construção de Edifícios*; ESTIG; 2005;
- [9]. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes – Decreto-Lei nº.235/83, de 31 de Maio;*
- [10]. APPLETON, J.; MARCHÃO, C. - *Estruturas de Betão II – Modulo 2 – Lajes de Betão Armado*; Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2012;
- [11]. APPLETON, J.; MARCHÃO, C. ; CAMARA, J. - *Estruturas de Betão II – Modulo 2 – Fundações de Edifícios*; Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2012;
- [12]. COSTA, A. - *Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de edifícios – Projeto de estruturas para resistência aos sismos*; Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2011;
- [13]. CARVALHO, E.C. – *Aplicação do Eurocódigo 8 à concepção e projeto de edifícios*; Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2011;

- [14]. PIRES, S. – *Projeto de Fundações e Estrutura de um Edifício de Betão Armado* – Projeto de Mestrado, ISEL - ADEC, Lisboa, 2014;
- [15]. GORGULHO, A. – *Betão Estrutural II – Versão atualizada segundo o Eurocódigo 2*; ISEL - ADEC, Lisboa, 2007;
- [16]. SANTOS, P. – *Projeto de Estruturas de um Edifício Dimensionado de Acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8*; Dissertação de Mestrado; Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2010.

ANEXOS

Anexo A – Dimensionamento das vigas

Anexo A – Dimensionamento das vigas

Momentos Flectores no ELU na viga V.1

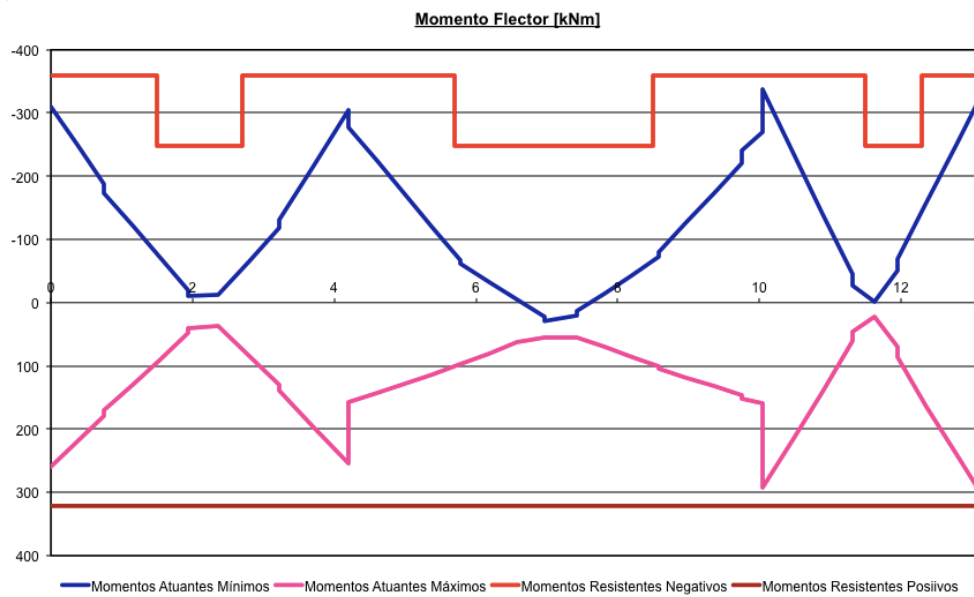


Figura A-1 – Envoltório de Momentos Flectores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.1 do piso 1.

Momentos Fletores no ELU na viga V.6

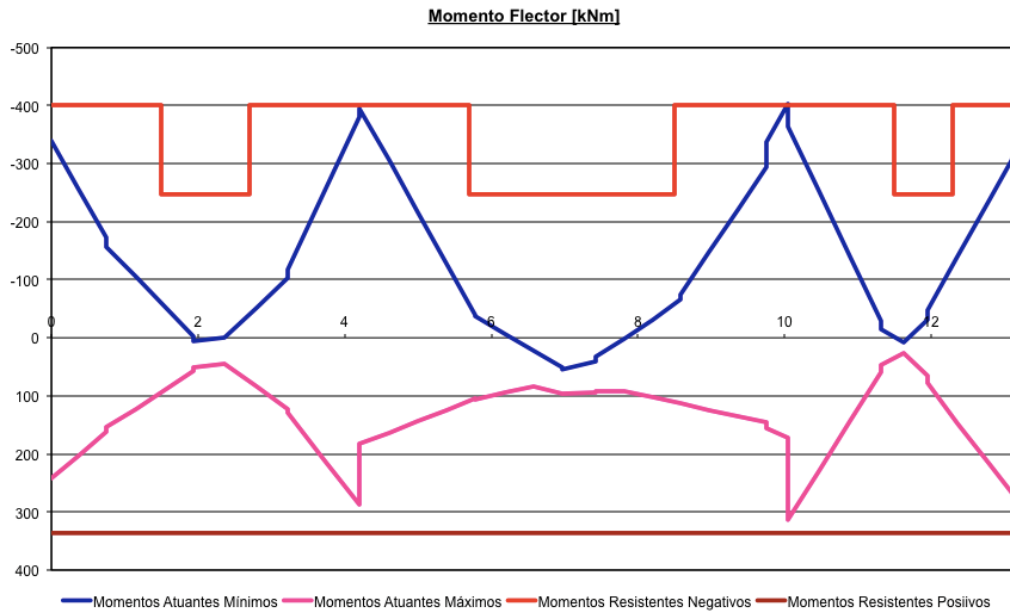


Figura A-2 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.6 do piso 1.

Momentos Fletores no ELU na viga V.7

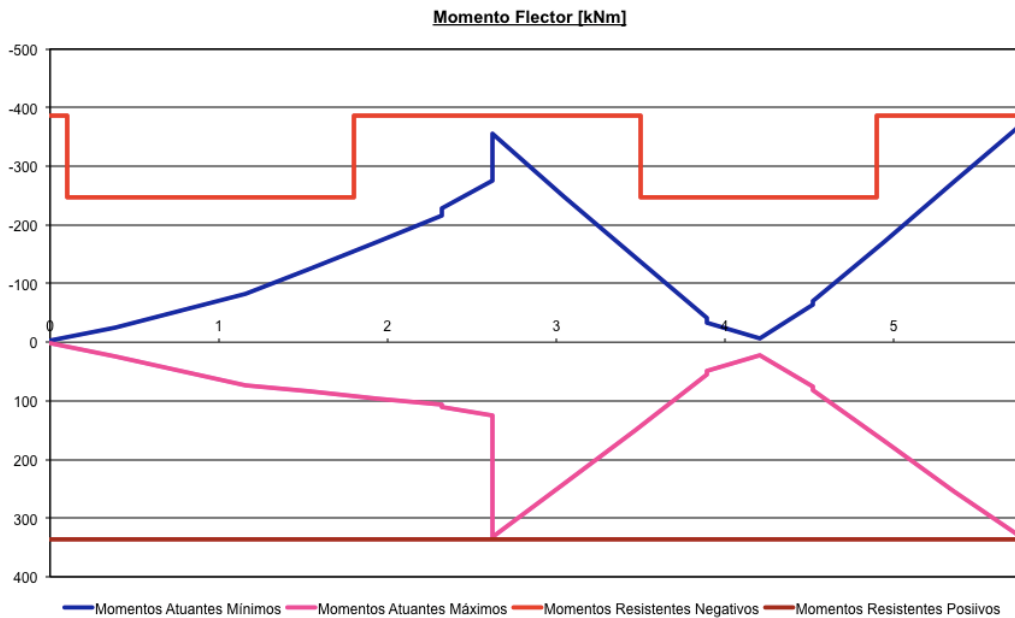


Figura A-3 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.7 do piso 1.

Momentos Flectores no ELU na viga V.7'

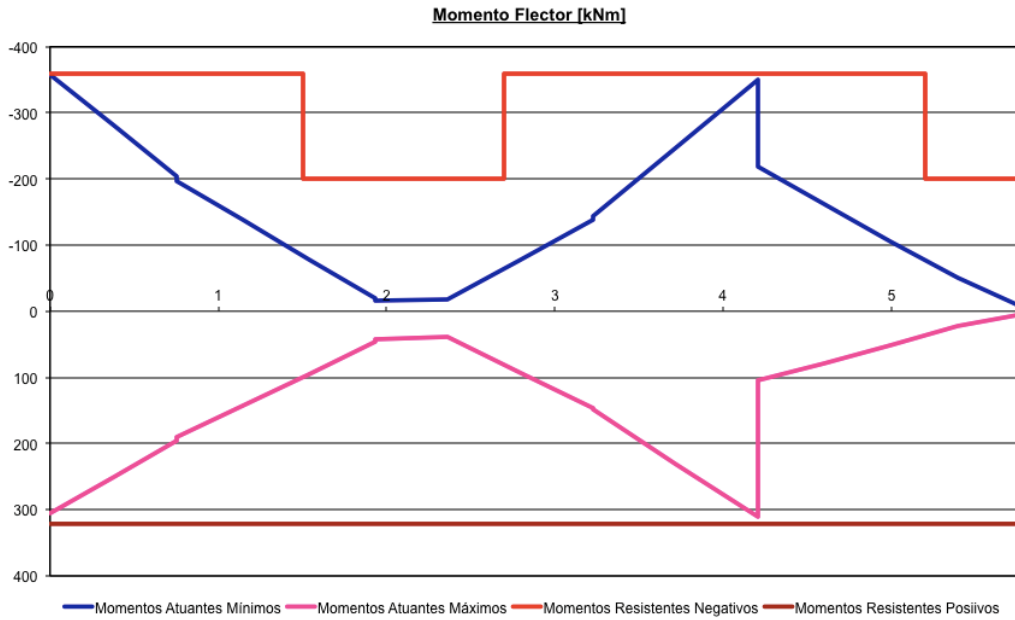


Figura A-4 – Envolvente de Momentos Flectores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.7' do piso 1.

Momentos Flectores no ELU na viga V.A

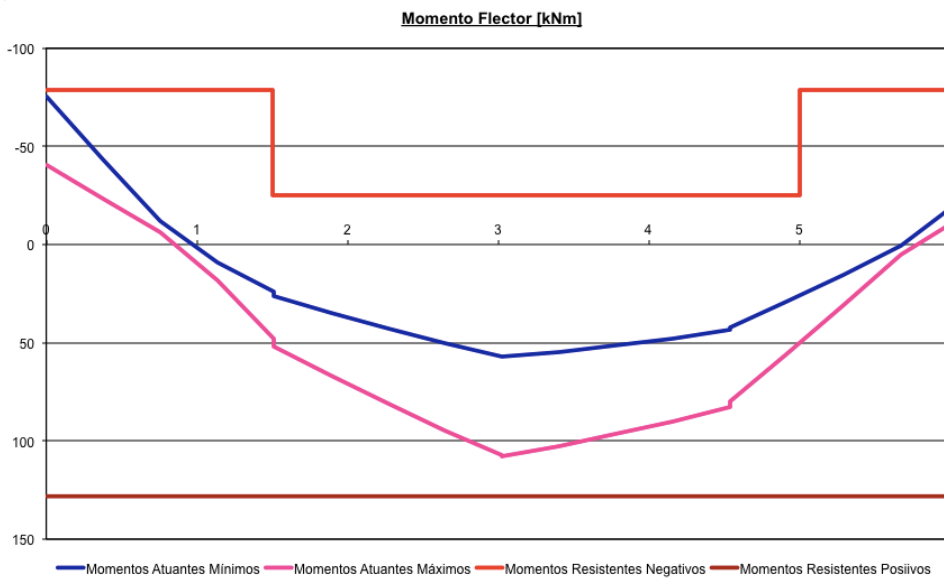


Figura A-5 – Envolvente de Momentos Flectores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.A do piso 1.

Momentos Fletores no ELU na viga V.C

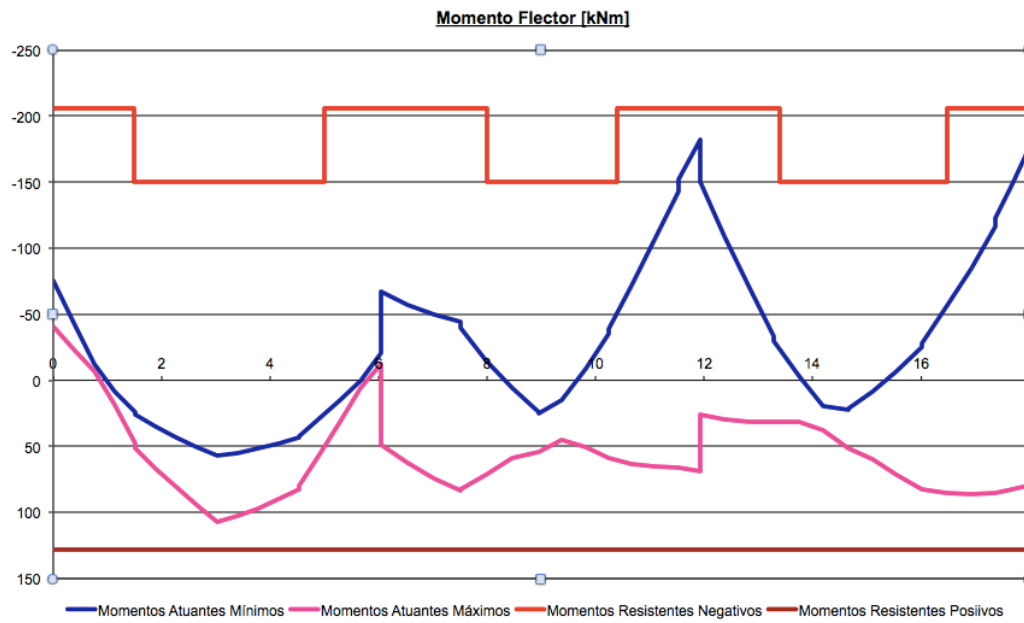


Figura A-6 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.C do piso 1.

Momentos Fletores no ELU na viga V.I

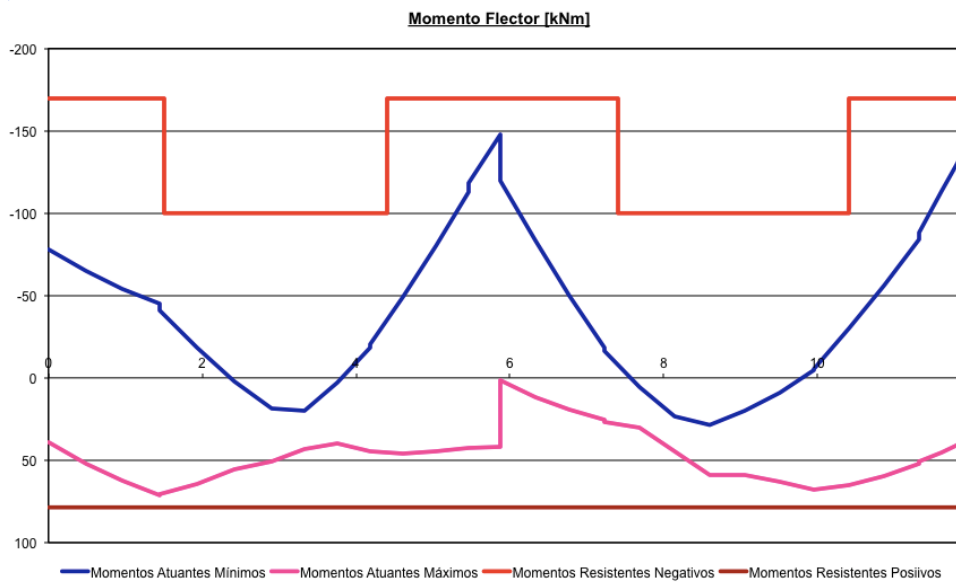


Figura A-7 – Envolvente de Momentos Fletores no Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e sísmicas na viga V.I do piso 1.

Armadura corrida das vigas

Quadro A-1 – Quadro resumo com as armaduras corridas adotadas nas vigas do piso1.

Viga	Descrição	A_s	A_s/s	d [m]	b [m]	ω	μ	M_{Rd} [kN.m/m]
V.1	A_s superior	5 ϕ 20+2 ϕ 12	17,96	0,55	0,26	0,273	0,228	358,68
	A_s inferior	5 ϕ 20	15,70			0,239	0,206	321,36
V.6	A_s superior	4 ϕ 25+2 ϕ 8	20,66	0,55	0,26	0,314	0,254	400,32
	A_s inferior	3 ϕ 20+2 ϕ 16	16,58			0,252	0,214	336,16
V.7	A_s superior	5 ϕ 20+2 ϕ 16	19,72	0,55	0,26	0,300	0,246	386,19
	A_s inferior	4 ϕ 20+2 ϕ 16	16,58			0,252	0,214	336,16
V.7'	A_s superior	5 ϕ 20+2 ϕ 12	17,96	0,55	0,26	0,273	0,228	358,68
	A_s inferior	5 ϕ 20	15,70			0,239	0,206	321,36
V.A	A_s superior	3 ϕ 12	3,39	0,55	0,26	0,052	0,050	78,58

	A _s inferior	5φ12	5,65			0,086	0,081	128,15
V.C	A _s superior	3φ20	9,42	0,55	0,26	0,143	0,131	205,84
	A _s inferior	5φ12	5,65					
V.I	A _s superior	3φ16+2φ10	7,61	0,55	0,26	0,116	0,108	169,32
	A _s inferior	3φ12	3,39					

Armadura de esforço transverso das vigas

Quadro A-2 – Quadro resumo com as armaduras de esforço transverso adotadas nas vigas do piso1.

Viga	V_{Ed} [kN]	Nº ramos	F_{cd} [MPa]	F_{syd} [MPa]	θ [rad]	ρ	$A_{s, final}$ [cm ² / m]	A_s	$A_s/ramo$ [cm ² /m]	V_{Rd} [kN/m]
V.1	223,9	2	20	435	0,52	0,08	6,00	φ8//0,15	3,40	253,6
V.6	270,6	2	20	435	0,52	0,08	7,25	φ8//0,125	4,08	304,3

V.7	250,7	2	20	435	0,52	0,08	6,72	Ø8//0,15	3,40	253,6
V.7'	213,0	2	20	435	0,52	0,08	5,71	Ø8//0,15	3,40	253,6
V.A	70,7	2	20	435	0,52	0,08	2,08	Ø8//0,20	2,55	190,2
V.C	88,4	2	20	435	0,524	0,08	2,37	Ø8//0,20	2,55	190,2
V.I	88,3	2	20	435	0,524	0,08	2,37	Ø8//0,20	2,55	190,2