

INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO

MÓNICA ALEXANDRA PINHEIRO FERREIRA DOS SANTOS

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e Irmã.

AGRADECIMENTOS

Apesar desta tese resultar de um processo solitário de pesquisa, trabalho e dedicação, para conseguir alcançar o final desta etapa, nunca poderia ter percorrido este caminho sozinha.

Como tal, gostaria de deixar os meus sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Prof. Jorge Chaves Fernandes um imenso obrigada, não só por ter partilhado o seu saber, mas também por ter sido paciente, generoso e acima de tudo por ter conseguido tornar todo este trabalho mais leve com a sua boa disposição e dedicação;

À Professora Maria Helena Corvacho e ao Prof. Doutor Vasco Freitas, pela simpatia e disponibilidade que demonstraram quando foram abordados no decorrer deste processo;

Aos meus colegas de Projecto, especialmente à Isabela, pela partilha de ideias, conhecimentos e longas horas de trabalho;

À Joana, Luísa e Inês, pela sua amizade e por terem dado todo o apoio que precisei, garantindo a estabilidade que foi imprescindível ao longo deste ano.

Ao Camacho, pela sua ajuda e conhecimento que procurou sempre partilhar comigo.

Aos meus pais e irmã, por serem o meu porto seguro e acima de tudo pelo apoio, compreensão e carinho com que lidaram comigo ao longo de todas as etapas porque passei.

Por fim, um obrigada a todos aqueles que embora não tenham sido mencionados contribuíram mesmo que indirectamente para que este trabalho pudesse ser realizado.

RESUMO

O presente trabalho tem como objectivos a análise e dimensionamento de um edifício e posterior estudo do seu comportamento, com vista à obtenção da deformabilidade de elementos não estruturais, nomeadamente revestimentos cerâmicos de piso.

Para isso, serão formulados modelos matemáticos e utilizados dois programas de cálculo automático, MGE e ROBOT. Atendendo às condições exigenciais para um Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação impostas pelo REBAP, RSA e EC2, estes programas de cálculo permitirão o dimensionamento do edifício, assim como a análise da sua deformabilidade.

Desta forma, será possível a abordagem de algumas patologias que se manifestam em elementos não estruturais e que poderão advir não de problemas de execução ou utilização, mas sim do dimensionamento da estrutura que servirá de suporte para o elemento em questão.

Os elementos a ser estudados são os revestimentos cerâmicos de piso, os quais apresentam uma constituição que poderá conduzir a patologias diversas, dependendo da forma como os seus constituintes se comportam perante diferentes solicitações.

Assim, os elementos estruturais a analisar são as lajes, uma vez que os revestimentos cerâmicos estão directamente aplicados sobre estas.

Numa primeira fase deste projecto será abordado o elemento não estrutural escolhido, nomeadamente as patologias que poderão ocorrer e os respectivos limites de deformação que o seu elemento de suporte poderá sofrer. Numa fase seguinte será realizado o dimensionamento de um edifício, sendo definidas as respectivas soluções, modelos de cálculo e peças desenhadas.

Por fim, será efectuada a análise da deformabilidade do elemento de suporte, no caso específico de um piso-tipo do edifício em causa. Após esta análise será realizada a comparação destes resultados com os limites recomendados para a não ocorrência de patologias nos revestimentos cerâmicos de piso.

Será assim possível verificar se é suficiente cumprir o disposto nos regulamentos relativamente às deformações, para que não ocorram patologias nos elementos não estruturais.

PALAVRAS-CHAVE: Revestimentos cerâmicos de piso; Deformabilidade; Dimensionamento; Projecto; Estrutura

ABSTRACT

The main objectives of this work are the analysis and dimensioning of a building and posterior study of its behaviour in order to obtain the deformability of non-structural elements such as floor ceramic tiles.

For that, mathematic models will be formulated and two automatic programs MGE and ROBOT will be used. Attending to the required conditions for a building plan imposed by REBAP, RSA and EC2, these programs will allow the dimensioning of the building as well as the analysis of its deformability. Thus, it will be possible to approach some pathologies that appear in non-structural elements and that doesn't result from execution problems or a bad use, but from the dimensioning of the structure that supports the element in question.

The elements that will be studied are the floor ceramic tiles, which constitution may lead into several pathologies, depending in how its constituents behave toward different requests.

So the structural elements that will be analysed are the slabs, because the ceramic tiles are directly supported by them.

In a first stage of this work, the non structural elements will be examined, with special attention to the pathologies that may occur and the deformation limit that its support element may suffer. Then it will be held the dimensioning of one building, and will be defined the adopted solutions, calculation models and drawings.

Finally it will be done the analysis of the deformability of the support element, in the specific case of a floor-type of the studied building. After this analysis it will be possible to compare the results obtained with the limits that were defined in order to guarantee that no pathologies will appear in the floor ceramic tiles.

Therefore, it will be possible to verify if only observing the regulations related to the deformation is enough to guarantee that no pathologies will occur in the non structural elements.

KEYWORDS: Floor ceramic tiles, Deformability, Dimensioning, Project, Structure.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO	1
2. REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO	5
2.1. REVESTIMENTOS CERÂMICOS	5
2.2. TIPOS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS	6
2.3. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS	7
2.3.1. CARACTERIZAÇÃO - ENSAIOS LABORATORIAIS	7
2.3.1.1. Ensaio laboratorial - Pavimentos e revestimentos	7
2.3.1.2. Ensaio laboratorial - Argamassas, cimentos-cola e colas	8
2.3.1.3. Ensaio laboratorial - Argamassas de juntas	8
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO NF-UPEC	8
2.3.3. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS	9
2.4. REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO	9
2.4.1. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS	10
2.4.2. PATOLOGIAS	11
2.4.3. CAUSAS DAS PATOLOGIAS	12
2.4.3.1. Descolamento e Empolamento	12
2.4.3.2. Fissuração	12
2.4.3.3. Prevenção das Patologias	13
2.5. CASO DE ESTUDO - DEFORMABILIDADE DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO	13
3. GENERALIDADES DO EDIFÍCIO	17
3.1. INTRODUÇÃO	17
3.2. DESCRIÇÃO DA ARQUITECTURA	17
3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	18
3.3.1. MATERIAIS ESCOLHIDOS	21
3.3.2. REGULAMENTAÇÃO	21

4. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO.	23
4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	23
4.2. ACÇÕES	24
4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	25
4.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS - SOBRECARGAS	25
4.2.3. ACÇÕES VARIÁVEIS - VARIAÇÕES DE TEMPERATURA	25
4.2.4. ACÇÕES VARIÁVEIS - VENTO E SISMO	25
4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	25
4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	26
4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	28
4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	29
4.4.1. LAJES	29
4.4.2. VIGAS	30
4.4.3. PILARES	31
4.4.4. MUROS DE SUPORTE	33
4.5. ACÇÕES HORIZONTAIS	35
4.5.1. ACÇÃO DO VENTO	35
4.5.1.1. Zonamento do Território	36
4.5.1.2. Rugosidade aerodinâmica do solo	36
4.5.1.3. Pressão dinâmica do vento	36
4.5.1.4. Coeficientes de Pressão	37
4.5.1.5. Forças de Pressão	39
4.5.2. ACÇÃO SÍSMICA	40
4.5.2.1. Zonamento do Território	40
4.5.2.2. Natureza do Terreno	40
4.5.2.3. Momento Polar de Inércia	41
4.5.3. IMPULSOS DE TERRAS	42
4.6. MODELAÇÃO-MGE	44
4.6.1. MENU 1: MATRIZ DE RIGIDEZ- ESTRUTURAS TICOIDAIS	45
4.6.1.1. Pórticos	45
4.6.2. MENU 3-MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL (3GLP)	48
4.6.3. MENU 4-ANÁLISE ESTÁTICA DE ACÇÕES HORIZONTAIS	49

4.6.4. MENU 5- ANÁLISE DINÂMICA DOS SISMOS	49
4.6.4.1. 5A-Modos de Vibração.....	49
4.6.4.2. 5B-Resposta sísmica	50
4.6.4.3. 5C-Esforços máximos para combinação	50
4.6.5. MENU 6-COMBINAÇÃO COM OUTRAS ACÇÕES.....	50
4.6.6. MENU 8-CÁLCULO DE PILARES RECTANGULARES	52
4.7. PILARES.....	53
4.7.1. SECÇÕES DEFINITIVAS	53
4.7.2. ARMADURA LONGITUDINAL	54
4.7.3. ARMADURA TRANSVERSAL	54
4.7.4. QUADRO RESUMO DAS SOLUÇÕES ADOPTADAS.....	55
4.8. PAREDES	56
4.8.1. ARMADURA VERTICAL	56
4.8.2. ARMADURA HORIZONTAL.....	56
4.8.3. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	57
4.8.4. SOLUÇÕES ADOPTADAS	58
4.9. VIGAS.....	59
4.9.1. SECÇÃO DEFINITIVA.....	59
4.9.2. ARMADURA LONGITUDINAL	59
4.9.2.1. Armadura Superior	63
4.9.2.2. Armadura Inferior	65
4.9.3. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	66
4.9.4. VIGA EM CONDIÇÕES ESPECIAIS.....	67
4.10. LAJES	69
4.10.1. DIRECÇÃO XX	70
4.10.1.1. Armadura Inferior - Momentos Positivos.....	71
4.10.1.2. Armadura Superior - Momentos Negativos.....	71
4.10.2. DIRECÇÃO YY	73
4.10.3. LAJE EM CONSOLA.....	74
4.10.4. PUNÇOAMENTO	76
4.11. MUROS DE SUPORTE.....	76
4.12. FUNDAÇÕES.....	77
4.12.1. SAPATAS ISOLADAS DE UM SÓ PILAR, QUADRADAS	78

4.12.2. SAPATAS ISOLADAS CONTÍNUAS	82
4.12.3. SAPATAS CONJUNTAS	84
4.12.3.1. Sapatas conjuntas alongadas	85
4.12.3.2. Sapatas conjuntas quadradas	88
4.12.3.3. Sapatas conjuntas (caixa de escadas + elevador).....	89
5.DEFORMAÇÃO	93
5.1. INTRODUÇÃO	93
5.2. MODELO DE ANÁLISE	94
5.3. FLECHA ELÁSTICA	97
5.4. MÉTODO BILINEAR	99
5.4.1. FLECHA AC-VALOR DE BASE.....	99
5.4.2. FLECHA AI-ESTADO I	100
5.4.3. FLECHA AII0-ESTADO IIO	100
5.4.4. FLECHA PROVÁVEL-A	100
5.4.5. CASO EM ESTUDO	101
5.4.5.1. Determinação do coeficiente de fluência	101
5.4.5.2. Determinação dos coeficientes kIA , $kI\Psi$, $kIIA$, $kII\Psi$	102
5.4.5.3. Determinação do coeficiente de partição- ξ	105
5.4.5.4. Determinação da flecha aI , aII	106
5.4.5.5. Determinação da flecha provável, a	107
6. ANÁLISE DE RESULTADOS	109
6.1 LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SUPORTES DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO	109
6.1.1. SUPORTES RECENTES.....	109
6.1.2. SUPORTES COM PERÍODO DE CURA DE PELO MENOS SEIS MESES	109
6.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO SUPORTE DO CASO EM ESTUDO	110
6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	110
7. CONCLUSÕES	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Legenda Arial 10pt	2
Fig. 2 - Legenda Figura 2	4
Fig. 2.1 - Azulejo árabe	5
Fig. 2.2 - Azulejos existentes no Palácio Nacional de Sintra, Fachada da fábrica Viúva Lamego e bairro típico.....	6
Fig. 2.3 - Sistemas de revestimentos cerâmicos em paredes e pavimentos [1].....	6
Fig. 2.4 - Símbolo NF-UPEC	9
Fig. 2.5 - Revestimento cerâmico de piso em estudo	10
Fig. 2.6 - Representação esquemática de um revestimento cerâmico de piso [1].....	10
Fig. 2.7 - Exemplos de descolamento [1].....	12
Fig. 2.8 - Exemplos de empolamento [1]	12
Fig. 2.9 - Exemplos de fissuração [1].....	13
Fig. 2.10 - Exemplos de patologias devidas à deformação do suporte [1]	14
Fig. 3.1 - Representação esquemática do corpo do edifício em estudo.....	17
Fig. 3.2 - Identificação dos elementos verticais	18
Fig. 3.3 - Identificação dos elementos horizontais	19
Fig. 3.4 - Planta com áreas de influência.....	19
Fig. 3.5 - Identificação dos pisos que serão representados pelo piso-tipo	20
Fig. 3.6 - Planta estrutural do piso-tipo	20
Fig. 4.1 - Representação esquemática da localização dos muros de suporte	33
Fig. 4.2 – Diagrama de Impulsos de Terras.....	34
Fig. 4.3 - Planta utilizada para a análise do vento	35
Fig. 4.4 - Representação da altura acima do solo definida para a análise da acção do vento	36
Fig. 4.5 - Valores característicos da pressão dinâmica do vento	37
Fig. 4.6 – Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes	38
Fig. 4.7 - Coeficientes de pressão δ_{pe} –Vento segundo x e y	38
Fig. 4.8 - Coeficientes de pressão exteriores resultantes, δ_{pe}	39
Fig. 4.9 - Representação da área de actuação do vento.....	39
Fig. 4.10 – Esquema representativo da actuação dos Impulsos de Terras.....	43
Fig. 4.11 – Menu inicial do MGE	44
Fig. 4.12 – Identificação dos pórticos.....	46
Fig. 4.13– Representação esquemática dos pórticos	47

Fig. 4.14 – Localização da origem de coordenadas.....	48
Fig. 4.15 - Representação do sentido positivo das forças e momentos	49
Fig. 4.16 – Representação esquemática dos pilares	53
Fig. 4.17 – Representação esquemática das vigas	59
Fig. 4.18 – Envolvente dos momentos flectores [8]	60
Fig. 4.19 - Diagrama real vs. Diagrama adoptado	63
Fig. 4.20 - Diagrama a utilizar para realização da interrupção da armadura superior	64
Fig. 4.21 – Representação esquemática do diagrama de esforço transversal [8].....	66
Fig. 4.22 - Representação da viga em análise	67
Fig. 4.23 - Diagrama de momentos torsões e esforços transversos	67
Fig. 4.24 – Representação esquemática da secção oca eficaz.....	68
Fig. 4.25 - Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes	70
Fig. 4.26 – Representação esquemática da laje em consola.....	74
Fig. 4.27 – Representação das cargas actuantes na consola	74
Fig. 4.28 – Representação das reacções existentes na consola e do sentido positivo de actuação das forças.	75
Fig. 4.29 – Representação do esquema estrutural associado ao muro de suporte.....	77
Fig. 4.30 – Representação esquemática das tensões instaladas na sapata [12].....	79
Fig. 4.31 – Representação esquemática da solução estrutural para determinação da armadura máxima	81
Fig. 4.32 – Representação esquemática da sapata	81
Fig. 4.33 - Representação esquemática da sapata.....	84
Fig. 4.34 – Solução estrutural para cálculo do NSd resultante	85
Fig. 4.35 – Representação esquemática da sapata	89
Fig. 4.36 – Determinação da forma sapata a partir da envolvente das sapatas constituintes.....	91
Fig. 5.1 - Representação das vigas.....	94
Fig. 5.2 - Planta estrutural do piso-tipo e planta do modelo introduzido no ROBOT	95
Fig. 5.3 - Vista 3D do modelo do piso-tipo introduzido no ROBOT	95
Fig. 5.4 -Vista 3D do modelo do ROBOT	96
Fig. 5.5 -Vista 3D do modelo do ROBOT	96
Fig. 5.6 -Modelo do ROBOT com elementos finitos	96
Fig. 5.7 -Modelo ROBOT com introdução de cargas	97
Fig. 5.8 - Planta do modelo ROBOT com as deformações	98
Fig. 5.9 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT	98

Fig. 5.10 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT	98
Fig. 5.11 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT.....	99
Fig. 5.12 -Relação bilinear momento-flecha [9]	101
Fig. 5.13 - $k_A^I \leftrightarrow k_{s1} = 0,93$	103
Fig. 5.14 - $k_A^{II} \leftrightarrow k_{s2} = 5,1$	104
Fig. 5.15 - $k_\psi^I \leftrightarrow k_{\varphi1} = 0,68$	104
Fig. 5.16 - $k_\psi^{II} \leftrightarrow k_{\varphi2} = 0,1$	105
Fig. 5.17 -Momento positivo máximo	105
Fig. 5.18 –Flecha máxima correspondente à acção do peso próprio	107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1-Tipo de fixação consoante o elemento construtivo e sua localização [1].....	10
Quadro 4.1 - Matriz de Combinações	28
Quadro 4.2 - Secções dos pilares	32
Quadro 4.3-Secções dos Muros de Suporte	35
Quadro 4.4 - Valores da pressão dinâmica.....	37
Quadro 4.5-Parâmetros para determinação dos coeficientes de pressões exteriores.....	37
Quadro 4.6 - Coeficientes de pressão exteriores.....	39
Quadro 4.7 – Excentricidades de actuação do vento	40
Quadro 4.8 – Forças exercidas pelo Vento segundo as duas direcções	40
Quadro 4.9 – Determinação da área e massa de cada piso	41
Quadro 4.10 – Determinação do momento polar de inércia de cada piso.....	42
Quadro 4.11 – Forças provocadas pelos Impulsos de terras, em cada muro.	43
Quadro 4.12 – Impulsos de terras.....	44
Quadro 4.13 – Posição e orientação em planta dos pórticos	48
Quadro 4.14 – Forças e momentos resultantes das acções horizontais	49
Quadro 4.15 – Matriz de massa	50
Quadro 4.16 – Combinações de acções utilizadas no menu 6.....	51
Quadro 4.17 - Combinações de acções utilizadas no menu 8	52
Quadro 4.18 – Secções dos pilares	53
Quadro 4.19 – Quadro resumo de armaduras adoptadas para os pilares	55
Quadro 4.20 – Armaduras adoptadas para as paredes.....	58
Quadro 4.21 – Correspondência entre vigas e barras do MGE.....	60
Quadro 4.22 – Valores de momentos e armaduras obtidos através do MGE para cada viga	61
Quadro 4.23 – Resumo das armaduras	62
Quadro 4.24 – Armadura Longitudinal Superior	63
Quadro 4.25 – Interrupção da Armadura Longitudinal Superior	65
Quadro 4.26 – Armadura longitudinal inferior	66
Quadro 4.27 – Armadura de esforço transverso.....	67
Quadro 4.28 – Momentos flectores existentes em cada barra constituinte do pórtico 3	70
Quadro 4.29 - Banda do pilar- momentos positivos.....	71
Quadro 4.30 - Banda lateral- momentos positivos.....	71

Quadro 4.31 – Banda do pilar- momentos negativos	72
Quadro 4.32 – Banda lateral- momentos negativos	72
Quadro 4.33 - Interrupção da Armadura Longitudinal	73
Quadro 4.34 – Armadura adoptada par o muro de suporte 1	77
Quadro 4.35 – Dimensões do pilar	78
Quadro 4.36 – Determinação das dimensões da sapata	78
Quadro 4.37 – Verificação da tensão de referência	80
Quadro 4.38 – Armadura adoptada	81
Quadro 4.39 – Correspondência entre pilares e sapatas	82
Quadro 4.40 – Determinação do NSd a considerar	83
Quadro 4.41 – Determinação das dimensões da sapata	83
Quadro 4.42 – Armadura adoptada	84
Quadro 4.43 – Correspondência entre muros de suporte e sapatas	84
Quadro 4.44 – Determinação do NSd resultante	86
Quadro 4.45 – Determinação das dimensões da sapata	86
Quadro 4.46 – Armaduras adoptadas	87
Quadro 4.47 – Verificação do deslizamento	87
Quadro 4.48 –Determinação do NSd resultante	88
Quadro 4.49 – Determinação das dimensões da sapata	88
Quadro 4.50 – Verificação da condição de segurança	88
Quadro 4.51 – Armadura adoptada	88
Quadro 4.52 – Correspondência entre associação de muro de suporte + pilar e respectiva sapata ...	89
Quadro 4.53 – Determinação de dimensões e armaduras direcção x	90
Quadro 4.54 - Determinação de dimensões e armaduras direcção y	90
Quadro 5.1 - Secções dos pilares do piso-tipo	94
Quadro 5.2 - Secções das paredes do piso-tipo	94
Quadro 5.3 - Secções das vigas do piso-tipo	94
Quadro 5.4 - Secções das lajes do piso-tipo	95

SÍMBOLOS

A	Área
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{ef}	Área limitada pela linha média da secção oca eficaz (torção)
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,cal}$	Área da secção de armadura requerida pelo cálculo
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armadura
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
A_{sl}	Área total da secção da armadura longitudinal de torção
A_{st}	Área da secção das cintas da armadura de esforço transversal
E_c, E_{cm}	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F_{sd}	Valor de cálculo de uma força actuante
M	Momento flector
M_{sd}	Valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{sd,x}$	Componente segundo x de uma secção do valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{sd,y}$	Componente segundo y de uma secção do valor de cálculo do momento flector actuante
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente
N_{Sd}	Valor de cálculo do esforço normal actuante
T	Momento torsor
T_{cd}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da resistência do betão
T_{ld}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura longitudinal de torção
T_{Rd}	Valor de cálculo do momento torsor resistente
T_{td}	Parcela do valor de cálculo do momento torsor resistente que depende da armadura transversal de torção
V	Esforço transversal
V_{cd}	Parcela do valor de cálculo do esforço transversal resistente que depende da resistência do betão
V_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal resistente; valor de cálculo do esforço de punção resistente
V_{Sd}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
V_{wd}	Parcela do valor de cálculo do esforço transversal resistente que depende da armadura de esforço transversal
a	Flecha de um elemento flectido
a_l	Translação do diagrama de forças $M_{Sd/z}$

b	Dimensão; largura de uma secção
b_w	Largura da alma de uma secção
c	Recobrimento de uma armadura
d	Altura útil de uma secção transversal
d_{ef}	Diâmetro do maior círculo que pode estar contido na área delimitada pela linha média da secção oca eficaz (torção)
d_o	Diâmetro do contorno crítico de punçoamento
e	Excentricidade
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão á compressão
f_{syd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado
h	Altura total de uma secção transversal
h_{ef}	Espessura da secção oca eficaz (torção)
h_{tot}	Altura total de uma estrutura
l	Vão teórico; comprimento livre de um pilar
l_b	Valor de base do comprimento da amarração de uma armadura
$L_{b,net}$	Comprimento de amarração de uma armadura
s	Espaçamento dos varões de uma armadura
t	Idade do betão
u	Perímetro
u_{ef}	Perímetro da linha média da secção oca eficaz (torção)
v_{Rd}	Valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) resistente por unidade de comprimento
v_{Sd}	Valor de cálculo do esforço transversal (ou de punçoamento) actuante por unidade de comprimento
$\varnothing$	Diâmetro de um varão
β	Coeficiente
$\beta_a(t_0)$	Função relativa à deformação inicial do betão (fluência)
$\beta_d(t-t_0)$	Função relativa à elasticidade diferida do betão no intervalo de tempo $t-t_0$ (fluência)
λ	Coeficiente
ρ	Percentagem de armadura
ρ_w	Percentagem de armadura de esforço transversal
φ_d	Coeficiente de elasticidade diferida (fluência)
φ_f	Coeficiente de plasticidade diferida (fluência)
$\varphi(t,t_0)$	Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

Quando se procede à realização do projecto de um edifício, o objectivo primordial é garantir que a solução encontrada é a mais adequada do ponto de vista estrutural, sendo o mais estável possível. Simultaneamente, é esperada uma solução que consiga respeitar ao máximo os condicionalismos impostos pelo projecto de arquitectura, que seja o mais económica possível e que englobe soluções que garantam que a longo prazo o edifício se comportará da melhor forma possível, ou seja, sem apresentar patologias do ponto de vista estrutural e também estético.

Assim, de modo a garantir todos estes parâmetros, o projectista deverá ter sempre em consideração que as soluções adoptadas poderão ter consequências em todos os elementos que constituem o edifício.

Para que as opções tomadas sejam garantidamente satisfatórias, os projectistas utilizam como base para o seu trabalho a regulamentação existente no respectivo país, a qual, permite guiar o projectista, e garantir que há soluções que poderão ser adoptadas com segurança. Desta forma, a regulamentação fornece regras e valores limite, que permitem uma simplificação de todo o complexo processo, que é o dimensionamento estrutural de um edifício.

Porém, por vezes, mesmo que o projectista siga todas as regras estabelecidas nos regulamentos, verifica-se que ocorrem patologias em elementos não estruturais que poderão advir precisamente da fase de projecto.

Quando todo o processo construtivo decorre de uma forma adequada e posteriormente a utilização é aceitável consoante o tipo de uso para o qual foi projectado o elemento não estrutural, coloca-se uma dúvida: será que as patologias resultam de um incorrecto dimensionamento da estrutura que serve de suporte ao elemento não estrutural?

Será a resposta a esta pergunta que o presente trabalho pretende encontrar. Contudo, seria muito extensivo analisar vários elementos não estruturais, deste modo foi escolhido o caso específico de revestimentos cerâmicos de piso.

Os revestimentos cerâmicos constituem um sistema complexo, composto pelos ladrilhos cerâmicos, pelo produto de colagem e pelo produto de preenchimento das juntas entre ladrilhos. Este sistema fica solidarizado com o suporte, que geralmente é uma laje de betão armado. Assim, essa solidarização origina a partilha entre ambos, das acções exteriores e a restrição das suas deformações diferenciais.

Quando os revestimentos cerâmicos apresentam patologias, sem que haja um motivo aparente, uma das causas a apontar poderá ser a escolha de uma solução estrutural inadequada para o suporte estrutural deste elemento.

Contudo, existe a possibilidade de o projecto ter sido bem executado com base nos regulamentos existentes e mesmo assim ocorrerem patologias que não seriam de esperar.

Um dos motivos da origem das patologias, poderá ser uma elevada deformação do elemento de suporte que provocará uma deformação no elemento não estrutural, superior ao limite que este consegue suportar.

Assim, será necessário dar especial atenção à deformabilidade dos suportes, que neste caso específico são as lajes de betão.

Porém, esta possibilidade já é abordada nos regulamentos, uma vez que já há limitações impostas para os valores das flechas admissíveis para determinados elementos estruturais, inclusive as lajes. Assim, à partida, se o projectista cumprir os valores impostos no respectivo regulamento a deformação do elemento estrutural será limitada de modo a que o seu valor não exceda o máximo valor que o elemento não estrutural pode deformar.

Desta forma, o objectivo deste trabalho consiste em analisar se os limites de deformação impostos pela regulamentação que se encontra em vigor actualmente em Portugal (RSA, REBAP e EC2) impõe valores compatíveis com um bom comportamento das lajes relativamente à deformação máxima que os elementos não estruturais podem sofrer.

Assim, numa primeira fase do trabalho, será analisado o elemento não estrutural em causa, nomeadamente as patologias que se podem manifestar, as causas para estas patologias e por fim os limites de deformação destes elementos. Uma vez encontrados, na bibliografia adequada, os valores limite para as flechas do elemento de suporte que poderão existir quando forem colocados revestimentos cerâmicos, de seguida serão comparados estes valores com os valores das flechas obtidas num caso real.

É então necessária a obtenção dos dados para proceder ao respectivo estudo. Para determinar os valores necessários para a análise, é fundamental conseguir valores das flechas do elemento estrutural, com a garantia de que esses valores resultam de um edifício dimensionado segundo as regras vigentes.

Para isso, é necessário proceder ao dimensionamento de um edifício com base no imposto nos regulamentos e posteriormente verificar a deformação que a laje irá sofrer.

Para que haja a segurança de que todo o processo de dimensionamento foi adequadamente efectuado e tendo como base as regras impostas pelos regulamentos, o cálculo da estrutura será realizado no âmbito deste trabalho.

Desta forma, será seleccionado um projecto de arquitectura e será realizado todo o projecto estrutural do dito edifício.

O projecto de arquitectura em causa, é de um edifício composto por dois corpos distintos separados por uma junta de dilatação. Será então estudado apenas um dos corpos. Após análise do projecto, serão definidas quais as soluções estruturais mais adequadas e será efectuado o dimensionamento do edifício.

Sendo assim, é necessária a realização do respectivo pré-dimensionamento, a modelização da estrutura com a caracterização e definição das principais acções e por fim o dimensionamento com auxílio de um programa de cálculo automático denominado MGE. Serão ainda produzidas as respectivas peças escritas e desenhadas que constituem um projecto de estabilidade.

Todo o processo de dimensionamento será explicado detalhadamente neste trabalho.

De seguida, será definido o piso-tipo, que pretende representar o piso mais comum no edifício em estudo, o qual, terá revestimentos cerâmicos de piso e será alvo da análise da deformabilidade do

elemento que serve de suporte aos revestimentos cerâmicos. O piso-tipo, será introduzido no programa de cálculo automático ROBOT, e será analisada a deformabilidade deste, sendo feita a verificação do estado-limite de deformação.

Após obtenção dos respectivos valores máximos de deformação no elemento de suporte dos revestimentos, serão analisados os valores obtidos e utilizados modelos matemáticos para obtenção dos valores das flechas a serem comparados. Estes valores serão referentes a duas fases distintas: a primeira é o caso da flecha instantânea e a segunda a flecha a longo prazo, quando já há contribuição dos efeitos da fluência do betão.

Uma vez obtidos os parâmetros necessários, será realizada a comparação entre os valores de deformação admissíveis no elemento não estrutural e aqueles que efectivamente se verificam no piso-tipo em estudo.

Assim, pretende-se verificar se os limites impostos pelo REBAP e EC2 são suficientes e se garantindo o cumprimento destes limites não se verificam patologias nos revestimentos cerâmicos provenientes do efeito de deformação do elemento de suporte.

2

Revestimentos cerâmicos de piso

2.1. REVESTIMENTOS CERÂMICOS

A origem dos revestimentos cerâmicos em Portugal remonta ao século V, época em que a civilização árabe introduziu estes produtos na Península Ibérica.

Designados inicialmente por *al Zulaic* (termo conotado com as pedras semi-preciosas de origem mesopotâmica conhecidas como lápis-azul e que posteriormente daria origem ao nome corrente de azulejos), foram rapidamente introduzidos na arquitectura sendo a sua aplicação inicialmente realizada em paredes interiores, essencialmente por motivos estéticos [1].



Fig. 2.1 - Azulejo árabe

Com o tempo, estes revestimentos começaram a ser utilizados nas fachadas, coberturas e por fim em pavimentos. Isto deve-se ao facto de que se foi tornando evidente que estes elementos contribuíam para um aumento da resistência aos agentes atmosféricos sendo notoriamente vantajosos do ponto de vista técnico, estético e económico.

Não tendo caído em desuso ao longo dos anos, estes revestimentos foram aperfeiçoados com o decorrer do tempo, tendo atingido um nível técnico e estético elevados e tornando-se num material sofisticado que acompanhou as diversas manifestações artísticas de que a construção foi sendo alvo.



Fig. 2.2 - Azulejos existentes no Palácio Nacional de Sintra, Fachada da fábrica Viúva Lamego e bairro típico.

Contudo, e apesar de todo este progresso, foi sempre procurado garantir um nível de qualidade elevado, tendo para isso, sido impostos requisitos rigorosos em relação às suas características e aplicação.

2.2. TIPOS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS

Os revestimentos cerâmicos são na realidade um sistema de revestimentos, na medida em que é a combinação dos ladrilhos cerâmicos + produto de assentamento (ou estrutura de fixação ao suporte) + produto de preenchimento de juntas entre ladrilhos que constitui este “produto da construção”[6]. Este sistema fica solidarizado com um suporte, que geralmente é uma laje de betão ou uma parede de alvenaria.

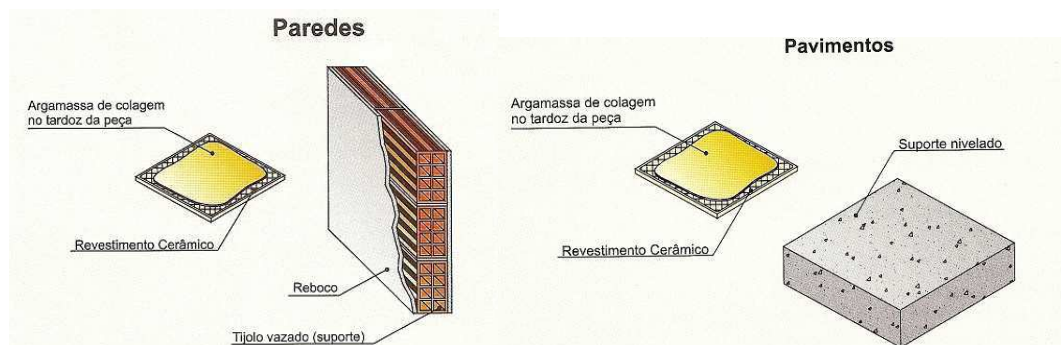


Fig. 2.3 - Sistemas de revestimentos cerâmicos em paredes e pavimentos [1]

A distinção entre os vários tipos de revestimentos cerâmicos poderá ser feita avaliando o tipo de ladrilho cerâmico utilizado, sendo que estes poderão ser classificados consoante o processo de fabrico (extrudido, prensado a seco ou moldagem natural) e absorção de água (norma EN1441- Ceramic tiles- Definitions, classification, characteristics and marking:2003). Os ladrilhos mais comuns são os ladrilhos de barro vermelho (ou rústicos), ladrilhos de Grés (ou semi-Grés) e os ladrilhos de grés porcelânico.

Relativamente aos elementos de fixação ou produtos de assentamento, poderemos ter as argamassas tradicionais, colas e cimentos-cola e ainda a fixação mecânica.

As juntas entre ladrilhos podem ser realizadas utilizando diferentes produtos, como calda de cimento tradicional (juntas reduzidas), argamassa tradicional para juntas (juntas com mais de 4 mm de areia) e ainda produtos especiais para juntas.

Assim, será a combinação dos vários elementos do sistema de revestimentos que originará os diferentes tipos de revestimentos cerâmicos, existindo soluções mais adequadas consoante o propósito do revestimento, o tipo de utilização e as exigências estéticas e técnicas.

Contudo, é comum que se classifique os revestimentos cerâmicos essencialmente em função dos ladrilhos cerâmicos utilizados.

2.3. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO - ENSAIOS LABORATORIAIS

Para assegurar que os produtos apresentam um nível de qualidade que garante o grau de exigência pretendido, torna-se necessário avaliar um conjunto de propriedades de modo a ser possível caracterizar e qualificar adequadamente cada um dos produtos.

Para isso, são definidas normas que contemplam as várias características a serem avaliadas e as respectivas exigências, sendo também definidas normas relativamente aos ensaios a realizar para determinação desses parâmetros.

Assim, são definidos ensaios laboratoriais para determinação de algumas características essenciais para a caracterização do produto e que devem respeitar valores definidos nas respectivas normas. Contudo, alguns dos parâmetros definidos através dos ensaios não têm qualquer tipo de exigências, sendo essencialmente determinados para uma maior facilidade por parte tanto dos projectistas como dos clientes na avaliação de algumas características que poderão ser importantes nas opções a tomar consoante o tipo de utilização que pretendem dar ao produto.

De seguida apresentam-se os ensaios e as respectivas normas vigentes que existem actualmente, para determinação das variadas características dos diversos elementos que constituem os revestimentos cerâmicos. São apenas referidos os nomes dos ensaios, visto que a explicação e caracterização destes não se encontra no âmbito deste trabalho.

2.3.1.1. Ensaios laboratoriais - Pavimentos e revestimentos [1]:

EN ISO 10545-2- Determinação de dimensões: comprimento de largura

EN ISO 10545-2- Determinação de dimensões: espessura

EN ISO 10545-2- Determinação da rectilinearidade das arestas

EN ISO 10545-2- Determinação da ortogonalidade

EN ISO 10545-2- Determinação da planaridade (curvatura e empeno)

EN ISO 10545-2- Determinação da qualidade da superfície

EN ISO 10545-3- Determinação da absorção de água, porosidade aparente, densidade aparente e densidade real

EN ISO 10545-4- Determinação do módulo de ruptura e resistência á flexão

EN ISO 10545-5- Determinação da resistência ao impacto pelo coeficiente de restituição

EN ISO 10545-6- Determinação da resistência à abrasão profunda para ladrilhos não vidrados

EN ISO 10545-7- Determinação da resistência à abrasão superficial de ladrilhos vidrados

EN ISO 10545-8- Determinação da dilatação térmica linear

EN ISO 10545-9- Determinação da resistência ao choque térmico

EN ISO 10545-10- Determinação da expansão por humidade

EN ISO 10545-11- Determinação da resistência à fendilhagem de ladrilhos vidrados
EN ISO 10545-12- Determinação da resistência ao gelo
EN ISO 10545-13- Determinação da resistência química
EN ISO 10545-14- Determinação da resistência às manchas
EN ISO 10545-15- Determinação da libertação de chumbo e cádmio de ladrilhos vidrados
EN ISO 10545-16- Determinação de pequenas diferenças de cor
ISO DIS 10545-17- Determinação do coeficiente de atrito

2.3.1.2. Ensaaios laboratoriais - Argamassas, cimentos-cola e colas [1]:

EN 1038-Determinação do deslizamento
NP EN 1324- Determinação da resistência ao corte de cimentos-cola em dispersão
EN 1346- Determinação do tempo aberto
EN 1347- Determinação do poder molhante
NP EN 1348- Determinação da tensão de adesão de cimentos-cola
EN 12003-Determinação da resistência ao corte de cimentos-cola de reacção
EN 12808-1- Determinação da resistência química de cimentos-cola de reacção
EN 12004- Tempo de Armazenamento
EN 12706- Consistência

2.3.1.3. Ensaaios laboratoriais - Argamassas de juntas [1]:

EN 12808-1- Determinação da resistência química de argamassas de reacção
EN 12808-2- Determinação da resistência à abrasão
EN 12808-3- Determinação da resistência à compressão e flexão
EN 12808-4- Determinação da retracção
EN 12808-5- Determinação da absorção de água

2.3.2. CLASSIFICAÇÃO NF-UPEC

A classificação UPEC é um método francês de classificação de pavimentos, sendo possível a sua determinação relativamente a qualquer tipo de material e a qualquer local.

Cada uma das siglas constituintes da palavra representa a primeira letra de cada factor considerado para a classificação.

Assim teremos a avaliação dos seguintes parâmetros:

U- Resistência ao desgaste (Usure)

P- Resistência mecânica (Poinçonnement)

E- Comportamento à água (Eau)

C- Resistência aos agentes químicos (Chimie)



Fig. 2.4 - Símbolo NF-UPEC

Cada um dos parâmetros será seguido de um índice numérico que visa caracterizar o comportamento do produto e o nível de exigência pretendido, este valor irá aumentar proporcionalmente ao aumento do grau de exigência existente.

Este tipo de classificação é essencialmente utilizado para pavimentos interiores concebidos para a circulação de pessoas e cargas em edifícios de habitação, administrativos, hoteleiros, comerciais, escolares e hospitalares.

Assim, torna-se possível uma escolha mais segura dos ladrilhos cerâmicos em função do tipo de utilização esperado para o pavimento.

Actualmente este tipo de classificação está a cair em desuso.

2.3.3. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS

Para ser possível a circulação dos revestimentos cerâmicos no mercado europeu, a Directiva Europeia dos Produtos da Construção (89/106/CE) estabeleceu, que estes devem possuir um comprovativo de que respeitam os seguintes requisitos essenciais [1]:

- .Resistência mecânica e estabilidade;
- .Segurança em caso de incêndio;
- .Higiene, saúde e ambiente;
- .Segurança na utilização;
- .Protecção contra o ruído;
- .Economia de energia e retenção de calor.

2.4. REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO

Os revestimentos cerâmicos, como já referido, podem ser aplicados em diversos elementos estruturais, como paredes de fachada ou interiores, coberturas e pavimentos (exteriores e interiores). O último caso, será o objecto de estudo do presente trabalho.

Os revestimentos para pavimentos são bastante usados, uma vez que são uma solução económica, que a nível estético apresenta cada vez uma maior variedade de soluções.

As soluções existentes, para a determinação do “sistema” dos revestimentos cerâmicos são condicionadas pelo facto de a sua aplicação se destinar a um pavimento.

A selecção do sistema de assentamento deverá ter em conta as características do suporte, as condições de trabalho, o ambiente em que o conjunto vai trabalhar e a finalidade do conjunto. É assim necessário escolher o tipo de fixação mais adequado consoante o elemento construtivo e a sua localização.

No caso dos revestimentos de piso interiores elevados, que é o caso em estudo neste trabalho, as soluções mais adequadas são as seguintes:

Quadro 2.1-Tipo de fixação consoante o elemento construtivo e sua localização [1]

Elemento Construtivo	Localização	Tipo de Fixação
Pavimentos Interiores Elevados	Zonas de Água	Colagem
	Zonas Correntes	Colagem

Assim, o tipo de revestimento cerâmico a ser estudado será o caso dos ladrilhos cerâmicos, aplicados directamente sobre o suporte através de colagem utilizando para isso cimento-cola. Uma vez que é o mais utilizado na actualidade.

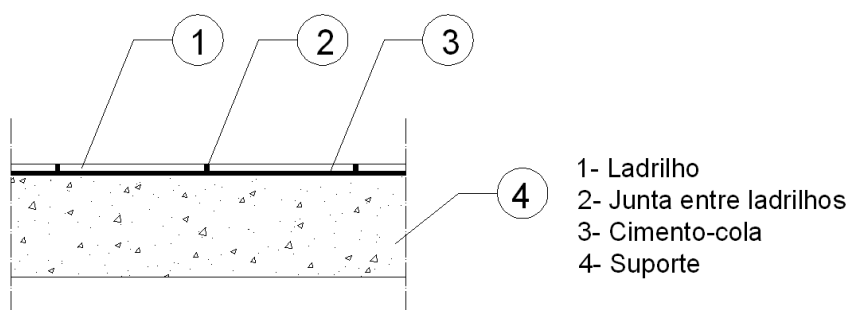


Fig. 2.5 - Revestimento cerâmico de piso em estudo

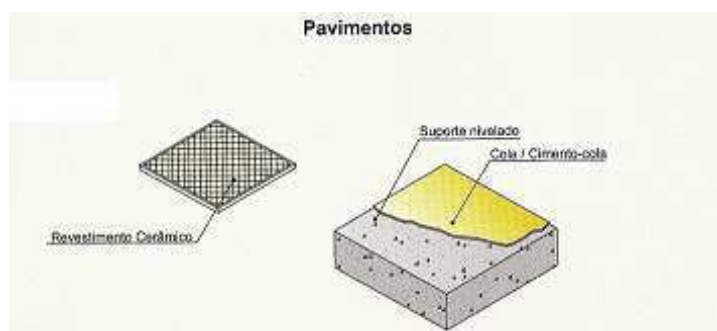


Fig. 2.6 - Representação esquemática de um revestimento cerâmico de piso [1]

2.4.1. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS

Os revestimentos cerâmicos de piso são aqueles que apresentam uma maior exigência relativamente às propriedades dos seus constituintes, devido ao tipo de solicitações a que se encontram sujeitos.

Assim, existem algumas características que merecem especial atenção quando estamos a avaliar um revestimento cerâmico de piso, nomeadamente a resistência mecânica, resistência à abrasão, resistência ao impacto, resistência ao escorregamento e resistência às manchas.

Será então necessário garantir, que a concepção e execução dos revestimentos seja elaborada de modo a que as cargas a que este elemento estará sujeito durante a sua construção e posterior utilização não conduzam a estragos e deformações exageradas.

Torna-se essencial que o sistema de revestimento seja capaz de se comportar sem rupturas ou destacamentos quando submetido a determinadas solicitações resultantes das condições normais de uso, tais como:

- acção dos choques correntes ou excepcionais;
- peso próprio e sobrecargas resultantes da sua utilização normal;
- variações climáticas (humidade);
- deformações impostas, de carácter estrutural ou de outra índole.

A Directiva Europeia dos Produtos da Construção, preconiza que a resistência dos elementos que não se destinam a garantir a estabilidade estrutural dos edifícios deverá ser analisada no âmbito do requisito essencial de segurança na utilização.

Assim, os parâmetros a ter em conta para o caso de sistemas de revestimento com ladrilhos cerâmicos serão os riscos associados ao escorregamento e ao choque. Os outros riscos, estão á partida abrangidos por disposições construtivas que não se encontram directamente relacionadas com este tipo de revestimentos.

2.4.2. PATOLOGIAS

Existem essencialmente dois grupos de patologias possíveis nos revestimentos cerâmicos.

O primeiro, implica a rotura do sistema de revestimentos e poderá manifestar-se através de [5]:

- descolamento/desprendimento
- fendilhação
- esmagamento ou lascagem dos bordos dos ladrilhos

O segundo engloba as anomalias que se manifestam essencialmente à superfície do sistema:

- descamação
- desgaste ou riscagem
- insuficiente resistência ao escorregamento
- enodoamento irreversível
- alteração de cor ou de brilho
- eflorescências
- deficiência de planeza
- fissuração ou descamação do vitrado

2.4.3. CAUSAS DAS PATOLOGIAS

As patologias que são manifestamente mais graves são o descolamento, empolamento e fissuração, as causas poderão ser variadas como de seguida se refere.

2.4.3.1. Descolamento e Empolamento

Algumas das causas que poderão conduzir ao descolamento ou empolamento dos revestimentos poderão ser [1]:

- elevada expansão irreversível do revestimento cerâmico, não compensada pelas juntas elásticas no contorno do revestimento e pelo seu material de preenchimento;
- baixa flexibilidade e resistência da camada de colagem;
- reduzida aderência entre camadas do sistema de revestimento de piso.

Por vezes, o empolamento e descolamento poderão ocorrer sem qualquer tipo de aviso, através de uma “explosão”. Este fenómeno, deve-se ao facto de que a acção da gravidade retarda o efeito de descolamento, poderão ocorrer movimentos de expansão mais elevados uma vez que os ladrilhos mais utilizados são de barro vermelho (os quais apresentam uma expansão mais elevada) e as variações de temperatura são bastante notórias nos pavimentos. Assim, a combinação de todos estes factores poderá conduzir à formação de tensões de compressão muito elevadas no plano do pavimento (sem descolar) até algum evento despoletar o fenómeno de encurvadura e ocorrer a “explosão”.

O descolamento poderá conduzir à necessidade de levantamento e assentamento de toda a área, com grande probabilidade de ser necessário substituir totalmente o ladrilho.

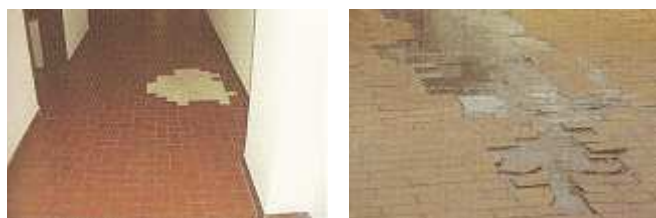


Fig. 2.7 - Exemplos de descolamento [1]



Fig. 2.8 - Exemplos de empolamento [1]

2.4.3.2. Fissuração

De seguida apresentam-se algumas das causas da fissuração em revestimentos cerâmicos de piso [1]:

- rotura por flexão em ladrilhos incorrectamente assentes;
- choque violento ou choque em ladrilhos mal assentes;

- fendilhação do suporte ou movimentos diferenciais suporte-revestimentos que conduzem a tracção nos ladrilhos;
- contração ou expansão do produto de assentamento dos ladrilhos.



Fig. 2.9 - Exemplos de fissuração [1]

2.4.3.3. Prevenção das Patologias

O meio mais eficaz para proceder à prevenção das patologias é actuar na fase de projecto.

O projecto deverá definir do ponto de vista exigencial os materiais a aplicar, prever as condições do suporte, exigir condições técnicas de execução compatíveis com os ditos materiais e salvaguardar os mecanismos de controlo de qualidade.

2.5. CASO DE ESTUDO - DEFORMABILIDADE DOS REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO

Uma vez que já foi efectuada uma abordagem geral dos revestimentos cerâmicos de piso, será agora abordado o caso que é objecto de estudo do presente trabalho.

As diversas patologias enunciadas, poderão ter causas bastante distintas provenientes de erros de projecto, concepção, execução do revestimento de piso, ou o simples reflexo de uma má utilização por parte do cliente.

Porém, existem situações em que nenhum destes casos se enquadra, ou seja, o revestimento apresenta uma patologia e não existe uma causa que justifique o defeito existente.

Apesar do projecto ter sido bem realizado, do pavimento ter sido bem executado e de a utilização ter sido realizada dentro dos trâmites normais, verifica-se que mesmo assim, passado algum tempo o ladrilho parte.

É este o caso que é alvo de estudo no presente documento. Assim, um dos motivos que poderá condicionar o comportamento do revestimento poderá ser a deformação do elemento estrutural que serve de suporte para o dito revestimento.

Caso o suporte e os constituintes do revestimento não estivessem solidarizados, quando sujeitos a uma mesma acção apresentariam variações dimensionais diferentes, pois as suas características físicas e mecânicas são diferentes, nomeadamente os seus coeficientes de dilatação térmica, os seus coeficientes de dilatação com a humidade e os seus módulos de elasticidade. Mas uma vez que o suporte e o sistema estão rigidamente solidarizados, a componente diferencial das suas variações sofre restrições, do que resulta a instalação de tensões no revestimento [5]. Assim, a compatibilidade mecânica, que está relacionada com o módulo de elasticidade e a resistência à tracção do suporte e do revestimento, poderá, no caso de ser baixa para o suporte, aumentar os riscos de fissuração sob o efeito das tensões geradas pelas deformações de natureza higrométrica do revestimento, que poderão conduzir à ocorrência das patologias já enunciadas [1].

Deverá existir compatibilidade entre os sistemas de revestimentos cerâmicos e os respectivos suportes, do ponto de vista mecânico, geométrico e químico.

Deste modo, há todo o interesse em perceber qual a deformação máxima, do elemento estrutural que serve de suporte ao revestimento cerâmico, que este último consegue aguentar sem partir. Essa deformação, está directamente relacionada com a capacidade do próprio revestimento cerâmico se deformar.



Fig. 2.10 - Exemplos de patologias devidas à deformação do suporte [1]

Para proceder a esta análise, foram definidos os valores limite da flecha máxima admissível nos suportes, de modo a que seja possível a utilização dos revestimentos cerâmicos com ladrilhos, sem que estes partam ou apresentem outras patologias.

Estes valores foram retirados do Manual de Aplicação de Revestimentos Cerâmicos, e referem-se a sistemas fixados com cimentos-cola.

Assim, poderemos ter duas situações, o caso da aplicação dos ladrilhos ser realizada em suportes recentes, em que a flecha máxima (f_1), deverá respeitar as seguintes condições [1]:

$$f_1 = l / 500 \quad \text{se } l \leq 5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (2.1)$$

$$f_1 = l / 1000 + 0,5 \text{ cm} \quad \text{se } l \geq 5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (2.2)$$

Esta flecha, é a flecha instantânea do suporte, ou seja, sem serem considerados os efeitos da fluência do betão.

A segunda situação é o caso em que o suporte já passou por um período de cura de pelo menos seis meses, ou seja, já deverá ser contabilizada a contribuição dos efeitos de fluência do betão, assim a flecha máxima admissível (f_2) será [1]:

$$f_2 = l / 350 \quad \text{se } l \leq 3,5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (2.3)$$

$$f_2 = l / 700 + 0,5 \text{ cm} \quad \text{se } l > 3,5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (2.4)$$

A fluência irá conduzir à imposição de curvaturas cada vez maiores à laje. Estas curvaturas sobre os apoios tenderão a traccionar o revestimento podendo conduzir à sua fendilhação e nas zonas centrais dos vãos, tenderão a comprimir os revestimentos, podendo, levar ao seu empolamento [5].

Assim, quanto maior for a deformação por fluência e o respectivo tempo de manifestação, maiores serão os efeitos dessa acção sobre o revestimento.

Uma vez definidos os valores limite para as deformações existentes nos elementos estruturais que servem de suporte aos revestimentos cerâmicos de piso, será agora necessário proceder à segunda fase deste trabalho, que é a obtenção dos valores das flechas correspondentes a uma situação real. Estes valores serão obtidos após o criterioso e correcto dimensionamento de um edifício. Sempre com a certeza de que foram respeitados os limites impostos pelos regulamentos, no que respeita às dimensões mínimas das peças estruturais para limitação da deformação dos ditos elementos estruturais, que neste caso são as lajes.

Será então, relativamente aos valores acima transcritos que deverão ser comparados os valores das flechas obtidas após dimensionamento e análise da deformação do piso-tipo do edifício em estudo.

3

Generalidades do edifício

3.1. INTRODUÇÃO

Para elaboração do estudo em questão foi necessário, como já referido, a realização do dimensionamento de um edifício, para posteriormente ser possível obter valores fiáveis, para definição do piso-tipo a ser estudado em termos de análise da deformabilidade dos elementos estruturais, que servirão de suporte ao elemento construtivo em estudo.

De seguida, será efectuada uma apresentação do edifício em questão e de alguns dos parâmetros definidos e determinados para ser exequível o dimensionamento deste edifício. Sendo que, no próximo capítulo, serão explicados todos os passos elaborados para o respectivo dimensionamento.

3.2. DESCRIÇÃO DA ARQUITECTURA

O caso de estudo trata-se de um edifício de habitação, que se irá localizar na periferia de Coimbra.

O edifício é formado por dois corpos distintos, separados por uma junta de dilatação, sendo que, apenas um destes será abordado no presente trabalho. Na Fig.3.1 é visível a vermelho qual o corpo em estudo.

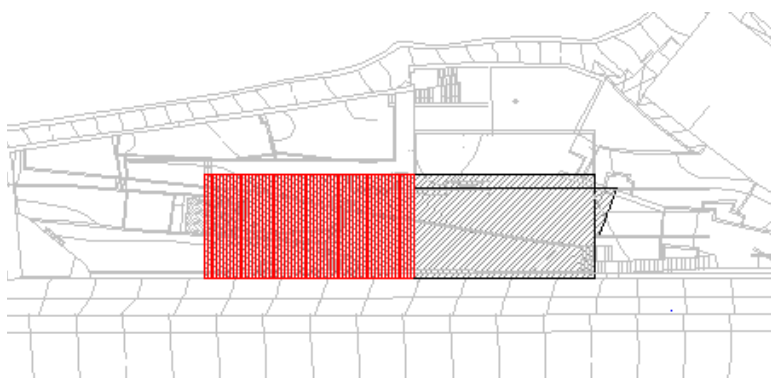


Fig. 3.1 - Representação esquemática do corpo do edifício em estudo

De acordo com o projecto de arquitectura, o edifício é constituído por 9 pisos, estando 3 totalmente enterrados e outros dois, apenas parcialmente. Quanto aos restantes encontram-se acima da cota do solo.

Os acessos verticais são efectuados por meio de escadas ou elevador, existindo ambos em todos os pisos e funcionando também como meio de acesso entre os dois corpos, ao nível de cada piso. Quanto aos espaços comuns, existem galerias de distribuição em todos os pisos.

O 1º, 2º e 3º pisos são caves que funcionam como estacionamento e arrumos, os restantes pisos são zonas habitacionais apresentando diferentes tipologias. O 4º e 5º pisos são constituídos por dois T2, quanto aos restantes pisos são compostos por um T3 e um T1, a cobertura tem a sua acessibilidade condicionada a fins de reparação.

A descrição mais detalhada da constituição de cada piso e divisões de cada fogo é visível nas respectivas plantas de arquitectura, que estão no anexo A.1.

3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Após uma análise cuidada do projecto de arquitectura, foi necessário definir quais as soluções mais adequadas para a sua melhor execução. Deste modo, foi escolhida uma solução constituída por lajes fungiformes maciças em todos os pisos, que serão suportadas por uma malha de pilares, paredes, vigas e muros de suporte de betão armado.

Foi eleita uma solução que engloba lajes fungiformes, pois pretendia-se uma resolução que permitisse respeitar as plantas arquitectónicas. Assim, e como a tipologia varia de piso para piso, esta solução permite a não inclusão de vigas no interior das habitações, o que garante uma maior flexibilidade em termos de divisão do espaço.

Contudo, existem vigas no contorno exterior do edifício de modo a obter uma rigidez na fachada, capaz de garantir que as paredes exteriores assentam em elementos muito rígidos, de modo a evitar a sua fendilhação.

Após análise dos vários pisos, foram definidos quais os elementos estruturais que deveriam constituir a solução estrutural a adoptar, tentando fazer os possíveis para respeitar as plantas de arquitectura. Foram assim definidos os pilares, vigas e muros de suporte que iriam constituir as plantas estruturais e que foram identificados do seguinte modo:

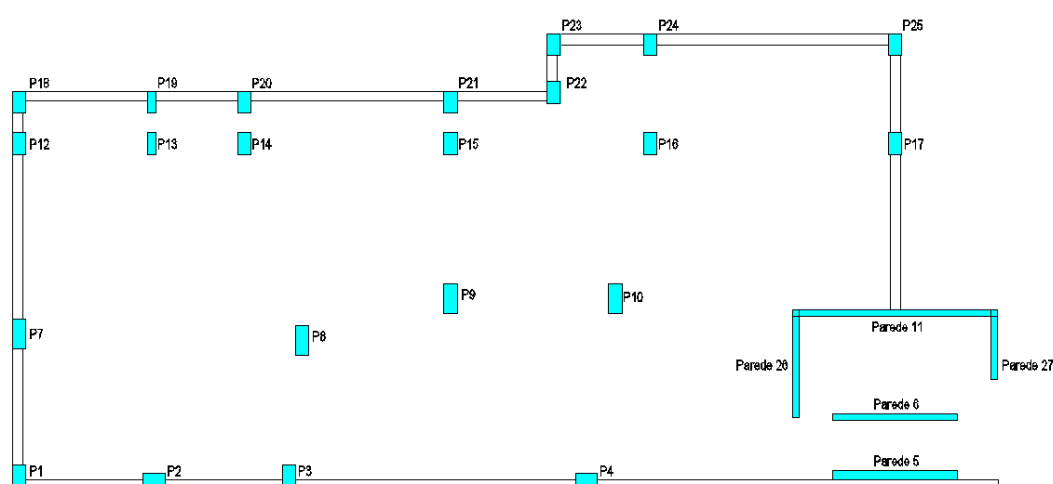


Fig. 3.2 - Identificação dos elementos verticais

A numeração dos elementos verticais (pilares e paredes) foi feita de modo sequencial, da esquerda para a direita e por níveis horizontais (Fig. 3.3).

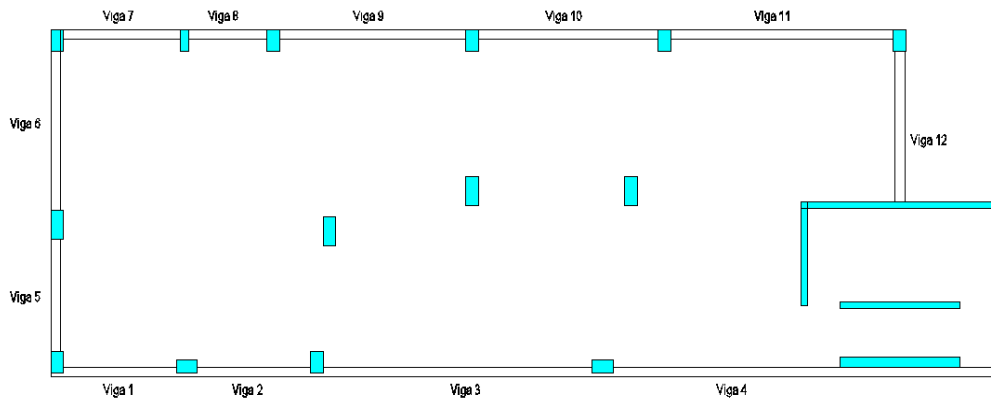


Fig. 3.3 - Identificação dos elementos horizontais

A numeração das vigas foi realizada da esquerda para a direita.

Foi ainda determinada a área de influência de cada um dos elementos, visto estes dados serem necessários para todo o processo de dimensionamento.

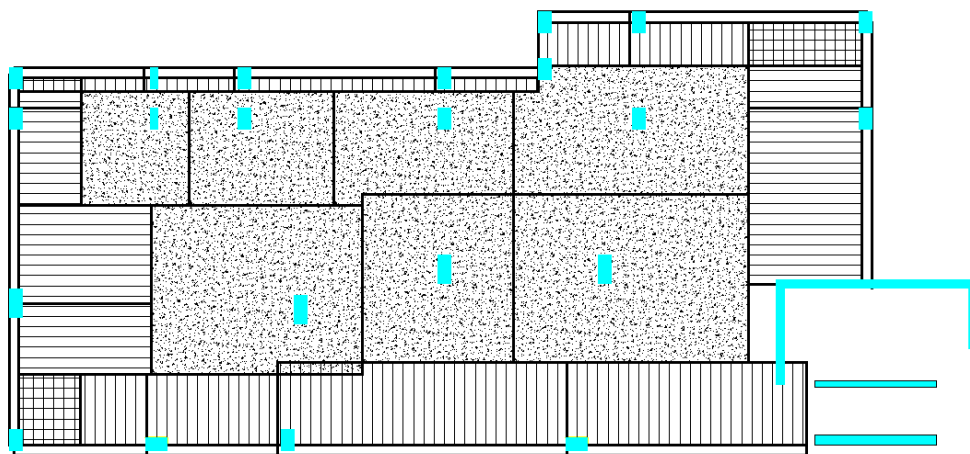


Fig. 3.4 - Planta com áreas de influência

Assim, cada área definida vai descarregar na respectiva viga ou pilar.

Os diferentes padrões utilizados na Fig.3.4, representam as distribuições adoptadas para disposição das cargas pelos diversos elementos estruturais, teremos assim:

Linhas- as cargas irão descarregar nas respectivas vigas, que posteriormente irão descarregar nos pilares, o sentido das linhas representa o sentido em que descarregam as cargas;

Linhas cruzadas- significa que a mesma área irá descarregar em dois elementos diferentes, esta situação ocorre essencialmente nos cantos do edifício;

Pontos- neste caso as cargas descarregam directamente nos pilares interiores, uma vez que se trata de uma laje fungiforme;

Sem padrão- estas áreas irão descarregar nas paredes da caixa de escadas e elevador;

O piso-tipo, será o piso utilizado para a análise da deformabilidade dos revestimentos de piso, sendo por isso apenas necessário dimensionar as armaduras das vigas e lajes correspondentes a este piso. Quanto à determinação de qual o piso tipo, foi escolhido aquele que se repetia o maior número de vezes, sendo necessariamente igual a nível estrutural.

Assim, o piso tipo irá representar os pisos 6, 7 e 8, os dados relativos a estes pisos serão aqueles que irão ser estudados, sendo escolhidos os mais condicionantes para todo o processo de dimensionamento dos elementos já referidos.

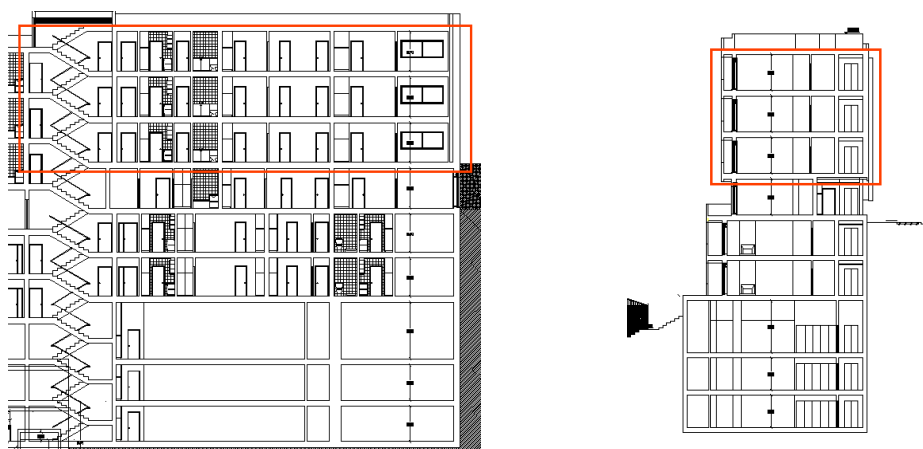


Fig. 3.5 - Identificação dos pisos que serão representados pelo piso-tipo

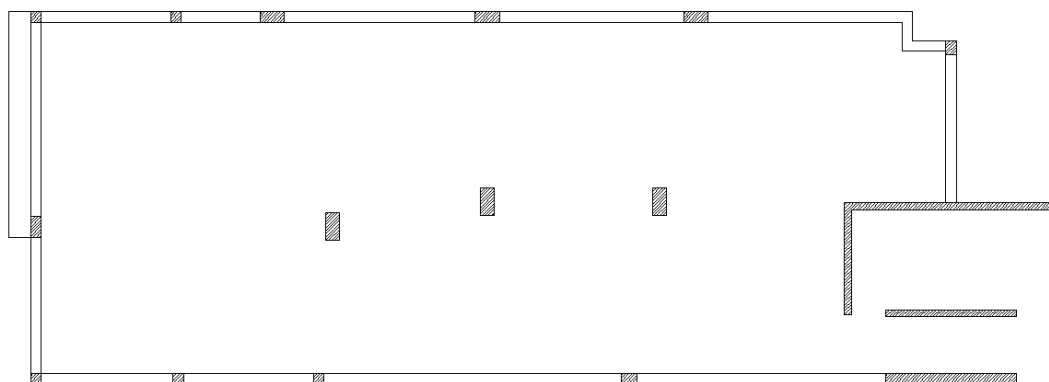


Fig. 3.6 - Planta estrutural do piso-tipo

Relativamente às fundações e tendo em consideração o relatório geotécnico, optou-se por projectar fundações directas, em sapatas de betão armado, dimensionadas para uma tensão de segurança de 500 kPa ($\sigma_{Rd} = 750$ kPa).

As fundações assumiram diferentes soluções, consoante as limitações a nível de espaço para a sua implantação, logo, foi necessário realizar sapatas conjuntas além das isoladas.

Quanto aos muros de suporte existirão em três fachadas do edifício, as suas dimensões foram definidas tendo em atenção o tipo de terreno, assim como a localização dos muros, respectiva altura e ainda a arquitectura. Logo, teremos diferentes soluções de muros de suporte.

3.3.1. MATERIAIS ESCOLHIDOS

Foi prevista a utilização de betão da classe C25/30 e aço da classe A500NR.

3.3.2. REGULAMENTAÇÃO

O dimensionamento dos diversos elementos estruturais foi realizado com base no estipulado na regulamentação portuguesa aplicável, nomeadamente o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), o Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes (RSA) e ainda o Eurocódigo 2 (ENV 1992-1:1991).

4

Processo de dimensionamento do edifício em estudo

4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Para efeitos de verificação de segurança, será tomado como base o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e também o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

Assim, a verificação de segurança deve ser realizada em função de determinados estados limites, ou seja, através da comparação entre estes e os estados a que a estrutura é conduzida pela actuação das acções a que está sujeita.

As acções são definidas e quantificadas de acordo com algumas regras, que serão abordadas no presente trabalho.

Estados limites são estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica total ou parcialmente prejudicada, na sua aptidão para desempenhar as funções para que foi projectada.

Será necessário considerar dois tipos de estados limites para efeitos da verificação de segurança, os quais diferem essencialmente em relação à dimensão dos prejuízos que a sua ocorrência pode provocar. Assim, os dois estados limites referidos são os seguintes [2]:

Estados limites últimos - de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;

Estados limites de utilização - de cuja ocorrência resultam prejuízos pouco severos.

Relativamente aos estados limites últimos, a simples ocorrência de determinado comportamento, corresponde a uma situação limite, independentemente da sua duração.

Quanto aos estados limites de utilização, são definidos quando o comportamento permanece durante uma certa parcela do período de vida da estrutura, manifestando-se através de um certo número de repetições ou de um período de tempo. Pode ainda ser distinguido consoante as durações de referência:

-muito curta duração (poucas horas no período de vida da estrutura);

-curta duração (5% do período de vida da estrutura);

-longa duração (50% do período de vida da estrutura).

Há que realçar que, por período de vida da estrutura, se entende um intervalo de tempo de referência em relação ao qual são estabelecidas as condições de segurança e quantificados os valores das acções.

Segundo o REBAP, os estados limites a considerar são:

Estados limites últimos

- de resistência: rotura, ou deformação excessiva, em secções dos elementos da estrutura, envolvendo ou não fadiga;
- de encurvadura: instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto;
- de equilíbrio: perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como um corpo rígido.

Estados limites de utilização

- de fendilhação: consoante os casos podem ser relativos, quer à descompressão (anulamento da tensão normal de compressão numa fibra especificada da secção), quer à largura de fendas (ocorrência de fendas com largura superior a dados limites).
- de deformação: correspondentes à ocorrência de níveis de deformações que prejudicam o desempenho das funções atribuídas à estrutura.

4.2. ACÇÕES

As acções a que um edifício está submetido, podem ser diversas e actuar simultaneamente, sendo umas variáveis ao longo do tempo e outras não.

Para uma correcta quantificação das acções foi utilizado o RSA [2]. Este documento permite a definição dos diferentes tipos de acções, independentemente do tipo de material e tendo em conta a natureza da utilização em causa, considerando ainda a possibilidade de ocorrência simultânea de inúmeras acções. É assim, uma ferramenta que possibilita definir critérios gerais que permitem um correcto dimensionamento.

Essencialmente são consideradas as acções com [2]:

- carácter permanente (manifestam-se de forma constante ao longo do tempo), que reflectem geralmente os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, os impulsos de terras, entre outros.
- carácter variável (apresentam variações ao longo da vida da estrutura), sobrecargas, acções do vento, do sismo, variações de temperatura .
- carácter accidental (têm fraca probabilidade de assumir valores significativos durante a vida da estrutura), resultam de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios.

A quantificação das acções, é essencialmente realizada considerando valores característicos (F_k), porém no caso das acções variáveis também são utilizados valores reduzidos.

Os valores reduzidos das acções variáveis são definidos a partir da multiplicação dos valores característicos por coeficientes Ψ .

Serão assim, quantificados para cada acção variável, além dos valores F_k (valores característicos), os correspondentes valores dos coeficientes Ψ , que se destinam a representar o tipo de combinação em causa, poderemos ter: Ψ_0 (valor de combinação); Ψ_1 (valor frequente) e Ψ_2 (valor quase permanente).

De seguida, são referidos os valores das acções a contabilizar no caso em estudo.

4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

Pisos de Habitação

G (Revestimentos e Divisórias)- $3,5 \text{ kN/m}^2$

Garagem

G (Revestimentos e Divisórias)- $2,5 \text{ kN/m}^2$

Cobertura

G (Revestimentos e Divisórias)- 4 kN/m^2

G (Paredes exteriores)- $3,5 \text{ kN/m}^2$

Os impulsos de terras também são considerados acções permanentes, a sua determinação será abordada no ponto 4.4.4.

4.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS - SOBRECARGAS:

Pisos de Habitação

Q- 2 kN/m^2

Garagem

Q- 4 kN/m^2

Cobertura

Q- 1 kN/m^2

4.2.3. ACÇÕES VARIÁVEIS- VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

Relativamente às acções das variações de temperatura e respeitando o Artigo 31.1.º do REBAP [3], é dispensada a consideração destas acções, visto estarmos na presença de uma estrutura reticulada, cuja maior dimensão em planta é inferior a 30m.

4.2.4. ACÇÕES VARIÁVEIS- VENTO E SISMO

Estas acções serão abordadas separadamente e de uma forma mais completa quando forem mencionadas as acções horizontais.

4.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções a considerar, serão aquelas cuja actuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Assim, as acções permanentes devem aparecer em todas as combinações assumindo os seus valores característicos superiores ou inferiores. As acções variáveis, apenas devem aparecer nas combinações quando os seus efeitos forem desfavoráveis para a estrutura.

Todo o dimensionamento do edifício será realizado em termos de estados limites últimos, sendo que os estados limites de utilização serão utilizados na fase seguinte, para determinação da deformabilidade do piso-tipo.

Uma vez que ambos os estados serão utilizados ao longo do presente trabalho, de seguida serão caracterizados os tipos de combinações existentes para os dois estados limites.

4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos é em geral realizada em termos de esforços e consiste em respeitar a condição:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

em que:

S_d é o valor de cálculo do esforço actuante;

R_d é o valor de cálculo do esforço resistente.

“O valor de cálculo do esforço resistente, que corresponde à ocorrência do estado limite em causa na secção considerada, deve ser obtido de acordo com as regras para o efeito indicadas nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais e, em geral, com base em valores de cálculo das propriedades dos materiais definidos dividindo os valores característicos dessas propriedades por coeficientes de segurança γ_m ; estes coeficientes são também fixados nos regulamentos referidos”[2].

Serão deste modo, considerados dois tipos de combinações de acções, as combinações fundamentais, nas quais são consideradas as acções permanentes e variáveis e as combinações acidentais, em que além das já referidas acções também são consideradas as acções acidentais.

Relativamente aos valores de cálculo dos esforços actuantes, e considerando linear a relação entre as acções e os esforços, estes últimos devem ser obtidos, considerando as seguintes regras de combinação:

a) Combinações fundamentais:

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (4.2)$$

S_{Gik} – esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Q1k} – esforço resultante da acção variável (valor característico) considerada como acção de base da combinação;

S_{Qjk} – esforço resultante de uma acção variável (valor característico) distinta da acção base;

γ_{gi} – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

γ_q – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

ψ_{0j} – coeficiente de redução correspondente à acção variável distinta da acção base.

No caso de a acção variável de base ser a acção sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{EK} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (4.3)$$

S_{EK} – esforço resultante da acção variável (valor característico) considerada como acção de base da combinação;

ψ_{2j} – coeficiente de redução correspondente à acção variável distinta da acção base.

Os coeficientes de segurança γ_g e γ_q , que se encontram nas combinações fundamentais devem geralmente assumir os seguintes valores:

$\gamma_g = 1,5$, no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1$, no caso inverso;

$\gamma_q = 1,5$, para todas as acções variáveis.

Do exposto anteriormente, resultam as seguintes combinações fundamentais de acções:

Acção base: sobrecarga (sem vento):

$$S_d = 1,5 (G + Q) \quad (4.4)$$

Acção base: sobrecarga (considerando o vento com o seu valor reduzido):

$$S_d = 1,5 (G + Q) \pm 0,6 W \quad (4.5)$$

Acção base: vento:

$$S_d = 1,5 (G + \psi_0 Q) \pm 1,5 W \quad (4.6)$$

Acção base: sismo:

$$S_d = G + \psi_2 Q \pm 1,5 E \quad (4.7)$$

G– acções permanentes (peso próprio)

Q– acções variáveis (sobrecarga)

W– acções variáveis (vento)

E– acções variáveis (sismo)

Ψ_0, Ψ_2 – coeficiente de redução correspondente à acção variável distinta da acção base (poderão ser obtidos no quadro III do Artigo 35.2 do RSA [2]).

Quadro 4.1 - Matriz de Combinações

Acção Base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento	Impulsos de Terras	Sismo
Sobrecarga (com vento)	1	1,5	1,5	0,6	1,5	
	2	1,5	1,5	-0,6	1,5	
Vento	3	1,5	0,6	1,5	1,5	
	4	1,5	0,6	-1,5	1,5	
Sismo	5	1	0,2		1	1,5
	6	1	0,2		1	-1,5

4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Estas verificações são, em geral, efectuadas em termos dos parâmetros que definem os estados limites (flecha, largura de fenda, etc.) e adoptando, salvo indicação em contrário, valores unitários para os coeficientes de segurança, γ , não só nos relativos às acções mas também nos relativos às propriedades dos materiais.

A condição de segurança exprime-se verificando que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das combinações de acções de acordo com as seguintes regras [2]:

- a) Estados limites de muito curta duração - combinações raras:

$$\sum G_{i,m} + Q_{1,k} + \sum \psi_{1,j} Q_{j,k} \quad (4.8)$$

- b) Estados limites de curta duração - combinações frequentes:

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (4.9)$$

c) Estados limites de longa duração - combinações quase permanentes:

$$\sum G_{i,m} (+P) + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (4.10)$$

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para ser efectuado o dimensionamento estrutural do edifício, será utilizado um programa de cálculo (MGE), que nos permitirá obter os esforços que servirão de base para o dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais.

Todavia, para que tal seja exequível, é necessária a definição das secções dos diversos elementos tais como lajes, vigas, pilares e muros de suporte.

Caso o pré-dimensionamento não esteja bem executado, será necessária a alteração das secções e uma repetição da análise estrutural. Como é vantajoso evitar a repetição de todo o processo, podemos seguir algumas regras que irão conduzir a valores aceitáveis para as secções em causa [10].

4.4.1. LAJES

Apesar de a solução escolhida ser de lajes fungiformes maciças, a espessura da laje será definida em função do Artigo 102.º do REBAP [3] que se refere a lajes maciças, mas que também pode ser aplicado a lajes fungiformes.

Este artigo define a altura mínima da laje para ter em conta a deformação não excessiva do elemento. São estabelecidos valores mínimos para este parâmetro, tendo em conta uma limitação da relação flecha-vão: $a/li=1/400$ e ainda considerando a limitação da flecha máxima a 1,5 cm quando a deformação da laje afectar paredes divisórias e quando a fendilhação dessas paredes não é controlada por medidas adequadas. Foi deste modo, utilizado o valor do maior vão livre que existe na estrutura.

Artigo 102.º-REBAP [3]

$$\frac{li}{h} \leq 30\eta \quad (4.11)$$

.h- espessura da laje

$$. li=\alpha l \quad \begin{cases} l = 8,55m & - \text{vão livre máximo} \\ \alpha = 0,8 & (\text{Quadro XV} - \text{Apoiada num bordo e encastrada no outro}) \end{cases}$$

. $\eta=0,8$ (Artº 89- A500)

$$h \geq 0,28m$$

Uma vez obtido o valor da altura da laje, será efectuada uma verificação de segurança para comprovar se a espessura está correcta face aos esforços.

O valor do momento reduzido deverá ser inferior ou igual a 0,20 ($\mu \leq 0,20$), sendo os valores mais próximo de 0,15 os mais económicos.

$$\text{Acções} \left\{ \begin{array}{l} G \left\{ \begin{array}{l} \text{Peso Próprio} = 0,28 \times 25 = 7 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ \text{Rev} + \text{Div} = 3,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \\ Q - \text{Sob} = 2 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$p = 7 + 3,5 + 2 = 12,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = 114,22 \text{ kN.m}$$

$$h = 0,28 \text{ m} \rightarrow h = d + 3 \text{ cm} ; d = 0,25 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 f_{cd}} = \frac{1,5 \times 114,22}{1 \times 0,25^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,16$$

Será então, adoptada uma espessura para a laje de 0,28 m, uma vez que respeita as regras do REBAP e apresenta um valor de momento reduzido aceitável.

4.4.2. VIGAS

No presente caso, apenas existirão vigas de fachada, uma vez que a solução adoptada engloba lajes fungiformes.

As secções das vigas serão condicionadas essencialmente por razões arquitectónicas, pois será tida em conta a espessura da parede, que irá limitar a largura da viga.

Optou-se por usar uma secção comum a todas as vigas para isso, foi escolhida aquela que apresentava tanto o maior vão, como a maior área de influência, logo a mais solicitada.

Como as paredes de fachada apresentavam espessuras à volta dos 0,30 m, foi definida a largura das vigas com este valor.

Quanto à definição da altura, uma vez definidos os materiais e decidida a largura da viga, resta determinar o valor do momento flector solicitante. Posteriormente, a partir de um momento reduzido de 0,25 é possível retirar o valor de d, que adicionado ao recobrimento permite obter o valor da altura da viga.

De seguida, é exemplificado todo o processo para a Viga 3, pois era a que apresentava características mais condicionantes.

Viga 3:

Dados	Pé - direito - 3,1 m
	Comprimento da viga - 8,93 m
	L de influência - 2,56 m
	Área de influência - 22,85 m ²
	Recobrimento a utilizar - 0,04 m

O valor de p_{sd} resulta da acção transmitida pela laje + peso próprio + peso de paredes directamente aplicadas e do próprio vão:

$$p_{sd} = 1,5x((2,56x(7 + 3,5)) + 5 + (3,1x3,5)) + 1,5x(2,56x2) = 71,755 \text{ kN} / \text{m}$$

O momento flector é obtido a partir da seguinte expressão:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{12} = 476,440 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Tomando para $b=0,4h$, temos que:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \Leftrightarrow 0,25 = \frac{476,44}{0,4xd^3 \times 16,7 \times 10^3} \Leftrightarrow d = 0,658 \text{ m}$$

$$h = d + 0,04 \rightarrow h \approx 0,7 \text{ m}$$

Assim, a viga-tipo terá uma largura de 0,3m e uma altura de 0,7m.

4.4.3. PILARES

O seu pré-dimensionamento será realizado, considerando apenas o valor da carga axial, sendo efectuada a verificação de segurança de peças sujeitas a compressão simples, a partir da seguinte comparação [10]:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad (4.12)$$

N_{sd} é o valor dos esforços actuantes e N_{Rd} o dos esforços resistentes.

Os esforços resistentes são calculados a partir da seguinte expressão, que contabiliza a contribuição de cada um dos materiais: betão e aço.

$$N_{Rd} = \underbrace{0,85 f_{cd} Ac}_{\text{betão}} + \underbrace{0,01 f_{syd} Ac}_{\text{aço}} \quad (4.13)$$

Quanto aos esforços actuantes, foram obtidos a partir da contabilização das acções a que cada pilar está submetido, consoante a sua área de influência, sendo a combinação utilizada a seguinte:

$$p_{sd} = 1,5G + 1,5Q \quad (4.14)$$

$$N_{Sd} = p_{Sd} \times A_{inf} \quad (4.15)$$

Deste modo, foram retirados os valores de A_c , e posteriormente definidas as secções ao nível da base de cada pilar, visto ser aí que se obtêm valores mais condicionantes.

Optou-se por não alterar a secção dos pilares ao longo da sua altura, havendo uma excepção (Pilar 17) causada por disposições arquitectónicas que tinham de ser respeitadas.

Quadro 4.2 - Secções dos pilares

Pilar	A Inf. (cm ²)	L Inf. (das vigas)	Nºpisos	N _{Sd}	Ac (cm ²)	b (m)	h (m)	
1		4,25	4	826,1	0,0445	0,3	0,20	
2		4,08	4	928,6	0,0501	0,3	0,20	
3		6,4875	4	1586,842	0,0856	0,3	0,3	
4		9,1025	4	2294,988	0,1238	0,3	0,45	
7		5,227	4	1924,065	0,1038	0,35	0,3	
8	34		9	5750,784	0,2512	0,85	0,3	
9	24		9	4148,736	0,1812	0,6	0,3	
10	38		9	4148,736	0,1812	0,6	0,3	
12		5,045	6	1833,917	0,0989	0,33	0,3	
13	12	3,405	9	2163,697	0,1247	0,3	0,32	
14	16	4,49	9	2854,199	0,1247	0,3	0,42	
15	18	6,1	9	3542,076	0,1547	0,3	0,52	
16	28	6,67	9	4214,046	0,1841	0,3	0,62	
17		4,08	3	3969,588	0,1734	0,6*	0,3*	(até ao piso 4)
		6,4	6					(a partir do piso 4)

*Devido a disposições arquitectónicas, este pilar apresentará uma mudança de secção na transição do piso 5 para o piso 6. Até ao piso 5 deverá ter uma dimensão de $b=1,23\text{m}$ e $h=0,3\text{m}$, a partir deste piso as dimensões serão as existentes no Quadro 4.2.

Estas são as secções que serão introduzidas no programa de cálculo e que caso não respeitem as condições necessárias, serão alteradas até se alcançar uma solução satisfatória.

4.4.4. MUROS DE SUPORTE

O edifício em questão, está submetido à acção de impulsos de terra em três das suas fachadas, estando enterrado a profundidades diferentes. Deste modo, serão utilizados muros de suporte como solução estrutural para esta situação.

A designação dada aos muros de suporte, teve em conta os pórticos a que pertencem os mesmos. Assim, teremos: o muro de suporte 1 que coincide com o pórtico 1, o muro de suporte 7 que coincide com o pórtico 7 e que por apresentar um formato que difere a nível de cota enterrada, será subdividido em três muros de suporte o 7-1, 7-2 e 7-3, e ainda o muro de suporte 5 e 6 que se referem aos pórticos 5 e 6 respectivamente.

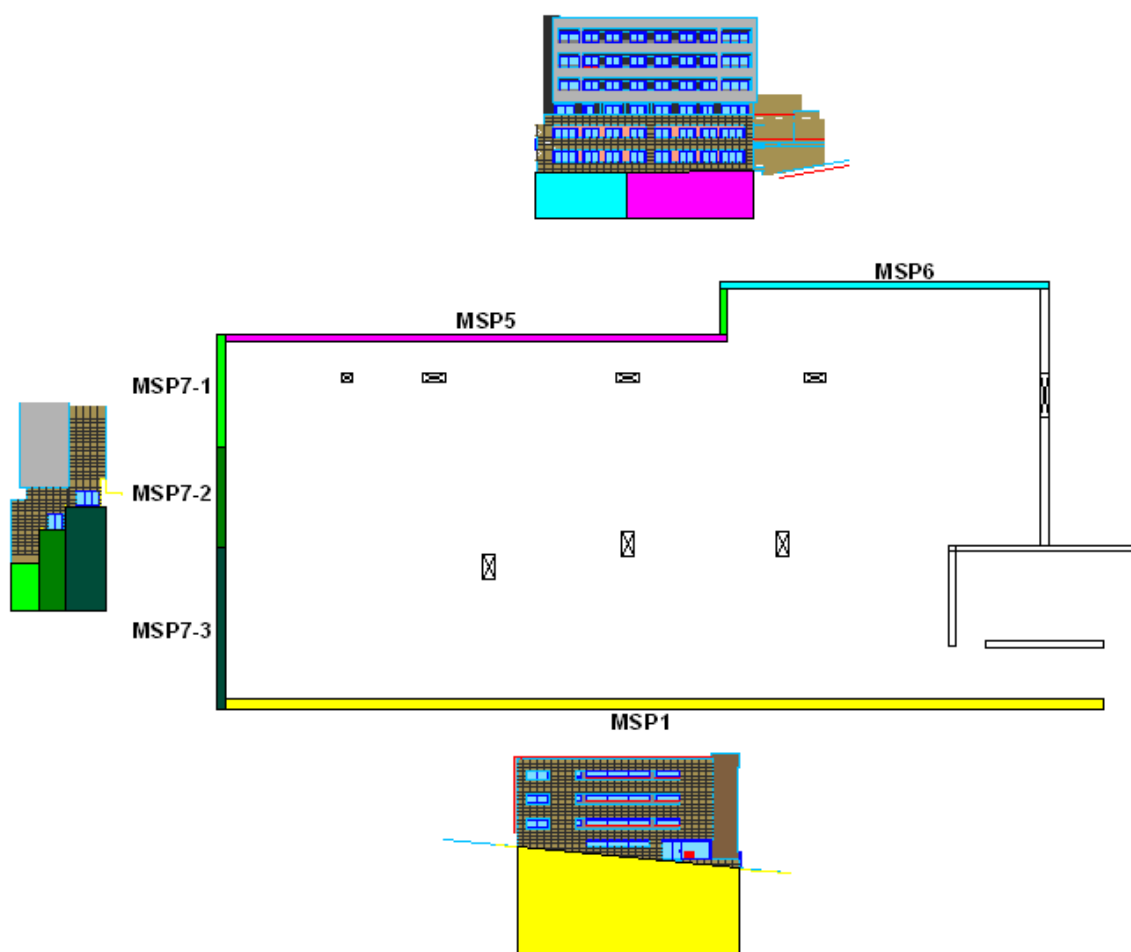


Fig. 4.1 - Representação esquemática da localização dos muros de suporte

As soluções adoptadas, foram condicionadas pelo tipo de terreno existente, o qual apresenta as seguintes características:

$$\begin{aligned} \phi &= 40^\circ \\ \gamma &= 22 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ k_0 &= 1 - \sin 40^\circ = 0,357 \\ c(\text{coesão}) &= 70 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Uma vez que o solo apresenta uma elevada compacidade, não será considerada a sobrecarga do passeio para efeitos do dimensionamento do muro de suporte.

O processo de cálculo será explicado relativamente ao muro de suporte 1 (MSP1):

$$\sigma = k_0 \times \gamma \times h \Leftrightarrow 70 = 0,357 \times 22 \times h \Leftrightarrow h = 9,8 \text{ m}$$

O diagrama irá diminuir 9,8 metros devido ao efeito da coesão, teremos a seguinte situação:

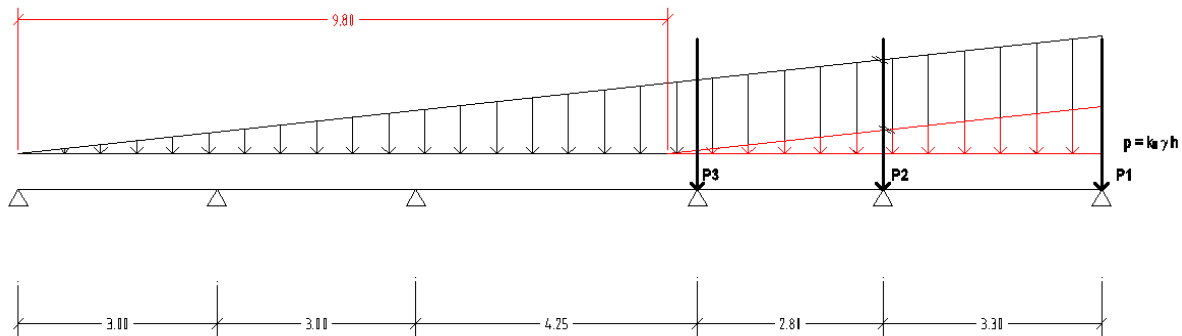


Fig. 4.2 – Diagrama de Impulsos de Terras

$$P3 = K_0 \times \gamma \times h \Leftrightarrow P3 = 0,357 \times 22 \times 0,45 = 3,53 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P2 = P1 + 0,357 \times 22 \times 2,8 = 25,53 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P1 = P2 + 0,357 \times 22 \times 3,3 = 51,44 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Zona mais desfavorável: [P1-P2]

$$P_{med} = \frac{P1 + P2}{2} = 38,48 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M = \frac{Pl^2}{10} = 41,9 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{sd} = 1,5 \times M = 62,83 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \Leftrightarrow 0,15 = \frac{1,5 \times 14,22}{1 \times d^2 \times 16,7 \times 10^3} \Leftrightarrow d \geq 0,16$$

$$h = d + 0,04 = 0,20 \text{ m}$$

Por razões arquitectónicas, será escolhida uma espessura para o muro de suporte de 0,30m.

Quanto aos restantes muros, o processo de cálculo foi idêntico ao acima enunciado. Como os restantes muros estavam sujeitos a cargas menores ou iguais e as respectivas alturas eram iguais às existentes no muro de suporte 1, verificou-se que os valores mais altos obtidos para as espessuras, foram os do MSP1

e MSP7-3. Quanto ao MSP5 e MSP6, uma vez que não tinham exigências muito rígidas relativamente à espessura, optou-se por usar 0,25m.

Quadro 4.3-Secções dos Muros de Suporte

	Espessura (m)
MSP1	0,30
MSP5	0,25
MSP6	0,25
MSP7-1	0,30
MSP7-2	0,30
MSP7-3	0,30

4.5. ACÇÕES HORIZONTAIS

Os edifícios não estão apenas sujeitos a acções verticais, mas também a acções horizontais e como tal, a contribuição destas não pode ser desprezada.

Alguns exemplos deste tipo de acções são as devidas ao vento, sismo, impulsos de terras, frenagem e explosões. Serão assim, consideradas as três primeiras acções referidas.

4.5.1. ACÇÃO DO VENTO [2]

A acção do vento manifesta-se em termos de pressões aplicadas nas superfícies dos edifícios e resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções.

Para efeitos de determinação da acção do vento, serão considerados os pisos acima do solo.

Optou-se por definir uma planta que resultará da envolvente mais condicionante, de modo a simplificar os cálculos.



Fig. 4.3 - Planta utilizada para a análise do vento

4.5.1.1. Zonamento do Território

Como o edifício se situa em Coimbra, será englobado na Zona A, que corresponde à generalidade do território (excepto Açores, Madeira e zonas costeiras com 5 km de largura e altitudes superiores a 600m, que pertencem à Zona B).

4.5.1.2. Rugosidade aerodinâmica do solo

Rugosidade do tipo II, uma vez que se encontra na periferia de uma zona urbana.

4.5.1.3. Pressão dinâmica do vento

Para determinação das características de pressão dinâmica do vento w_k , é necessário definir qual a altura acima do solo.

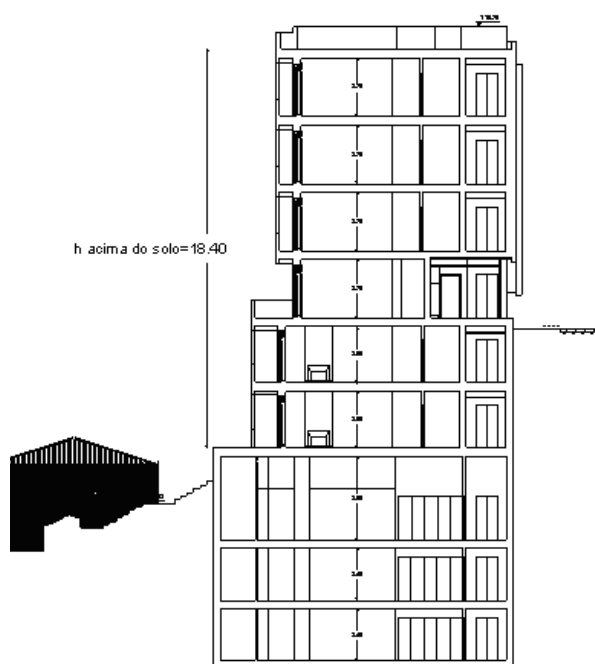


Fig. 4.4 - Representação da altura acima do solo definida para a análise da acção do vento

Uma vez definida a zona, a rugosidade e a altura é possível com base na Fig.4.5, determinar quais os valores de w_k .

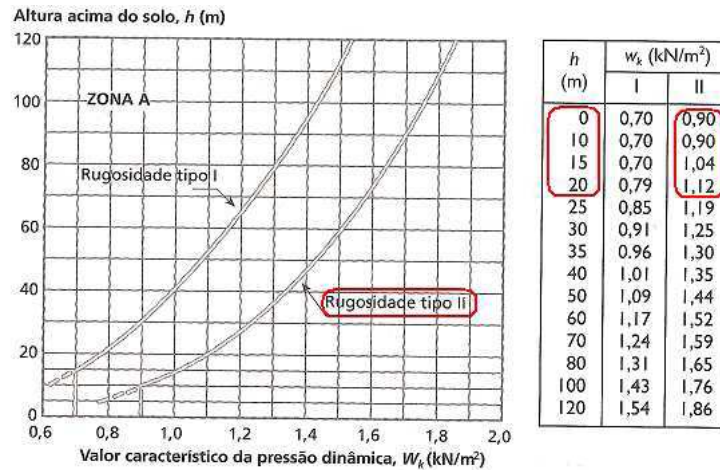


Fig. 4.5 - Valores característicos da pressão dinâmica do vento

Quadro 4.4 - Valores da pressão dinâmica

h (m)	w _k (kN/m ²)
0<h<10	0,9
10<h<15	1,04
15<h<20	1,12

4.5.1.4. Coeficientes de Pressão

Para determinar as pressões a que a estrutura estará sujeita, será utilizada a seguinte expressão:

$$p = \delta_p w \quad (4.16)$$

Em que, δ_p é o coeficiente de pressão que caracteriza pressões exteriores (δ_{pe}) ou interiores (δ_{pi}).

As primeiras, resultam da forma da construção e da direcção e sentido de actuação do vento.

As segundas, resultam dos mesmos factores e também da existência de aberturas na envolvente do edifício.

Ambos os coeficientes podem ter sinal positivo ou negativo, consoante correspondem a pressões ou a sucções exercidas na face do elemento a que se referem. É através da soma vectorial, que se obtêm as resultantes das pressões.

Tendo como base o Quadro 4.5 e definindo os parâmetros necessários para a análise do mesmo, é possível obter os valores dos coeficientes de pressão exteriores (δ_{pe})

Quadro 4.5-Parâmetros para determinação dos coeficientes de pressões exteriores

a (m)	b (m)	h (m)	h/b	a/b
29,72	12,00	18,40	1,53	2,48

Uma vez conhecida a relação entre as dimensões da planta é possível, a partir da Fig.4.6, obter as acções globais sobre as superfícies.

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta

Fig. 4.6 – Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes

Os valores obtidos da Fig.4.6 serão definidos para a direcção do vento, segundo x e segundo y, isto através da definição do ângulo α de actuação da força.

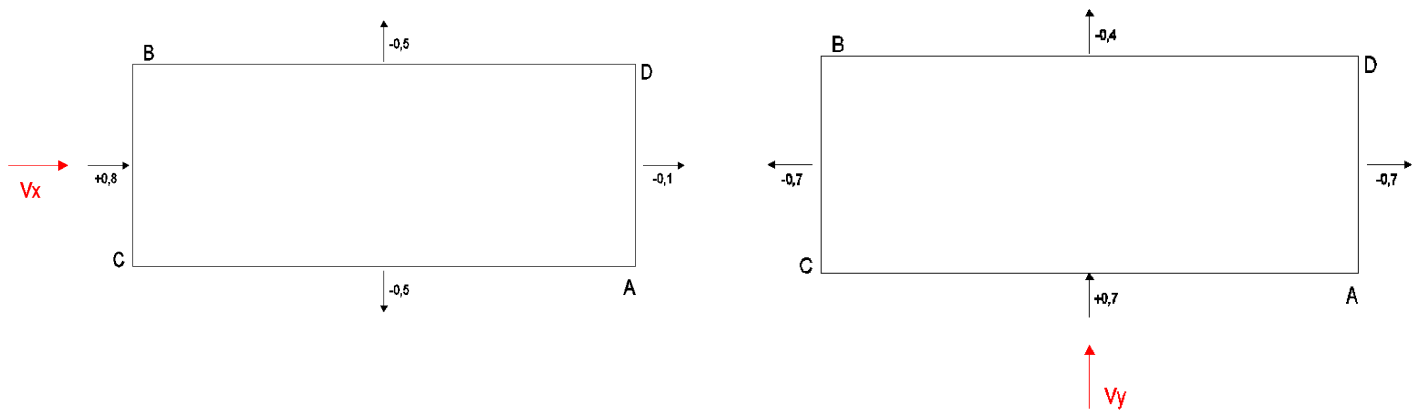
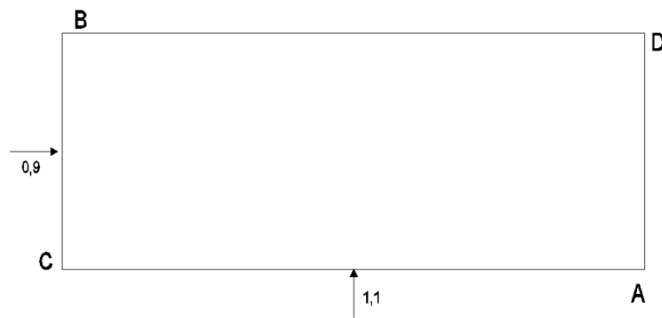


Fig. 4.7 - Coeficientes de pressão δ_{pe} – Vento segundo x e y

Fig. 4.8 - Coeficientes de pressão exteriores resultantes, δ_{pe}

Quadro 4.6 - Coeficientes de pressão exteriores

δ_{pex}	0,9
δ_{pey}	1,1

As pressões interiores não serão consideradas, uma vez que segundo o anexo I, alínea 3.2.3 do RSA, estas apenas se aplicam a edifícios “... *nos quais ou não existe compartimentação interior ou, se esta existir, não impede a franca circulação do ar.*”[2], o que não é o caso do presente edifício.

4.5.1.5. Forças de Pressão

A acção do vento, é calculada com base na seguinte expressão:

$$F = \delta_f w A \quad (4.17)$$

A área a determinar é a superfície que se encontra exposta. Como a acção do vento será aplicada ao nível de cada elemento horizontal, nomeadamente as lajes, a área será meia altura do piso superior e inferior.

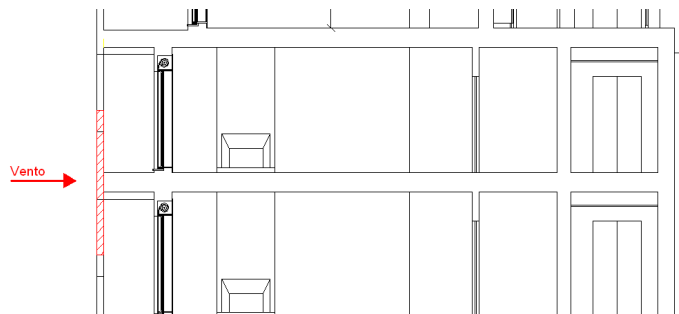


Fig. 4.9 - Representação da área de actuação do vento

A área de influência será a altura assinalada na Fig.4.9, a multiplicar pelo desenvolvimento da parede.

Será também definida a excentricidade de actuação do vento, em relação à origem das coordenadas previamente definidas.

Quadro 4.7 – Excentricidades de actuação do vento

	e (m)
Vento x	0,58
Vento y	1,59

Assim, obtêm-se os valores das forças provocadas pelo vento, segundo x e y, e dos respectivos momentos provocados pela excentricidade de actuação dessas forças, relativamente à origem de coordenadas.

Quadro 4.8 – Forças exercidas pelo Vento segundo as duas direcções

Vento x				Vento y			
Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)	Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
4	29,16	0	-16,91	4	0	88,27	140,35
5	29,65	0	-17,19	5	0	89,74	142,69
6	34,82	0	-20,20	6	0	105,40	167,58
7	34,82	0	-20,20	7	0	105,40	167,58
8	37,50	0	-21,75	8	0	113,51	180,48
9	18,75	0	-10,87	9	0	56,75	90,24

4.5.2. ACÇÃO SÍSMICA [2]

Quando ocorre um sismo, este provoca um conjunto de vibrações no solo que são transmitidas às estruturas, a acção dos sismos contabiliza este efeito.

Será efectuada uma análise baseada no método da sobreposição modal, com o auxílio do programa de cálculo MGE; porém, é necessária a determinação de alguns parâmetros para a correcta definição desta acção.

4.5.2.1. Zonamento do Território

Para proceder à quantificação das acções dos sismos o Artigo 28.º do RSA divide o território em zonas distintas consoante o grau de sismicidade, sendo ordenado de modo decrescente nas zonas A,B,C e D. No presente caso, e uma vez que o edifício será edificado em Coimbra, este pertence à zona sísmica C.

4.5.2.2. Natureza do Terreno

Consoante a classificação existente no Artigo 29.º do RSA, o terreno será do tipo II, que é relativo a solos coerentes muito duros, duros e de consistência média ou solos incoerentes compactos.

4.5.2.3. Momento Polar de Inércia

Mediante o tipo de planta de cada piso, foram encontrados os respectivos centros de gravidade e definidas as suas coordenadas em relação ao eixo de coordenadas.

Foi também determinada a massa de cada piso e definida a respectiva área.

Quadro 4.9 – Determinação da área e massa de cada piso

Piso	G (kN/m ²)	ψ_2	Q (kN/m ²)	q (kN/m ²)	Área (m ²)	Peri. (m)	Pd (m)	Altura média (m)	Peso			Massa (kN)	Massa (tonf)
									Laje (kN)	Paredes Exteriores (kN)	Paredes Betão (kN)		
1	9,50	0,2	4	10,30	354,18	78,14	3,30	2,60	3648,02	-	1434,99	5083,00	508,30
2	9,50	0,2	4	10,30	354,18	78,14	2,80	2,10	3648,02	-	1217,56	4865,58	486,56
3	10,50	0,2	2	10,90	337,58	74,60	3,00	1,80	3679,59	229,51	704,91	4614,01	461,40
4	10,50	0,2	2	10,90	337,58	74,60	3,00	1,80	3679,59	249,49	657,36	4586,44	458,64
5	10,50	0,2	2	10,90	337,58	74,60	3,10	1,80	3679,59	469,95	136,87	4286,40	428,64
6	10,50	0,2	2	10,90	308,94	74,91	3,10	1,80	3367,46	471,93	136,87	3976,25	397,63
7	10,50	0,2	2	10,90	308,94	74,91	3,10	1,80	3367,46	471,93	136,87	3976,25	397,63
8	10,50	0,2	2	10,90	308,94	74,91	3,10	1,80	3367,46	471,93	136,87	3976,25	397,63
9	11,00	0	1	11,00	308,94	74,91			3398,35	-	-	3398,35	339,83

Após definidos todos os parâmetros enunciados, tornou-se possível a determinação do momento polar de inércia, cuja expressão é a seguinte:

$$I_p = \sum (I_{xi} + I_{yi}) m_i \times \sum \frac{\text{massa do piso}}{\text{área do piso}} \quad (4.18)$$

Quadro 4.10 – Determinação do momento polar de inércia de cada piso

Piso	xg (m)	yg (m)	lxg (m ⁴)	lyg (m ⁴)	dx (m)	dy (m)	lx (m ⁴)	ly (m ⁴)	Massa (tonf)	Área (m ²)	Ip (tonf.m ²)
1	14,41	6,21	4906,09	23381,21	0,79	1,18	5127,13	23874,37	508,30	354,18	41621,82
2	14,41	6,21	4906,09	23381,21	0,79	1,18	5127,13	23874,37	486,56	354,18	39841,48
3	14,10	5,84	4060,09	22625,19	0,42	0,83	4119,63	22857,74	461,40	337,58	36872,75
4	14,10	5,84	4060,09	22625,19	0,42	0,83	4119,63	22857,74	458,64	337,58	36652,36
5	14,10	5,84	4060,09	22625,19	0,42	0,83	4119,63	22857,74	428,64	337,58	34254,67
6	13,99	5,30	2999,26	21310,55	0,12	0,72	3003,71	21470,70	397,63	308,94	31500,04
7	13,99	5,30	2999,26	21310,55	0,12	0,72	3003,71	21470,70	397,63	308,94	31500,04
8	13,99	5,30	2999,26	21310,55	0,12	0,72	3003,71	21470,70	397,63	308,94	31500,04
9	13,99	5,30	2999,26	21310,55	0,12	0,72	3003,71	21470,70	339,83	308,94	26921,86

4.5.3. IMPULSOS DE TERRAS

Para a obtenção dos valores dos impulsos de terras, foram considerados os muros de suporte já referidos no ponto 4.4.4.

Foram introduzidas as estruturas no MGE e retirados os valores dos esforços nos apoios, os quais representam os impulsos de terras.

Assim, após introdução da estrutura no programa de cálculo e com as cargas já definidas, torna-se possível retirar os valores dos impulsos de terras, os quais serão posteriormente introduzidos no mesmo programa, mas na categoria de acção horizontal, à qual o edifício se encontra submetido.

Os impulsos de terras representam forças horizontais, contudo, quando não são aplicados no centro de coordenadas, provocam momentos.

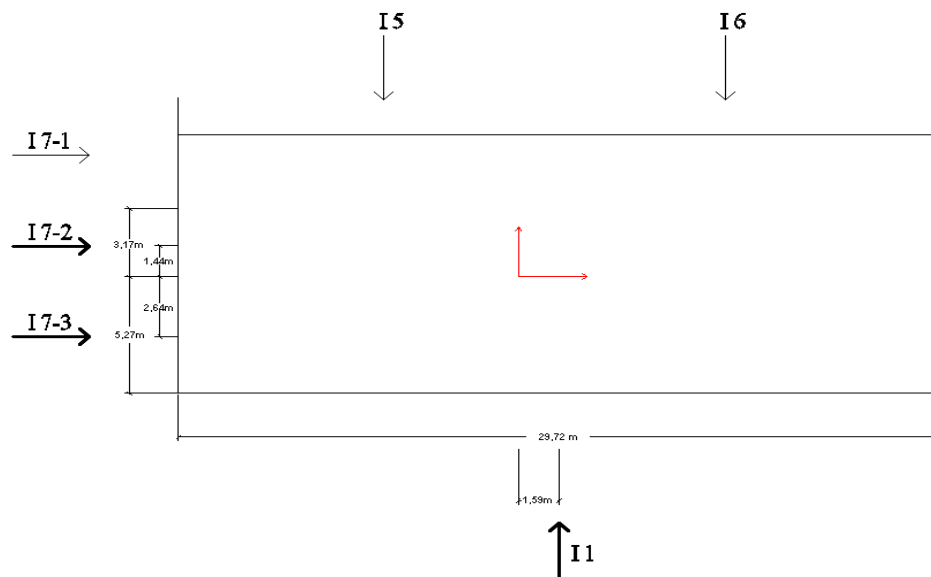


Fig. 4.10 – Esquema representativo da actuação dos Impulsos de Terras

De seguida, apresenta-se um quadro resumo dos vários muros de suporte e respectivos impulsos de terras. É notória a ausência de alguns muros de suporte, devendo-se ao facto de que a existência de coesão, conduz a um abaixamento do diagrama, logo, estes muros deixam de estar sujeitos aos impulsos de terras. É visível na Fig.4.10, que apenas teremos impulsos de terras aplicados no MSP1, MSP7-2 e MSP7-3.

Quadro 4.11 – Forças provocadas pelos Impulsos de terras, em cada muro.

MSP 1					
Piso	l (m)	e (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
1	29,72	1,59		3128,03	4973,57
2	29,72	1,59		82,62	131,37
MSP 7-2					
Piso	l (m)	e (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
1	3,17	-1,44	81,37		-117,18
MSP 7-3					
Piso	l (m)	e (m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
1	5,27	2,64	554,67		1464,32
2	5,27	2,64	14,65		38,68

Quadro 4.12 – Impulsos de terras

Impulsos de Terras

Piso	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
1	636,04	3128,03	6320,71
2	14,65	82,62	170,05

Serão estes, os valores a introduzir no programa de cálculo, aquando da contabilização das acções horizontais.

4.6. MODELAÇÃO-MGE

Para proceder ao dimensionamento do edifício, existem programas de cálculo automático, que permitem a análise de vários tipos de estruturas, recorrendo para isso, a modelos planos ou espaciais, cujo objectivo é simular o edifício e correspondente comportamento.

No presente trabalho, foi utilizado o programa de cálculo MGE, o qual permite o cálculo encadeado de estruturas de edifícios, considerando a existência das diversas acções que geralmente incidem sobre aquelas estruturas, como as acções permanentes, as sobrecargas, a acção do vento e a acção dos sismos entre outras [8].

O programa em questão, apresenta diferentes menus com finalidades distintas, sendo possível obter resultados para diversos aspectos do dimensionamento estrutural como é o caso da determinação das respostas da estrutura global do edifício às acções horizontais (estáticas e dinâmicas), a obtenção dos deslocamentos e esforços nos elementos estruturais para as diversas acções actuantes, combinação destes esforços e definição das armaduras em algumas peças estruturais de betão armado.

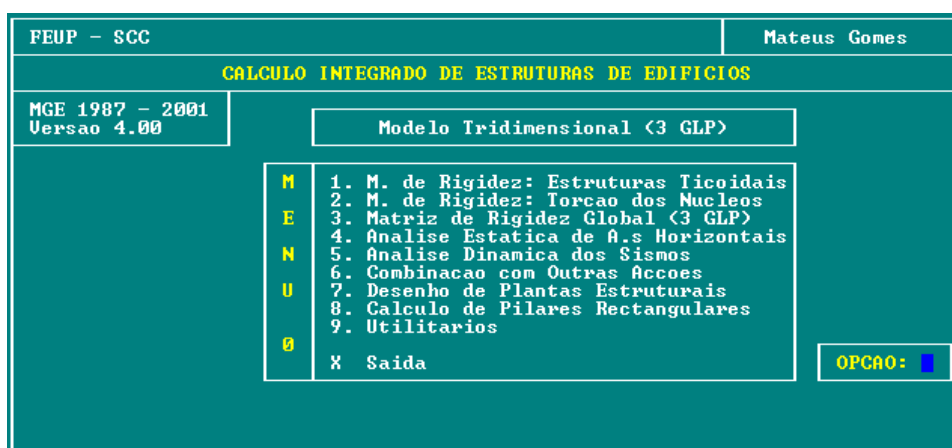


Fig. 4.11 – Menu inicial do MGE

O programa é constituído por oito menus, todos com diferentes funções e por vezes interligados entre si, devido à necessidade de obtenção de resultados de uns menus, para poder calcular outros. Desta forma, a sequência de introdução de dados poderá ser efectuada, segundo a ordem em que estão

organizados. Será possível haver alterações nessa ordem, desde que, se tenha em atenção todos os cálculos que necessitam de resultados prévios de outro menu.

De seguida, apresentam-se todos os menus que foram utilizados ao longo do trabalho, assim como alguns dados que foram considerados para permitir os cálculos necessários.

4.6.1. MENU 1: MATRIZ DE RIGIDEZ- ESTRUTURAS TICOIDAIS

Introdução da estrutura ticoidal, para isso será necessário definir previamente os pórticos e também a secção de cada elemento estrutural, assim como algumas características do material a ser utilizado [8].

Este menu irá calcular as matrizes de rigidez de todas as estruturas ticoidais existentes.

4.6.1.1. Pórticos

A estrutura global do edifício será representada por uma associação de elementos estruturais planos, denominados de estruturas ticoidais.

Este tipo de modelo é composto por um conjunto de pórticos autónomos, ligados ao nível dos pisos, sendo considerados como diafragmas indeformáveis no seu próprio plano e possuindo rigidez transversal nula.

Desta forma, o modelo a utilizar será constituído por barras, que representam vigas e pilares, sendo as paredes e lajes associadas também a barras com a secção correspondente.

Estas simplificações conduzem a uma redução do número de graus de liberdade da estrutura. Assim, cada piso apresenta três graus de liberdade, duas translações horizontais segundo duas direcções ortogonais e rotação em torno de um eixo vertical. Cada pórtico possui dois graus de liberdade por nó (deslocamento vertical e rotação em torno do eixo perpendicular ao plano do pórtico).

Estes elementos, serão caracterizados em função de barras-tipo, que são barras com características diferentes essencialmente no que toca à sua secção e que foram definidas com base no pré-dimensionamento efectuado (ver nos ficheiros do MGE).

O comportamento da estrutura também será definido em função dos apoios utilizados (nós rigidamente ligados ao exterior) que permitem representar como na realidade a estrutura se irá comportar.

Será ainda necessário introduzir o número de níveis a compatibilizar, que representam a quantidade de pisos acima das fundações, que estão directamente ligados à estrutura em causa e relativamente aos quais se deseja impor a compatibilização dos deslocamentos horizontais.

Assim, para definir os modelos estruturais a adoptar, foi primeiro analisada a planta de arquitectura, definidos quais os elementos estruturais comuns a todos os pisos e estudada a necessidade de alteração da solução existente. Posteriormente, foram definidos os pórticos em função da direcção dos elementos, tentando englobar a totalidade destes nos modelos definidos, de modo a obter uma maior aproximação da realidade.

A numeração dos pórticos foi realizada, começando pelos horizontais, de baixo para cima e depois os verticais da esquerda para a direita:

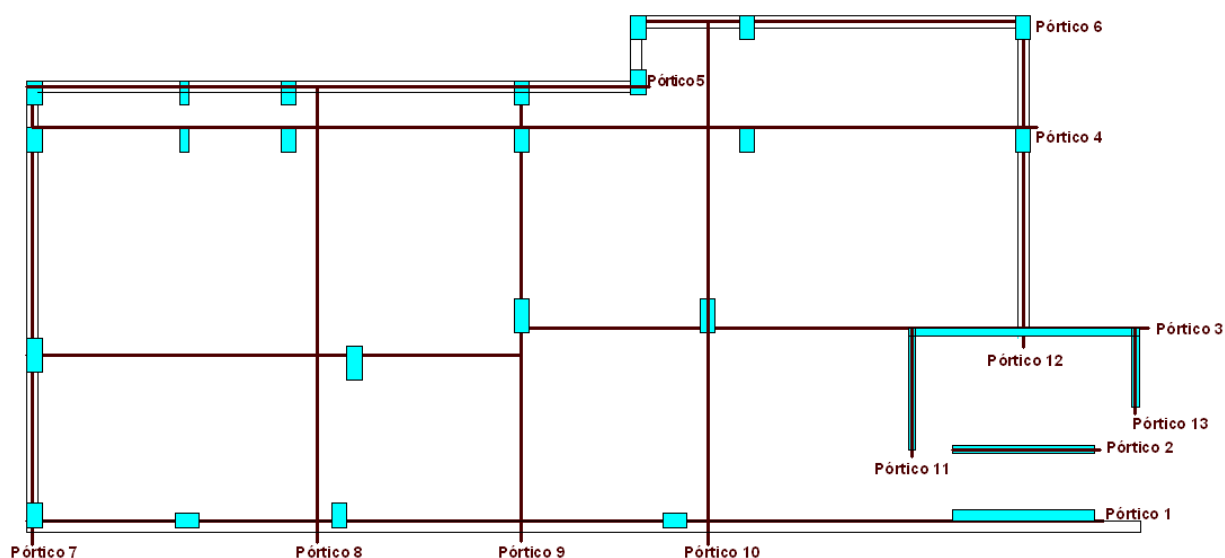
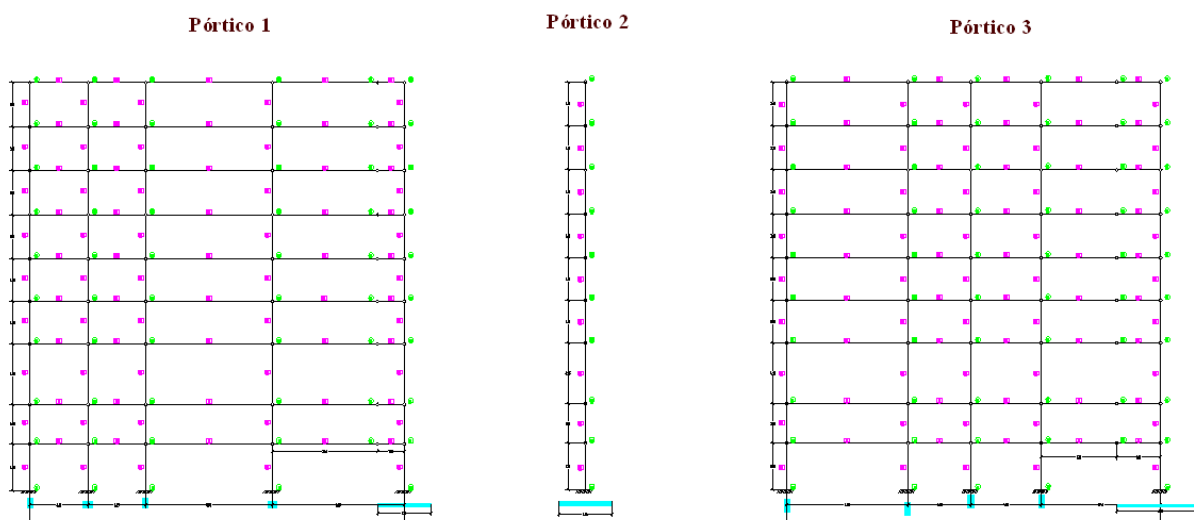


Fig. 4.12 – Identificação dos pórticos

De seguida, apresentam-se os desenhos representativos de cada pórtico, em alçado. Em anexo encontram-se caracterizados com maior pormenor, com a numeração de cada nó, barra e as respectivas secções.

É ainda necessário salientar, que os desenhos foram realizados, no caso dos pórticos horizontais, em planta com a vista no sentido do eixo dos y e nos pórticos verticais em planta com a vista no sentido contrário ao eixo dos x.



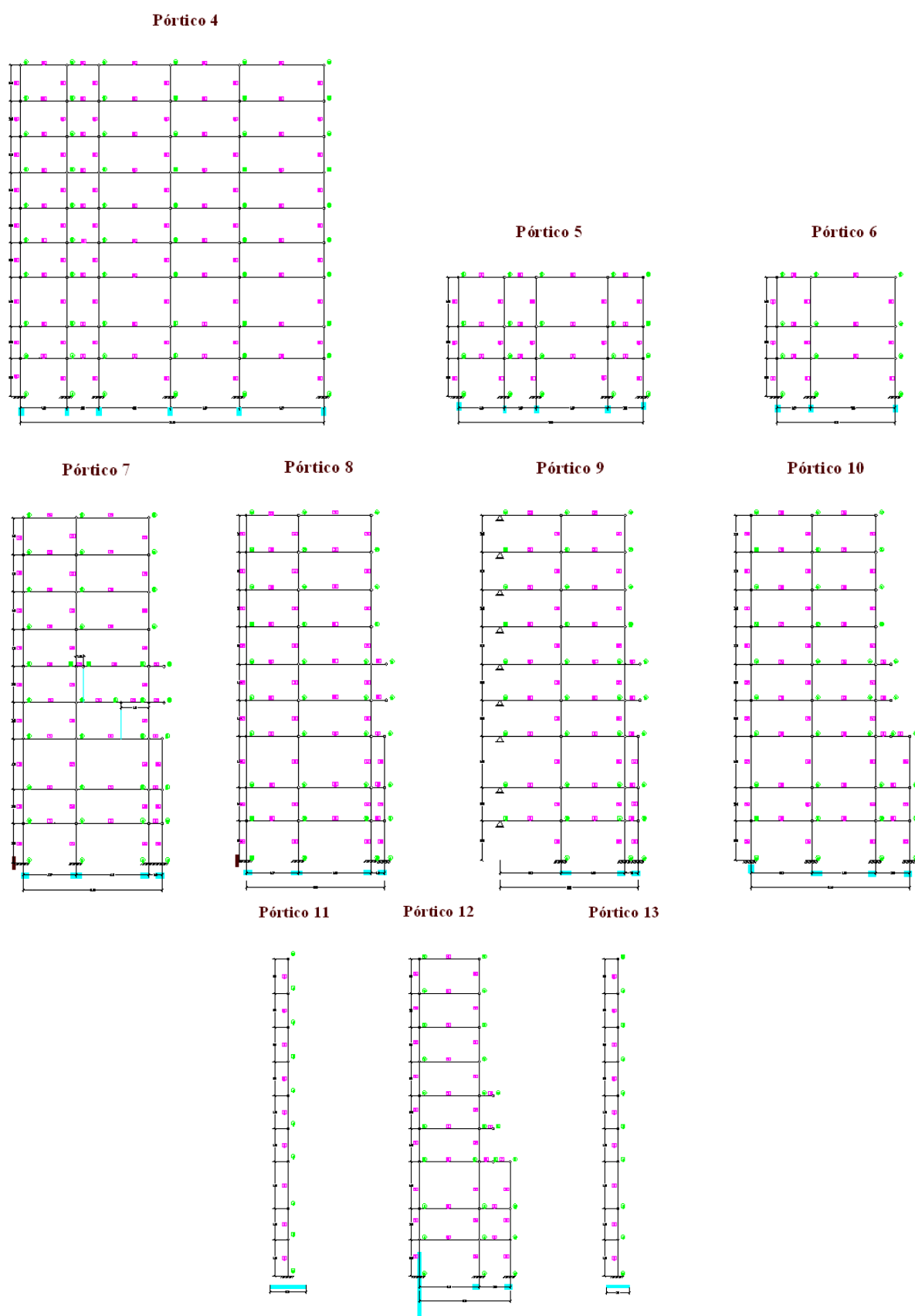


Fig. 4.13 – Representação esquemática dos pórticos (para ver com maior detalhe consultar anexo A..9)

4.6.2. MENU 3-MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL (3GLP)

Preparação dos dados relativos à construção da matriz de rigidez global, destinada à análise das acções horizontais (localização e orientação dos elementos estruturais) [8].

Serão definidas quais as estruturas tidas existentes e respectiva posição e orientação em planta.

A orientação e posição serão determinadas em relação a um sistema de eixos, cuja origem deverá encontrar-se o mais próxima possível do centro de massa global do edifício.

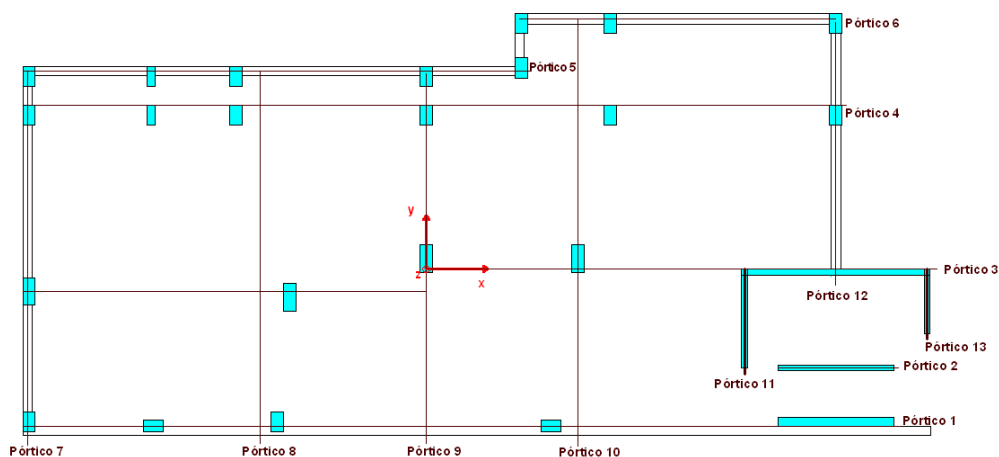


Fig. 4.14 – Localização da origem de coordenadas

Quadro 4.13 – Posição e orientação em planta dos pórticos

Pórtico	X (m)	Y (m)	Θ (°)
P1	-13	-5,12	0
P2	13,35	-3,22	0
P3	-13	0	0
P4	-13	5,33	0
P5	-13	6,43	0
P6	3,05	8,14	0
P7	-13	-5,12	90
P8	-5,42	-5,12	90
P9	0	-5,12	90
P10	4,95	-5,12	90
P11	10,37	-1,63	90
P12	13,35	0	90
P13	16,32	-1,06	90

4.6.3. MENU 4-ANÁLISE ESTATICA DE ACÇÕES HORIZONTAIS

Introdução dos dados relativos às forças estáticas globais que actuam horizontalmente ao nível de cada piso, nomeadamente o vento, segundo a direcção x e y, e os impulsos de terras [8].

Os resultados obtidos serão os deslocamentos horizontais dos pisos e forças actuantes ao nível dos pisos, nas várias estruturas elementares.

Os sentidos a considerar como positivos para as forças foram os seguintes:

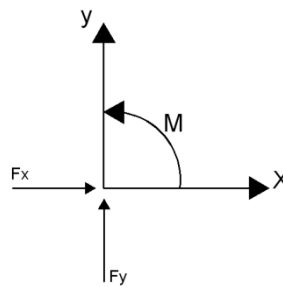


Fig. 4.15 - Representação do sentido positivo das forças e momentos

Quadro 4.14 – Forças e momentos resultantes das acções horizontais

Nível	Vento x			Vento y			Impulsos de Terras		
	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kN.m)
1							636,04	3128,03	6320,71
2							14,65	82,62	170,05
3									
4	29,16	-	-16,91	-	88,27	140,35			
5	29,65	-	-17,19	-	89,74	142,69			
6	34,82	-	-20,2	-	105,4	167,58			
7	34,82	-	-20,2	-	105,4	167,58			
8	37,5	-	-21,75	-	113,51	180,48			
9	18,75	-	-10,87	-	56,75	90,24			

4.6.4. MENU 5-ANÁLISE DINÂMICA DOS SISMOS

4.6.4.1. 5A-Modos de Vibração

Calcula as características dinâmicas do edifício, ou seja, os valores das frequências próprias e as configurações dos modos de vibração. Para tal, é necessário introduzir a matriz de massa.

Quadro 4.15 – Matriz de massa

Nível	Massa Total (t)	Xg (m)	Yg (m)	Momento Polar (t.m ²)
1	508,30	1,18	0,79	41621,82
2	486,56	1,18	0,79	39841,48
3	461,40	0,83	0,42	36872,75
4	458,64	0,83	0,42	36652,36
5	428,64	0,83	0,42	34254,67
6	397,63	0,72	-0,12	31500,04
7	397,63	0,72	-0,12	31500,04
8	397,63	0,72	-0,12	31500,04
9	339,83	0,72	-0,12	26921,86

4.6.4.2. 5B-Resposta sísmica

Após introdução das características solicitadas, é calculada a resposta da estrutura global do edifício, relativamente às acções dos sismos do tipo 1 e tipo 2. Com os resultados obtidos será possível definir qual o tipo de acção sísmica, que é superior em cada uma das direcções.

Zona sísmica - C

Tipo de terreno - II

Coefficiente de comportamento - 2

Coefficiente de amortecimento (todos os modos) - 5%

Na situação em estudo, foi obtido o seguinte cenário:

Hx- Acção sísmica tipo 1

Hy- Acção sísmica tipo 2

4.6.4.3. 5C-Esforços máximos para combinação

Calcula os esforços máximos em estruturas ticoidais, consoante se trata de uma estrutura sujeita à acção do sismo tipo 1 ou tipo 2 [8].

4.6.5. MENU 6-COMBINAÇÃO COM OUTRAS ACÇÕES

Para cada estrutura ticoidal, são introduzidos novos dados relativos às acções não horizontais, assim como as combinações de acções [8].

Para isso, são definidas as cargas distribuídas nas barras, tanto permanentes como sobrecargas, ou seja, as acções verticais a que cada barra está sujeita. Os valores destas cargas estão no anexo A.10.

É também necessário indicar a que tipo de acção horizontal o pórtico está sujeito, no caso do vento será suficiente considerar a acção do vento que actua na direcção do pórtico em questão, quanto ao sismo, o tipo de acção sísmica a ser considerada, deverá ser aquela que é mais condicionante na direcção em análise.

As acções serão introduzidas pela seguinte ordem: acções não horizontais, acções horizontais estáticas e acções horizontais dinâmicas.

O carregamento para cada acção não horizontal, pode assumir as seguintes variantes [8]:

- 1-Cargas aplicadas nos nós
- 2-Cargas uniformemente distribuídas nas barras
- 3-Cargas concentradas nas barras
- 4-Cargas trapezoidais nas barras
- 5-Outras cargas aplicadas nas barras
- 6-Variações de temperatura
- 7-Assentamentos de apoio

Neste menu, apenas são introduzidos os dados relativos às barras horizontais, que correspondem a vigas e lajes, as barras verticais que correspondem a pilares e paredes serão abordados no menu 8 do MGE.

Relativamente às combinações de acções, serão utilizadas as seguintes:

Quadro 4.16 – Combinações de acções utilizadas no menu 6

Acção Base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento	Impulso de Terras	Sismo
Sobrecarga (com vento)	1	1,5	1,5	0,6	1,5	
	2	1,5	1,5	-0,6	1,5	
Vento	3	1,5	0,6	1,5	1,5	
	4	1,5	0,6	-1,5	1,5	
Sismo	5	1	0,2		1	1,5
	6	1	0,2		1	-1,5

Este menu permite a obtenção dos deslocamentos e esforços provocados pelas acções não horizontais e também pelas combinações de acções, assim como as armaduras de flexão simples de cada barra em questão, sendo que, a percentagem de armadura deverá ser inferior a 4%.

Após análise destes resultados, será possível decidir se as soluções são adequadas, ou se é necessário alterar as secções definidas no pré-dimensionamento.

4.6.6. MENU 8-CÁLCULO DE PILARES RECTANGULARES

Serão caracterizados os pilares, através da determinação dos pórticos a que pertencem (os quais são considerados estruturas de nós fixos) e introduzidas as respectivas combinações que serão as seguintes:

Quadro 4.17 - Combinações de acções utilizadas no menu 8

Acção Base	Combinação	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Vento	Impulso de Terras	Sismo
Sobrecarga (com vento)	1	1,5	1,5	0,6	1,5	-
	2	1,5	1,5	-0,6	1,5	-
Sobrecarga	3	1,5	1,5	-	1,5	-
	4	1,5	1,5	-	1,5	-
Vento x	5	1,5	0,6	1,5	1,5	-
	6	1,5	0,6	-1,5	1,5	-
Vento y	7	1,5	0,6	-	1,5	-
	8	1,5	0,6	-	1,5	-
Sismo 1	9	1	0,2	-	1	1,5
	10	1	0,2	-	1	-1,5
Sismo 2	11	1	0,2	-	1	-
	12	1	0,2	-	1	-

O número de combinações aumenta, pois nos pilares que pertencem a dois pórticos, estes estarão submetidos a esforços nas duas direcções horizontais, mas não simultaneamente.

Os resultados permitem obter os esforços globais, que actuam no pilar, assim como, a armadura do pilar em flexão composta desviada, estando os esforços afectados das excentricidades adicionais regulamentares.

Mais uma vez, será necessária uma análise dos resultados, de modo a que o valor da percentagem de armadura seja inferior a 4%, sendo os valores entre 1% e 2% os preferenciais. Na possibilidade destes valores não se verificarem, será necessário rever as secções dos pilares e proceder às devidas alterações.

4.7. PILARES

Uma vez efectuado o pré-dimensionamento, o passo seguinte foi como já referido, a obtenção dos resultados dos esforços e das armaduras através do MGE.

Após análise dos resultados obtidos, foi necessário proceder à alteração de algumas secções dos pilares, uma vez que, a percentagem de armadura assumia valores elevados. Assim, tendo este factor em consideração e também a obtenção de secções que respeitassem na medida do possível a arquitectura imposta foram, através de tentativas, alteradas algumas secções dos pilares, até serem obtidos valores aceitáveis de percentagem de armadura.

Foi também escolhida a armadura longitudinal e transversal mais adequada, tendo como base as disposições construtivas indicadas nos artigos 121.º e 122.º do REBAP [3].

4.7.1. SECÇÕES DEFINITIVAS

As plantas dos pisos enterrados são diferentes da do piso-tipo, contudo e uma vez que, até ao 3º piso existem muros de suporte, esta solução conduz à inexistência de pilares nessa periferia, fazendo com que alguns pilares de fachada apenas existam a partir desse piso. Deste modo, apenas há interesse em apresentar a planta do piso que já engloba todos os pilares existentes.

Assim, teremos pilares de fachada e pilares interiores, sendo que os últimos juntamente com o pilar 17, são os únicos que existem desde as fundações.

Todas as dimensões, apresentam valores acima dos mínimos regulamentares, que segundo o Art.120º do REBAP [3] deverão ser superiores a 20 cm.

Na Fig. 4.16 e no Quadro 4.18 são visíveis as secções definitivas dos pilares e as respectivas localizações.

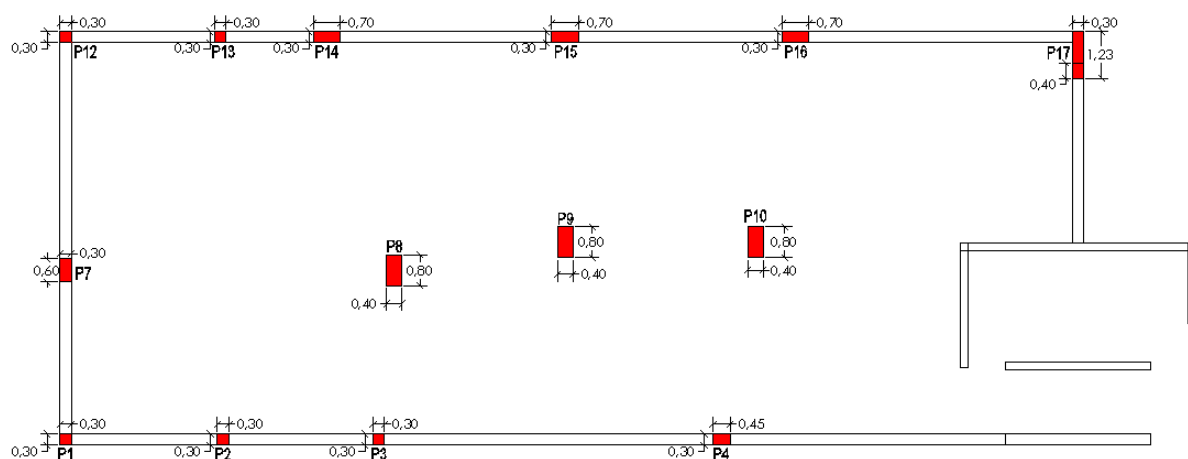


Fig. 4.16 – Representação esquemática dos pilares

Quadro 4.18 – Secções dos pilares

Pilar	17														
	1	2	3	4	7	8	9	10	12	13	14	15	16	0- 6 (pisos)	6-9 (pisos)
Secção b (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,6	0,8	0,8	0,8	0,3	0,3	0,7	0,7	0,7	1,23	0,4
h (m)	0,3	0,3	0,3	0,45	0,3	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

4.7.2. ARMADURA LONGITUDINAL

Esta armadura é obtida através do menu 8 do MGE, depois de definidas todas as secções dos pilares, e tendo em conta que o valor da percentagem de armadura deverá ser inferior a 4%, sendo os valores entre 1% e 2% os mais aconselhados, especialmente por razões económicas.

O programa fornece não só a área de armadura longitudinal (A_s máximo), como o valor de A_s (min) consoante as regras vigentes no REBAP.

Condições regulamentares:

Artigo 121º, REBAP [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \textit{Along} \quad \min \geq 0,6\% \textit{Ac} \\ \textit{Along} \quad \max \leq 8\% \textit{Ac} \\ \textit{Mínimo de um varão junto de cada ângulo da secção} \\ \phi \min \geq 10 \textit{mm} \\ \textit{Espaçamento} \leq 30 \textit{cm}, \textit{porém em faces cuja largura seja igual ou inferior a 40 cm,} \\ \textit{basta dispor de varões junto aos cantos} \end{array} \right.$$

É ainda possível obter a composição da armadura longitudinal a partir da introdução da quantidade de varões pretendidos por face. O resultado irá indicar o número de varões e o respectivo diâmetro, sendo que a sua distribuição respeita o número de varões por face previamente estabelecido e um espaçamento igual ao longo de cada face [8].

Uma vez que o cálculo da armadura é realizado piso a piso, é possível proceder também à alteração da armadura consoante se vai mudando de piso e desde que se justifique. Desta forma, é possível efectuar um dimensionamento mais económico.

4.7.3. ARMADURA TRANSVERSAL

Destina-se a cintar o betão e impedir a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

Deverão ser respeitadas algumas disposições construtivas, enunciadas no Artigo 122º do REBAP [3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \textit{Espaçamento} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \times \phi \min(\textit{Along}) \\ \textit{Menor dimensão da secção do pilar} \\ 30 \textit{cm} \end{array} \right. \\ \textit{Se } \phi(\textit{Along}) \geq 25 \textit{mm} \rightarrow \phi(\textit{Atrans}) \geq 8 \textit{mm} \end{array} \right.$$

4.8. PAREDES

São os elementos laminares, cuja largura excede cinco vezes a espessura (a qual não deverá ser inferior a 10 cm) e que se encontram submetidos a esforços de compressão, associados ou não a flexão [3].

No presente caso, estamos na presença de shear-walls, que são paredes destinadas a resistir essencialmente a forças aplicadas no seu plano. Sendo assim, estas paredes vão funcionar como vigas encastradas na sua fundação e como tal submetidas a esforço axial, momentos flectores e esforços transversos, estes últimos apresentando valores maiores junto à sua fundação.

O processo de dimensionamento das paredes é em tudo semelhante ao dos pilares, sendo que as secções definidas para estas, tiveram em conta as imposições arquitectónicas. Um exemplo é a Parede 5, que apesar de apresentar a mesma largura da Parede 6, possui uma espessura ligeiramente superior, visto ter sido optado manter a espessura que já havia sido definida para as vigas. Isto para uma posterior facilidade na execução em obra e para evitar enganos.

Contudo, e apesar de se retirar a armadura longitudinal do mesmo modo que se procede com os pilares, a forma como se dispõe a armadura é um pouco diferente da já enunciada para os pilares.

Quanto à verificação da armadura horizontal das paredes, esta será realizada admitindo o seu funcionamento como viga.

4.8.1. ARMADURA VERTICAL

A armadura vertical corresponde à armadura longitudinal retirada do menu 8, porém, é necessário ter em atenção, que uma vez que não é introduzida nenhuma informação de que se trata de uma parede, a armadura mínima é definida, tendo em conta as disposições para os pilares, as quais diferem na percentagem mínima de A_s . Desta forma, foi tida em conta esta pequena diferença.

Artigo 125.º-REBAP [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s(Vert) \geq 0,3\% A_c \\ A_s(Vert) \leq 4\% A_c \\ \text{Varões distribuídos pelas duas faces da parede} \\ \text{Espaçamento} \leq \begin{cases} 2 \times \text{espessura} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

A disposição da armadura será definida através da concentração de armadura nos extremos da parede, pois esta encontra-se sujeita à flexão. Deste modo, será definida a armadura mínima a dispor ao longo da parede, tendo em atenção o espaçamento mínimo e sendo a restante armadura concentrada nas extremidades da parede.

4.8.2. ARMADURA HORIZONTAL

Esta armadura deverá ser disposta por face, exteriormente à armadura vertical. A secção desta armadura em cada face deverá ser, segundo o Artigo 126.º do REBAP [3]:

$$A_s(Hor) / \text{face} \geq 0,0005 \times b \times a \quad (4.19)$$

Em que a é a altura e b é a espessura da parede

4.8.3. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Para obter os valores de esforço transverso V_{sd} , foram analisados os resultados obtidos no menu 6 do MGE. Neste menu as barras correspondentes às paredes foram analisadas, e obtidos os valores de V_{sd} de cada uma delas. Foi assim encontrado o valor máximo de V_{sd} de cada barra, a partir das várias combinações existentes e retirado o A_{sw}/s mais condicionante, o qual foi utilizado para a definição da armadura de esforço transverso.

A obtenção da armadura de esforço transverso efectua-se do seguinte modo:

Artigo 53.º-REBAP [3]

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad (4.20)$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (4.21)$$

V_{Rd} - Valor de cálculo do esforço transverso resistente

V_{cd} - Termo corrector da teoria de Mörsch

V_{wd} - Resistência da armadura de esforço transverso segundo a teoria de Mörsch

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (4.22)$$

τ_1 -tensão cujo valor é de 0,75 MPa para betões da classe C25/30

b_w -largura da alma da secção

d -altura útil da secção

$$V_{wd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} (1 + \cot g \alpha) \sin \alpha \quad (4.23)$$

d -altura útil da secção

A_{sw} -área da secção de armadura de esforço transverso

S - espaçamento das armaduras de esforço transverso

f_{syd} -valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço das armaduras de esforço transverso, será de 435MPa.

α -ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso como eixo do elemento, 90°.

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{wd} - \tau_1 \times b \times d \times 1000}{0,9 \times d \times f_{syd} \times 10} \quad (4.24)$$

Após obtida a armadura de esforço transverso, esta é comparada com a armadura horizontal mínima e definida qual a mais condicionante. Quando a armadura de esforço transverso apresenta valores negativos, significa que não será necessária a sua colocação.

4.8.4. SOLUÇÕES ADOPTADAS

**

Quadro 4.20 – Armaduras adoptadas para as paredes

		Parede 5		Parede 6	Parede 11	Parede 26	Parede 27
		Até ao piso 5-6	A partir do piso 6-7				
	b (m)	0,3		0,2	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,76		3,76	6,15	3,23	2,1
	d (m)	3,71		3,71	6,1	3,18	2,05
Armadura Vertical	As,min (cm ²)	33,84		22,56	36,9	19,38	12,6
	As (cm ²)	43	33,84	22,56	60	50	30
	As	48,82	39,78	32,74	85,16	51,98	44,08
	Adoptado (cm ²)	8Ø20 + Ø10//0,20	8Ø16 + Ø10//0,20	8Ø12 + Ø10//0,20	8Ø20 + Ø10//0,15	8Ø20 + Ø10//0,15	8Ø20 + Ø10//0,20
Armadura Horizontal	As,min (cm ²)	1,5		1	1	1	1
	As	1,68		1,4	1,4	1,4	1,4
	Adoptado (cm ²)	Ø6//0,15	Ø6//0,20	Ø6//0,20	Ø6//0,20	Ø6//0,20	Ø6//0,20
Armadura de Esforço Transverso	τ_1 (Mpa)	750		750	750	750	750
	f_{syd} (KN)	435000		435000	435000	435000	435000
	V_{sd} (KN)	610,58		413,38	674,44	1094,58	527,43
	Asw/S	-0,000154338		-9,9E-05	-0,0001	0,000496	0,000274
	As Adoptado (cm ²)	-	-	-	Ø6//0,20*	Ø6//0,20	Ø6//0,20

*Armadura existente apenas no 1º piso e adicionada à armadura horizontal, para alcançar o valor de armadura de Ø6//0,10, que é o necessário.

**Os valores a negrito das armaduras, são aqueles que efectivamente serão utilizados.

4.9. VIGAS

As vigas existentes no edifício são apenas vigas de fachada, uma vez que estamos na presença de uma solução que engloba uma laje fungiforme, sendo que as vigas 7,8,9,10 e 11 apenas existem a partir do piso 6.

Para este trabalho, apenas foram dimensionadas as vigas correspondentes ao piso-tipo. Este piso, como já referido, é o piso que será utilizado para a realização do estudo da deformabilidade que se seguirá.

O dimensionamento das vigas será limitado a este piso, porém, uma vez que este representa outros dois pisos, será feito um dimensionamento considerando sempre os valores mais condicionantes. Ou seja, serão escolhidos sempre os valores de esforços, armaduras, zeros (para as dispensas) mais limitativos, sendo para isso sempre efectuada uma envolvente dos valores correspondentes aos três pisos que o piso-tipo representa.

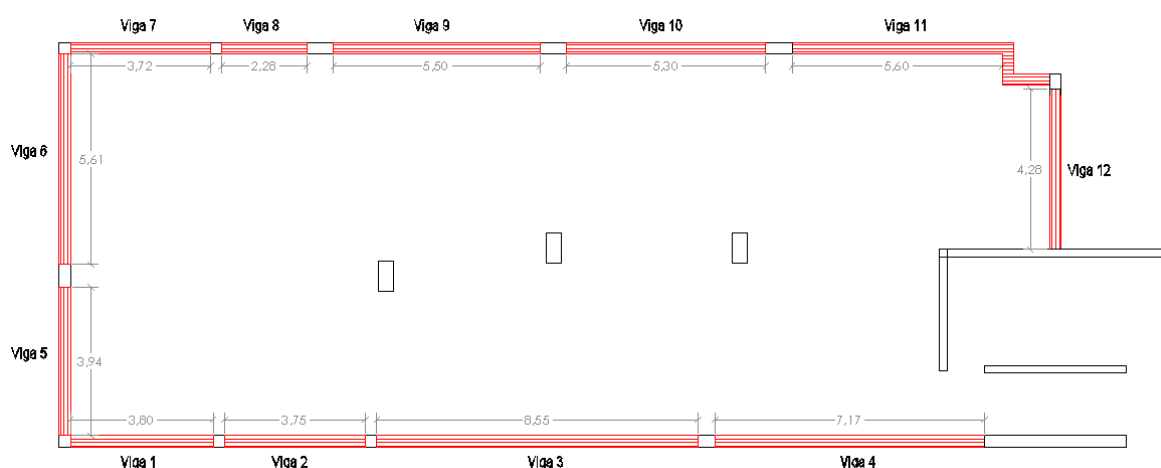


Fig. 4.17 – Representação esquemática das vigas

O dimensionamento das vigas é realizado através do menu 6 do MGE, sendo possível obter tanto as armaduras longitudinais superiores e inferiores, como as transversais e ainda dados para a realização das necessárias dispensas das armaduras.

4.9.1. SECÇÃO DEFINITIVA

Uma vez que a percentagem de armadura se encontra dentro dos limites estabelecidos e os valores dos momentos reduzidos são aceitáveis em todas as vigas de todos os pórticos, a secção definida no pré-dimensionamento não terá de ser alterada. Permanecendo desta forma, a secção estabelecida inicialmente, com altura de 0,70m e largura de 0,30 m.

4.9.2. ARMADURA LONGITUDINAL

A percentagem de armadura longitudinal de tracção das vigas, ρ , deverá ser superior a 0,12. Este valor é fornecido pelo MGE e indicado como A_s (min).

Quanto ao valor máximo de área de armadura longitudinal, deve ser inferior a 4% da área total da secção da viga (Artigo 90.º REBAP [3])

O MGE fornece os valores para a armadura de tracção (inferior e superior) para as extremidades da barra, os n -ésimos do vão e os pontos de momento máximo e mínimo no vão [8].

Desta forma e consoante os valores obtidos pela envolvente dos três pisos em análise, poderemos obter os valores de armaduras necessárias em cada viga, não esquecendo que é necessário garantir sempre a armadura mínima.

Assim, teremos a armadura superior correspondente aos momentos negativos e que terá valores máximos nos apoios e a armadura inferior devida aos momentos positivos e com valores máximos a meio vão. Contudo, poderão ocorrer algumas situações, em que nos apoios os resultados da armadura inferior sejam superiores à armadura mínima exigida, podendo acontecer o mesmo a meio vão, com a armadura superior, isto deve-se à influência das acções horizontais na estrutura. Estas podem condicionar o comportamento da mesma, levando a um aumento significativo da armadura necessária em zonas que à partida não necessitariam. É desta forma necessário, ter em conta esta situação.

De seguida é visível um exemplo relativo ao Pórtico 1:

O Quadro 4.21 relaciona as vigas existentes no pórtico em análise e as respectivas barras por piso, que as representam no MGE.

Quadro 4.21 – Correspondência entre vigas e barras do MGE

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4
Piso 8	26	27	28	29
Piso 7	31	32	33	34
Piso 6	36	37	38	39

Através do menu 6 do MGE, são retirados os valores mais condicionantes para cada viga, nomeadamente de momentos e armaduras para os apoios e meio vão.

Todo o processo de definição da armadura a utilizar, assim como da dispensa da mesma, será realizado a partir dos valores de A_s e não dos momentos. Foi utilizado este critério como meio de simplificação, sendo que esta aproximação poderá ser considerada válida, desde que os valores dos momentos reduzidos (μ) sejam inferiores a 0,3.

Relativamente aos valores de x e zeros serão obtidos em função da envolvente de momentos flectores que apresenta o seguinte aspecto:

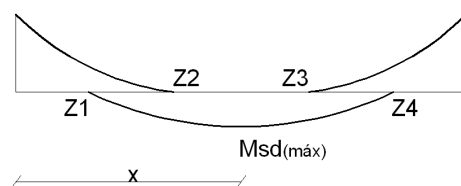


Fig. 4.18 – Envolvente dos momentos flectores [8]

Assim, os zeros que interessam são o Z2 e o Z3, visto serem os mais condicionantes em termos de dispensa de armaduras.

Quadro 4.22 – Valores de momentos e armaduras obtidos através do MGE para cada viga

Viga 1 l=4,1 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	1,35	0,001	0,05
0,00	-59,22	0,027	2,13
4,10	-72,84	0,033	2,62
1,94M	73,26	0,034	2,64
zeros: 0,92; 3,26			

Viga 2 l=4,05 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0,00	-96,90	0,044	3,51
4,05	-241,02	0,110	9,08
1,58m	-24,07	0,011	0,85

Viga 3 l=8,93 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-322,6	0,148	12,48
8,93	-471,93	0,216	19,44
4,20M	263,99	0,121	10,02
zeros: 1,52; 6,84			

Viga 4 l=7,4 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-459,08	0,21	18,8
7,4	16,75	0,008	0,59
7,4	-75,3	0,035	2,71
4,54M	224,92	0,103	8,43
zeros: 2,15; 6,74			

$$A_{smin}=2,38 \text{ cm}^2$$

Analisando os valores das tabelas, são definidos quais os valores de armaduras mais condicionantes, tendo sempre em atenção a exigência da armadura mínima. Esta, uma vez que apenas depende da secção da viga, apresenta sempre o valor de 2,38 cm².

É ainda necessário salientar, que uma vez que não foi efectuada a alternância de sobrecargas no processo de dimensionamento, este aspecto será considerado através do aumento de 20% de armadura a meio vão, ou seja na armadura inferior, de modo a garantir que se está a actuar pelo lado da segurança.

Quadro 4.23 – Resumo das armaduras

		Viga 1				Viga 2				Viga 3				Viga 4			
As Superior (cm ²)	As,calc	2,13			3,51			12,48			19,44			2,71			
	As,min	2,38															
	As,efect	8,54	6,28	6,28	8,54	6,28	6,28	16,1	9,82	9,82	19,64	9,82	9,82	13,84			
	L ₀		0,92	0,92	0,84			1,52	1,52		2,09	2,15		0,66			
As Inferior (cm ²)	As,calc	0,05	2,64				0,85			10,02			8,43	0,59			
	As,min	2,38	3,17		2,38	2,38		2,38	12,02		2,38	10,12		2,38			
	As,efect	4,02	5,6		4,02	5,6		4,02	10,3		6,28	10,3		6,28			
		↑	↑		↑												
		Apoio	Vão		Apoio												

Será então necessário, definir o tipo de armadura a utilizar, nomeadamente diâmetro e número de varões consoante a área de armadura necessária.

As opções a tomar, deverão respeitar determinadas disposições construtivas. Assim, deverá ser respeitada uma distância livre entre armaduras, que permita boas condições para a realização da betonagem, de modo a garantir um bom envolvimento do betão e as necessárias condições de aderência.

Desta forma, será necessário garantir que a distância livre entre varões de armaduras, será superior ao maior diâmetro dos varões a utilizar, com um mínimo de 2 cm (Artigo 77.º- REBAP [3]), sendo a distância máxima limitada a 10 cm, uma vez que estamos a falar de um ambiente pouco agressivo ($w=0,3$ mm) (Artigo 91.º-REBAP [3]). Esta restrição, tem em consideração a limitação da fendilhação; logo se for respeitada a condição mencionada não será necessário verificar o Estado Limite de utilização de fendilhação.

Quanto ao recobrimento a considerar, este deverá possibilitar a realização da betonagem em boas condições e garantir a protecção contra a corrosão e também a eficaz transmissão das forças entre as armaduras de betão. Uma vez que nos situamos num ambiente pouco agressivo, apenas seria necessário um recobrimento de 2 cm, contudo para garantir que se actua pelo lado da segurança, será escolhido um recobrimento de 4 cm, de modo a assegurar que eventuais erros de colocação em obra, conduzem a uma altura mínima de $d=h-0,04$ m.

Há ainda que ser considerada a máxima dimensão do inerte utilizado, em termos de definição da distância entre varões e recobrimento, de modo a garantir um eficaz envolvimento das armaduras pelo betão.

Por fim, será necessário definir uma curvatura máxima das armaduras, de modo a que a resistência destas não seja afectada e que o betão não seja esmagado ou fendilhado devido á pressão que se exerce na zona da curva [3]. O valor adoptado foi de 20mm.

4.9.2.1. Armadura Superior

Tendo em conta todos os aspectos acima mencionados, foram escolhidas as seguintes soluções para as armaduras superiores, correspondentes aos momentos negativos e para as quais serão realizadas dispensas.

Quadro 4.24 – Armadura Longitudinal Superior

		As (cm ²)	
		Apoio	Meio Vão
Viga 1	Esq	2Ø20+2Ø12	2Ø20
	Dir	2Ø20+2Ø12	2Ø20
Viga 2	Esq	2Ø20+2Ø12	2Ø20
	Dir	2Ø25+2Ø20+ Ø12	2Ø20
Viga 3	Esq	2Ø25+2Ø20+ Ø12	2Ø25
	Dir	4Ø25	2Ø25
Viga 4	Esq	4Ø25	2Ø25
	Dir	2Ø25+2Ø16	2Ø25

Relativamente à interrupção da armadura longitudinal superior, o processo utilizado foi o seguinte:

É considerado o diagrama de momentos flectores de cada viga e determinada a sua envolvente conforme explicado. Como meio de simplificação, será considerado que nos apoios o desenvolvimento do diagrama de momentos, será linear e não parabólico como na realidade este é. É ainda retirado o zero, que passará a corresponder à distância l_0 , e que será um dos parâmetros que serão mantidos no novo diagrama a definir em função da armadura.

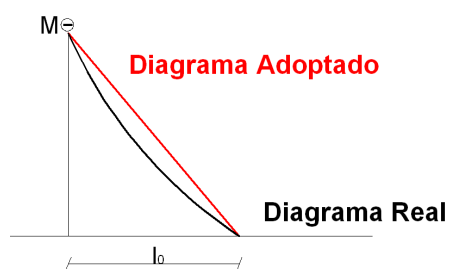


Fig. 4.19 - Diagrama real vs. Diagrama adoptado

Assim, será criado um paralelismo entre o diagrama de momentos negativos adoptado e o diagrama que irá representar a área de armadura.

O valor de l_0 irá corresponder à distância até onde é necessário garantir a armadura de cálculo. E X será o valor a partir do qual a armadura corrida é suficiente, podendo haver a dispensa da restante.

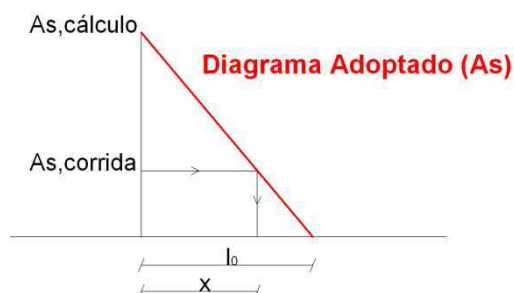


Fig. 4.20 - Diagrama a utilizar para realização da interrupção da armadura superior

Desta forma, é necessário obter o valor da incógnita X , de modo a saber a partir de que distância se poderá efectuar a dispensa. Isso é realizado com o auxílio da fórmula 4.25.

$$X = l_0 \times \frac{As, \text{cálculo} - As, \text{corrida}}{As, \text{cálculo}} \quad (4.25)$$

Uma vez obtido o valor de X , para definir o l_{total} , que representa a distância desde o eixo do apoio até ao ponto em que se dispensa a armadura, será necessário considerar as disposições construtivas existentes para o caso de dispensa de armaduras.

Assim, segundo o Artigo 92º do REBAP, “a armadura longitudinal de tracção das vigas só pode ser interrompida desde que garanta a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga; do diagrama Msd/z , em que Msd é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço do binário das forças interiores na mesma secção”[3].

Para definir o valor da translação, al , é necessário considerar o valor de cálculo do esforço actuante, V_{sd} , e o tipo de armadura de esforço transversal. Os estribos adoptados são verticais, como tal, nas zonas em que $V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$ teremos $al = d$ (altura útil da viga), e nas zonas em que $V_{sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$ os valores de al poderão ser diminuídos de $0,25 d$. Porém, optou-se por manter o valor de $al = d$ em todas as zonas, actuando pelo lado da segurança.

Quanto aos comprimentos de amarração $l_{b,net}$ e segundo o Artigo 81.º do REBAP, poderá ser utilizado o valor indicado para o caso em estudo, que engloba aço do tipo A500, betão da classe B30, estando estas armaduras em outras condições de aderência, sendo esse valor 60ϕ .

Ter-se-á então todos os elementos que definem o l_{Total} , o qual será calculado do seguinte modo:

$$l_{\text{Total}} = X + al + \frac{As, \text{effect} - As, \text{corrida}}{As, \text{effect}} \times l_{b,net} \quad (4.26)$$

Quadro 4.25 – Interrupção da Armadura Longitudinal Superior

			Dispensas							
			As,calc (cm ²)	As,effect (cm ²)	As,corr (cm ²)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	L _{b,net} (m)	L _{Total} (m)
Viga 1	Esq	As,effect:2Ø20+2Ø12	2,13	8,54	6,28	0,92	0,00	0,66	0,60	0,82
		As,corrida:2Ø20								
	Dir	As,effect:2Ø20+2Ø12	2,62	8,54	6,28	0,84	0,00	0,66	0,72	0,85
		As,corrida:2Ø20								
Viga 2	Esq	As,effect:2Ø20+2Ø12	3,51	8,54	6,28	0,00	0,00	0,66	0,72	0,85
		As,corrida:2Ø20								
	Dir	As,effect:Ø25+2Ø20+Ø12	9,08	16,10	6,28	0,00	0,00	0,66	1,20	1,39
		As,corrida:2Ø20								
Viga 3	Esq	As,effect:Ø25+2Ø20+Ø12	12,48	16,10	9,82	1,52	0,32	0,66	1,20	1,45
		As,corrida:2Ø25								
	Dir	As,effect:4Ø25	19,44	19,64	9,82	2,09	1,03	0,66	1,50	2,44
		As,corrida:2Ø25								
Viga 4	Esq	As,effect:4Ø25	18,80	19,64	9,82	2,15	1,03	0,66	1,50	2,44
		As,corrida:2Ø25								
	Dir	As,effect:2Ø25+2Ø16	2,71	13,84	9,82	0,66	0,00	0,66	0,96	0,94
		As,corrida:2Ø25								

4.9.2.2. Armadura Inferior

A armadura inferior é escolhida, tendo em consideração todas as disposições construtivas já enunciadas para as armaduras superiores. É contudo necessário realçar que, as dispensas de armaduras, serão realizadas através do prolongamento da armadura a interromper por mais 20 cm além da face exterior do apoio.

Quadro 4.26 – Armadura longitudinal inferior

	Meio vão	
	As,min	As,efect
Viga 1	3,17	5,6
	2Ø16+2Ø10	
Viga 2	2,38	5,6
	2Ø16+2Ø10	
Viga 3	12,02	12,31
	2Ø20+3Ø16	
Viga 4	10,12	10,3
	2Ø20+2Ø16	

4.9.3. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Segundo o artigo 94.º do REBAP [3], as vigas devem ser armadas ao longo de todo o vão com estribos que abranjam a totalidade da sua altura, os quais devem envolver a armadura longitudinal de tracção e também a armadura de compressão, quando esta seja considerada como resistente.

A distância entre dois ramos consecutivos do mesmo estribo não deve exceder a altura útil da viga, nem 60cm. Relativamente à percentagem máxima de estribos e o seu espaçamento máximo, estes valores são fornecidos pelo MGE, respeitando todos os valores estipulados no REBAP.

Assim, através do MGE são obtidos os valores de A_{sw}/S (que se trata da área total da secção transversal dos estribos por cm de comprimento), A_{sw}/S (min), R_e e R_d (zonas a armar com estribos superiores a A_{sw}/S (min) de acordo com a figura abaixo).

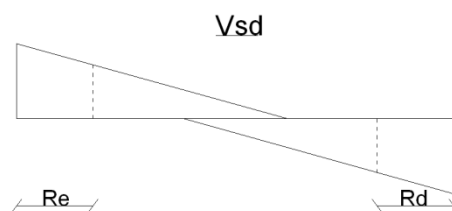


Fig. 4.21 – Representação esquemática do diagrama de esforço transverso [8]

Quadro 4.27 – Armadura de esforço transverso

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4
Asw/S (cm ²)	0,024	0,024	0,062	0,058
Solução adoptada	2RØ8//0,20	2RØ8//0,20	2RØ8//0,10	2RØ8//0,10
Re (m)	-	-	0,9	1,2
Rd (m)	-	-	1,3	-

Asw/S (min)- 0,024 cm²

Através da análise do quadro acima transcrito é visível que quando existe Re ou Rd, significa que a armadura a colocar será superior à armadura mínima regulamentar exigida.

4.9.4. VIGA EM CONDIÇÕES ESPECIAIS

A viga 11 apresenta um formato diferente das restantes, que foi imposto por motivos arquitectónicos.

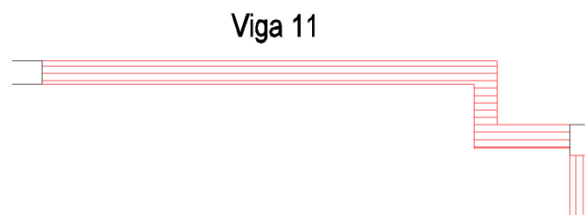


Fig. 4.22 - Representação da viga em análise

Esta viga foi dimensionada do mesmo modo que as restantes vigas; contudo, foram analisados os momentos torsores a que esta se encontrava sujeita.

Estes valores foram achados após introdução do modelo do piso-tipo no programa de cálculo ROBOT. Assim, foi obtido o seguinte diagrama de momentos torsores:

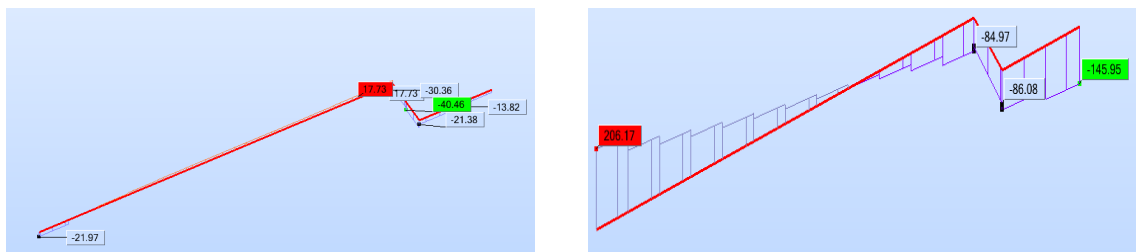


Fig. 4.23 - Diagrama de momentos torsores e esforços transversos

A armadura relativa ao esforço transverso foi dimensionada segundo o MGE, apenas os dados necessários para a armadura de torção é que foram retirados do ROBOT.

É possível verificar, que o momento torsor apresenta um valor máximo de 40,46 kN. Contudo, uma vez que a fendilhação afecta a rigidez à torção das peças em betão armado, optou-se por tomar para momentos torsores apenas 70% dos valores elásticos dados pelo programa de cálculo.

Assim, será para um valor máximo, correspondente a 70% do valor elástico que serão dimensionadas as armaduras de torção da viga 11.

Teremos então:

$$T_{Sd} = 70\% \times 40,46 = 28,33 \text{ kN}$$

Segundo o Artigo 55.º do REBAP, será considerada “... uma treliça tubular formada por bielas de betão comprimidas e por armaduras traccionadas transversais e longitudinais situadas na periferia da secção.” [3], cuja representação encontra-se na imagem abaixo:

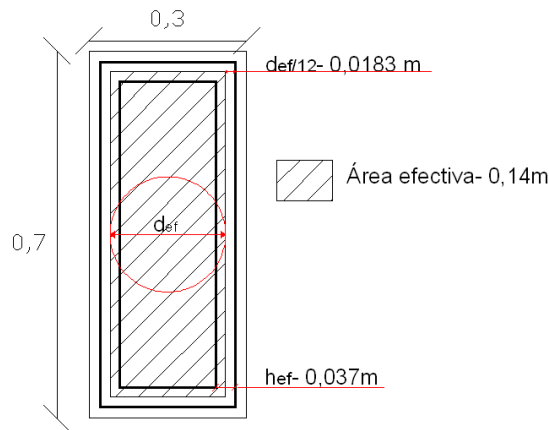


Fig. 4.24 – Representação esquemática da secção oca eficaz

Deverá ser verificada a seguinte condição:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} \quad (4.27)$$

E temos que,

$$T_{Rd} = T_{cd} + T_{td} \quad (4.28)$$

Uma vez que existe torção associada a esforço transversal, o termo T_{cd} será anulado, assim teremos:

$$T_{Sd} = T_{td} \Leftrightarrow T_{Sd} = 2 A_{ef} \frac{A_{st}}{s} f_{syd}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{28,33}{2 \cdot 0,14 \cdot 435 \times 10^3} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Analisando a armadura de esforço transversal necessária nesta viga, obtida a partir do MGE, temos:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,042 (2 \text{ ramos}) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0,021 (1 \text{ ramo})$$

Assim, somando a armadura de esforço transverso necessária e a armadura de torção, vamos obter o seguinte valor de armadura:

$$0,021 + 0,024 = 0,045 (\text{para um ramo do estribo}) \leftrightarrow 4,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8 // 0,10$$

Será ainda necessário definir a armadura longitudinal de torção:

$$T_{Rd} = T_{ld} \quad (4.29)$$

$$T_{Sd} = T_{ld} \leftrightarrow T_{Sd} = 2 A_{ef} \frac{A_{sl}}{u_{ef}} f_{syd}$$

$$\frac{A_{sl}}{u_{ef}} = \frac{28,33}{2.014.435 \times 10^3} = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sl} = 2,4 \cdot 1,68 = 4,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12$$

4.10. LAJES

A solução adoptada para as lajes foi o tipo de laje fungiforme, que são lajes contínuas apoiadas directamente em pilares, armadas em duas direcções, e que podem ser aligeiradas nas zonas centrais dos vãos.

O pré-dimensionamento, foi realizado com base no estipulado para lajes maciças, sendo que as disposições construtivas podem ser adaptadas destas e das lajes aligeiradas, tendo como base o Artigo 119.º do REBAP.

Relativamente aos esforços actuantes, a sua determinação já é sensivelmente diferente, havendo um conjunto de regras que podem ajudar neste processo.

Contudo é necessário relembrar, que a introdução das lajes no MGE foi realizada, através da associação destas a barras com a secção correspondente à área de influência do respectivo troço de laje.

Assim, a determinação da armadura das lajes é definida tendo em consideração este pormenor relativo aos dados fornecidos pelo MGE, os quais têm de ser tratados, de maneira a alcançar os valores reais da armadura.

Para isso, é necessário considerar o método enunciado no REBAP para determinação dos esforços, o qual resume-se a considerar a estrutura formada pela laje e os pilares de apoio, dividida em dois conjuntos independentes de pórticos em direcções ortogonais, respeitando para isso algumas regras impostas pelo Artigo 119.º do REBAP [3]:

- “Cada pórtico é constituído por uma fila de pilares e por travessas formadas pelos troços de laje compreendidos entre meios dos painéis de laje adjacentes a essa fila de pilares; porém, para a determinação dos esforços devidos a forças horizontais, a rigidez deve ser reduzida a metade do seu valor”;
- “As cargas actuantes em cada pórtico são as correspondentes à largura das suas travessas, não se devendo considerar portanto qualquer repartição das cargas entre pórticos ortogonais”;

- c) “Os momentos flectores assim determinados nas travessas devem ser distribuídos, nas suas faixas central e lateral, de acordo com as regras indicadas no seguinte quadro”:

QUADRO XVII

Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes
(em percentagem do momento total)

Momentos flectores	Faixa central da travessa $a_1 + a_2$ ou $a_2^{(1)}$	Faixas laterais da travessa $b_1 + b_2$ ou $b_2^{(1)}$
Momentos positivos	55	45
Momentos negativos	75	25

⁽¹⁾ $a_1 + a_2$ e $b_1 + b_2$ – para pórticos intermédios.
 a_2 e b_2 – para pórticos extremos.

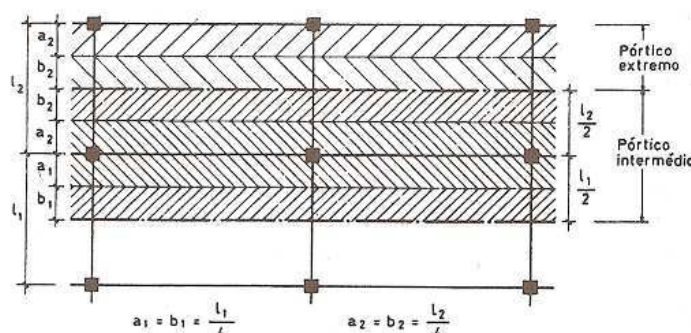


Fig. 4.25 - Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes

Serão definidas as bandas do pilar e laterais, segundo a direcção XX e YY. Uma vez que os pilares não se encontram alinhados na direcção XX, será utilizada uma envolvente da área de influência dos dois alinhamentos, de modo a considerar a situação mais condicionante.

Para efeitos de cálculo serão consideradas as larguras da banda do pilar e laterais em função dos pórticos previamente definidos e para os quais existem valores calculados. Em desenho e uma vez que a situação definida considerando a envolvente da área de influência, está pelo lado da segurança a armadura será disposta considerando estes limites.

De seguida será exposto o exemplo da direcção XX.

4.10.1. DIRECÇÃO XX

Segundo esta direcção, o único pórtico que não pertence à fachada é o Pórtico 3, como tal, será para este que serão retirados os valores para a determinação das armaduras nas lajes.

Quadro 4.28 – Momentos flectores existentes em cada barra constituinte do pórtico 3

		Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
Pórtico 3	M- (KN.m)	662,28	425,21	300,97	205,72
	M+ (KN.m)	376,4	46,11	110,32	139,32

Depois de obtidos os valores dos momentos mais condicionantes, da mesma forma que se procedeu para as vigas, é definido o momento por metro para a banda do pilar e para a banda lateral. Este valor é afectado do coeficiente que representa a distribuição dos momentos nas lajes.

Obtido o valor do momento que efectivamente deve ser considerado para efeitos de dimensionamento, resta definir o momento reduzido e consequentemente a armadura necessária, tendo sempre em atenção a armadura mínima exigida.

A armadura é definida por metro de laje, logo, será determinado o espaçamento a utilizar, o qual terá de no comprimento de um metro, garantir o número de varões exigidos pela quantidade de armadura calculada.

4.10.1.1. Armadura Inferior - Momentos Positivos

Quadro 4.29 - Banda do pilar- momentos positivos

BP	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	376,4	2,62	0,55	79,2	1	0,25	0,076	9,40	3,00	Ø10//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	46,11	2,62	0,55	9,7	1	0,25	0,009	1,08	3,00	Ø10//0,20
3º Vão	110,32	2,62	0,55	23,2	1	0,25	0,022	2,62	3,00	Ø10//0,20
4º Vão	139,32	2,62	0,55	29,3	1	0,25	0,028	3,32	3,00	Ø10//0,20

Quadro 4.30 - Banda lateral- momentos positivos

BL	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	376,4	2,62	0,45	64,8	1	0,25	0,062	7,59	3,00	Ø10//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	46,11	2,62	0,45	7,9	1	0,25	0,008	0,88	3,00	Ø10//0,20
3º Vão	110,32	2,62	0,45	19,0	1	0,25	0,018	2,13	3,00	Ø10//0,20
4º Vão	139,32	2,62	0,45	24,0	1	0,25	0,023	2,71	3,00	Ø10//0,20

4.10.1.2. Armadura Superior - Momentos Negativos

Para definição da armadura superior, foi inicialmente determinada qual a armadura mínima de retracção a dispor, ao longo da laje.

Assim, foi utilizado o disposto no EC2, pág 4-99, relativamente à armadura de tracção [4]:

$$As = k_c k_{f_{ct,ef}} A_{ct} / \sigma_s \quad (4.30)$$

$$As = 11,65 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow As / \text{por face} = 5,82 \text{ cm}^2 / \text{m} (\phi 12 // 0,20)$$

 $kc = 1$ (tracção simples)

 $k = 0,8$ (tensões de tracção devidas a impedimentos a deformações intínsecas em geral)

 $f_{ct,ef} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = 1 \times 0,28 \text{ m}^2$
 $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

Esta armadura foi colocada de uma forma genérica em cada uma das direcções para garantir um controle adicional da fendilhação.

Assim, foi garantida a disposição desta armadura ao longo da laje havendo o reforço de armadura na zona dos pilares, de modo a perfazer a armadura necessária estabelecida pelos cálculos efectuados.

Quadro 4.31 – Banda do pilar- momentos negativos

BP	M – (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	662,28	2,62	0,75	189,9	1	0,25	0,182	20,64	3,00	Ø20//0,20
2º Apoio	425,21	2,62	0,75	121,95	1	0,25	0,117	12,52	3,00	Ø16//0,20
3º Apoio	300,97	2,62	0,75	86,32	1	0,25	0,083	8,59	3,00	Ø10//0,20
4º Apoio	205,72	2,62	0,75	59,00	1	0,25	0,057	5,73	3,00	Ø10//0,20*
5º Apoio	278,3	2,62	0,75	79,82	1	0,25	0,076	7,90	3,00	Ø10//0,20

* Esta armadura não é necessária, visto a armadura definida previamente para efeitos de retracção, já garantir os valores obtidos através dos cálculos, contudo e uma vez que se trata da banda do pilar, será colocada uma armadura de reforço, de modo a actuar-se pelo lado da segurança.

Quadro 4.32 – Banda lateral- momentos negativos

BL	M – (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	B (m)	D (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	662,28	2,62	0,25	63,3	1	0,25	0,061	6,18	3,00	**
2º Apoio	425,21	2,62	0,25	40,65	1	0,25	0,039	3,88	3,00	**
3º Apoio	300,97	2,62	0,25	28,77	1	0,25	0,028	2,72	3,00	**
4º Apoio	205,72	2,62	0,25	19,67	1	0,25	0,019	1,84	3,00	**
5º Apoio	278,3	2,62	0,25	26,61	1	0,25	0,025	2,51	3,00	**

** Basta a armadura mínima de retracção.

Interrupção da Armadura Longitudinal:

Quadro 4.33 - Interrupção da Armadura Longitudinal

			As,Calc (cm ² /m)	As,Efect (cm ² /m)	As,Corrida (cm ² /m)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	L _{bnet} (m)	L _{Total} (m)
1º Apoio	Dir	As _{efect} : Ø20//0,20+ Ø12//0,20	20,64	21,35	5,65	1,86	1,35	0,38	1,20	2,61
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
2º Apoio	Esq	As _{efect} : Ø16//0,20+ Ø12//0,20	12,52	15,70	5,65	1,46	0,80	0,38	0,72	1,64
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
	Dir	As _{efect} : Ø16//0,20+ Ø12//0,20	12,52	15,70	5,65	1,49	0,82	0,38	0,72	1,65
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
3º Apoio	Esq	As _{efect} : Ø12//0,20+ Ø10//0,20	8,59	9,60	5,65	1,58	0,54	0,38	0,60	1,16
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
	Dir	As _{efect} : Ø12//0,20+ Ø10//0,20	8,59	9,60	5,65	1,42	0,49	0,38	0,60	1,11
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
4º Apoio	Esq	As _{efect} : Ø12//0,20+ Ø10//0,20	5,73	9,60	5,65	1,04	0,00	0,38	0,60	0,62
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
	Dir	As _{efect} : Ø12//0,20+ Ø10//0,20	5,73	9,60	5,65	1,00	0,00	0,38	0,60	0,62
		As _{corrida} : Ø12//0,20								
5º Apoio	Esq	As _{efect} : Ø12//0,20+ Ø10//0,20	7,90	9,60	5,65	1,82	0,52	0,38	0,60	1,14
		As _{corrida} : Ø12//0,20								

O valor de al é obtido multiplicando o valor de d por 1,5, pois as lajes não têm armadura de esforço transversal.

4.10.2. DIRECÇÃO YY

Relativamente à direcção YY e uma vez que o processo é idêntico ao utilizado na direcção oposta, serão somente apresentados os resultados em anexo (A.3.1), assim como as respectivas peças desenhadas (A.3.2), de forma a não tornar repetitiva esta descrição.

4.10.3. LAJE EM CONSOLA

No piso tipo uma parte da laje encontra-se em consola, assim será necessário dimensionar a armadura desta parcela de laje de um modo distinto do já enunciado.

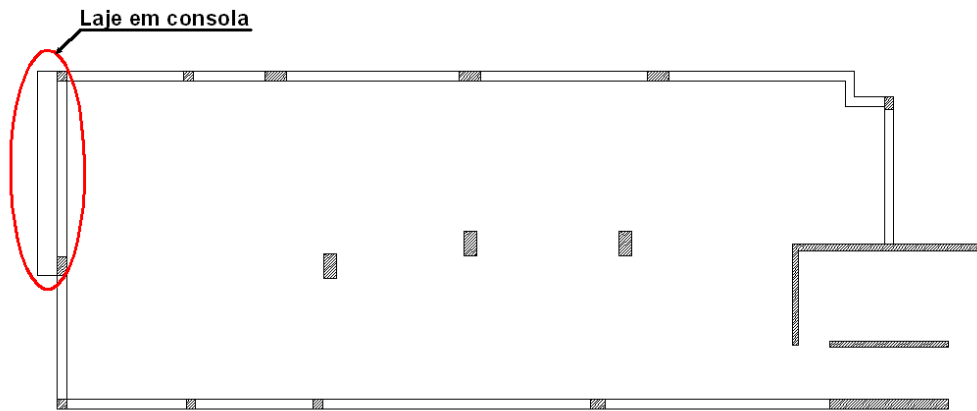


Fig. 4.26 – Representação esquemática da laje em consola

Esta parcela de laje será associada a uma consola submetida à acção das cargas verticais, nomeadamente o p_{sd} e o p da parede de fachada, que é obtido do seguinte modo:

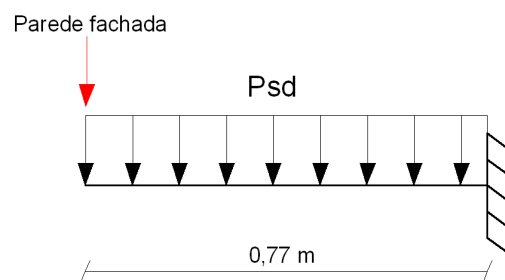


Fig. 4.27 – Representação das cargas actuantes na consola

$$p_{sd} = 1,5xG + 1,5xQ$$

$$G = \underbrace{\gamma_{bet\tilde{a}o} \cdot l \cdot h}_{\text{Peso Pr\acute{o}prio da Laje}} + \underbrace{3,5}_{\text{Rev+Divis}} = 25 \times 0,28 \times 1 + 3,5 \times 1 = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$Q = sob \cdot l = 2 \times 1 = 2 \text{ kN/m}$$

$$p_{sd} = 1,5 \cdot 10,5 + 1,5 \cdot 2 = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$P_{sd, \text{ Parede Fachada}} = 1,5 \times 3,5 \times 1,8 \times 1 = 9,45 \text{ kN}$$

Para obter o valor do momento existente na secção de encastramento, será necessária a determinação deste valor a partir das equações fundamentais do equilíbrio:

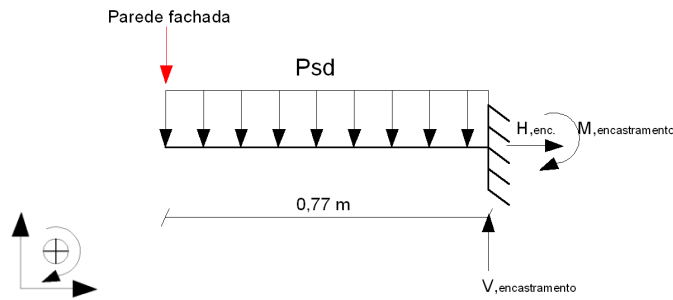


Fig. 4.28 – Representação das reacções existentes na consola e do sentido positivo de actuação das forças.

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H_{Sd, encastramento} = 0 \text{ kN} \\ V_{Sd, encastramento} = p_{sd} \times 0,77 + p_{sd, ParedeFachada} \\ M_{Sd, encastramento} = p_{sd, ParedeFachada} \times 0,77 + \frac{p_{sd} \times 0,77^2}{2} \end{cases} \begin{cases} H_{Sd, encastramento} = 0 \text{ kN} \\ V_{Sd, encastramento} = 23,9 \text{ kN} \\ M_{Sd, encastramento} = 12,8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Uma vez obtido o valor do momento, será possível a definição da armadura necessária a partir da seguinte equação (que foi utilizada para todas as armaduras das lajes):

$$A_s = w_0 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (SI) \quad (4.31)$$

O parâmetro w_0 representa a percentagem mecânica de armadura, para valores de momentos reduzidos baixos poderá ser determinada através da seguinte fórmula:

$$w_0 = \mu \cdot (1 + \mu); w_0 < 0,30 \quad (4.32)$$

Em que μ , é o momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.33)$$

Assim, teremos:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{12,8}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 16700} = 0,012 \\ w_0 &= 0,012 \cdot (1 + 0,012) = 0,012144 \\ A_s &= 0,012 \cdot (1 + 0,012) \cdot \frac{1,0 \cdot 0,25}{100} \cdot \frac{16,7}{435} = 1,43 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{aligned}$$

Uma vez que a armadura é bastante pequena, e a armadura mínima é superior ao valor obtido (aproximadamente 3cm²/m), será adoptada uma armadura de Ø8//0,20.

A respectiva representação da laje encontra-se no anexo A.3.2.

4.10.4. PUNÇOAMENTO

Os esforços de punçoamento ocorrem fundamentalmente em lajes sem vigas (lajes fungiformes) na zona de transmissão de esforços aos pilares. Estes esforços estão associados a uma rotura local por corte num contorno da área de carga [11]. Assim, será analisada a segurança ao punçoamento dos pilares interiores do edifício, de modo a verificar se será necessário colocar armadura de punçoamento.

Foram analisados os pilares 8, 9 e 10, pois são os pilares interiores. Uma vez que todos apresentam as mesmas dimensões, foi calculado o valor de V_{Rd} , que assume valores iguais para os três pilares.

$$V_{Rd} \geq V_{Sd} \quad (4.34)$$

$$V_{Rd} = \eta \tau_1 d u \quad (4.35)$$

$$\begin{cases} d = 0,25 m \\ \eta = 1,6 - d = 1,35 m \\ \tau_1 = 0,75 MPa \\ u = 0,8 \times 2 + 0,4 \times 2 + \pi \times \frac{d}{2} \times 2 = 3,19 m \end{cases}$$

$$V_{Rd} = 1,35 \cdot 750 \cdot 0,25 \cdot 3,19 = 806,30 kN \quad (4.36)$$

Uma vez definido o valor de V_{Rd} , é necessário verificar se os valores de V_{Sd} são inferiores, pois caso não sejam será necessário garantir armadura de punçoamento.

Para obter os valores de V_{Sd} , foram utilizados os valores de N_{Sd} de cada pilar imediatamente acima e abaixo da laje e calculada a diferença desses valores. A contribuição dos momentos não foi considerada, visto a sua influência não ser muito elevada. Assim, para todas as combinações de cada piso foi realizada esta operação.

Chegou-se assim à conclusão de que não é necessária a armadura de punçoamento, pois o valor mais condicionante, que é referente ao piso 1 do pilar 10, assumiu o valor de $V_{Sd}=772,76$ kN, ou seja é inferior ao V_{Rd} .

4.11. MUROS DE SUPORTE

Os muros de suporte foram dimensionados de forma semelhante a uma laje, como já foi referido na explicação do pré-dimensionamento.

Cada muro de suporte foi introduzido individualmente no programa de calculo MGE, sendo que os valores necessários para o dimensionamento dos muros foram retirados destes ficheiros e não das respectivas barras representativas, nos pórticos a que cada um pertence.

Não foi considerado o impulso hidrostático no dimensionamento do muro de suporte, pois foi usada uma cortina drenante do tipo Enkadrain, ligada a um dreno de fundo.

Assim, foram retirados os valores de armadura mais condicionantes e escolhidas as soluções mais adequadas garantindo sempre a armadura mínima.

Muro de Suporte 1:



Fig. 4.29 – Representação do esquema estrutural associado ao muro de suporte

Quadro 4.34 – Armadura adoptada par o muro de suporte 1

	Apoio 1 - 4		Apoio 4 - 6	
As,min (cm ² /m)	3,24			
As,max (cm ² /m)	3,24		5	
As,effect (cm ² /m)	3,95	Ø10//0,20	7,9	Ø10//0,10
As,ret (cm ² /m)	Ø12//0,15			

A armadura de retracção será disposta em cada uma das faces do muro de suporte e funcionará como armadura horizontal.

4.12. FUNDAÇÕES

A solução adoptada para as fundações foi directamente influenciada pelo tipo de solo existente, o qual segundo o relatório geotécnico é um solo de natureza granítica, apresentando elevadas resistências.

Assim, foram projectadas fundações directas, em sapatas de betão armado. O dimensionamento foi feito para uma tensão de segurança de 500 kPa ($\sigma_{Rd} = 750$ kPa).

As sapatas podem ser de diferentes tipos, consoante o nº de elementos que suportam, a posição do elemento suportado, a sua forma, a rigidez das abas e a sua constituição [12].

Após análise de todos os pilares, paredes e muros de suporte existentes, a sua localização e os esforços instalados nas respectivas sapatas, foram escolhidas as soluções mais adequadas a cada situação.

Por defeito, a solução escolhida foi sempre da sapata isolada de um só pilar, quadrada, visto ser a solução mais económica. Contudo, nem sempre esta solução se tornou possível. No caso dos muros de suporte foi necessário utilizar sapatas isoladas contínuas, e em algumas situações por motivos de espaço foi impossível recorrer a sapatas isoladas de um só pilar, tendo sido dimensionadas sapatas isoladas conjuntas quadradas e também alongadas.

O método de dimensionamento das sapatas engloba a definição da secção destas e posteriormente das suas armaduras. Uma vez, que as soluções adoptadas são distintas umas das outras, também o método utilizado para o seu dimensionamento foi sendo adequado ao tipo de solução pretendida.

4.12.1. SAPATAS ISOLADAS DE UM SÓ PILAR, QUADRADAS

O processo de dimensionamento baseia-se essencialmente na seguinte condição:

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (4.37)$$

É com base na condição acima transcrita que se obtêm os valores de B_x e B_y , que são as dimensões da sapata em planta.

Inicialmente é necessário obter todos os esforços existentes na base de cada elemento a ser fundado, nomeadamente N_{Sd} , $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$. Estes valores são obtidos a partir dos resultados do menu 8 do MGE.

São definidas as excentricidades e_x e e_y :

$$\left(e_x = \frac{M_{Sd,y}}{N_{Sd}} ; e_y = \frac{M_{Sd,x}}{N_{Sd}} \right) \quad (4.38)$$

Como a sapata se apresenta proporcionada (face aos momentos) e $B_x=B_y$, é possível utilizar a seguinte expressão para obtenção do valor de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{1,12 \times N_{Sd}}{\sigma_{Rd}}} + 2 \times e_x + 2 \times e_y \quad (4.39)$$

, em que o factor 1,12 representa a contabilização do peso próprio.

Quanto à altura da sapata, H , esta será escolhida a partir da seguinte relação:

$$H \geq \frac{B - b}{3} \quad (4.40)$$

, sendo b a menor dimensão do pilar.

De seguida, apresenta-se o exemplo do Pilar 8 que corresponderá à Sapata 3, os valores de b_x e b_y são as dimensões do pilar.

Quadro 4.35 – Dimensões do pilar

Pilar 8 ↔ Sapata 3

b_x (m)	0,4
b_y (m)	0,8

Quadro 4.36 – Determinação das dimensões da sapata

Comb.	N _{sd} (kN)	M _{sd,x} (kN.m)	M _{sd,y} (kN.m)	σ _{calc} (kPa)	e _x (m)	e _y (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP _{Sapata} (kN)	N _r (kN)
1	6093,5	110,47	39,21	750	0,01	0,02	3,07	3,1	0,90	0,90	324,34	6417,84
2	6099,49	86,97	38,69	750	0,01	0,01	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6423,83
3	6096,49	98,72	38,95	750	0,01	0,02	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6420,83
4	6096,49	98,72	38,95	750	0,01	0,02	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6420,83
5	5450,29	130,31	32,59	750	0,01	0,02	2,91	3,1	0,90	0,90	324,34	5774,63
6	5465,28	71,56	31,3	750	0,01	0,01	2,89	3,1	0,90	0,90	324,34	5789,62
7	5457,79	100,93	31,95	750	0,01	0,02	2,90	3,1	0,90	0,90	324,34	5782,13
8	5457,79	100,93	31,95	750	0,01	0,02	2,90	3,1	0,90	0,90	324,34	5782,13
9	3555,38	137,83	24,61	750	0,01	0,04	2,40	3,1	0,90	0,90	324,34	3879,72
10	3563,01	-2,26	14,87	750	0,00	0,00	2,32	3,1	0,90	0,90	324,34	3887,35
11	3496,59	67,78	19,74	750	0,01	0,02	2,34	3,1	0,90	0,90	324,34	3820,93
12	3496,59	67,78	19,74	750	0,01	0,02	2,34	3,1	0,90	0,90	324,34	3820,93

Após adoptados os valores de B e H é necessário efectuar a verificação da condição inicialmente imposta. Para isso, é necessário definir o N_{sd} que efectivamente existe, uma vez que já é possível definir o peso próprio da sapata.

De seguida deverão ser calculadas as tensões instaladas

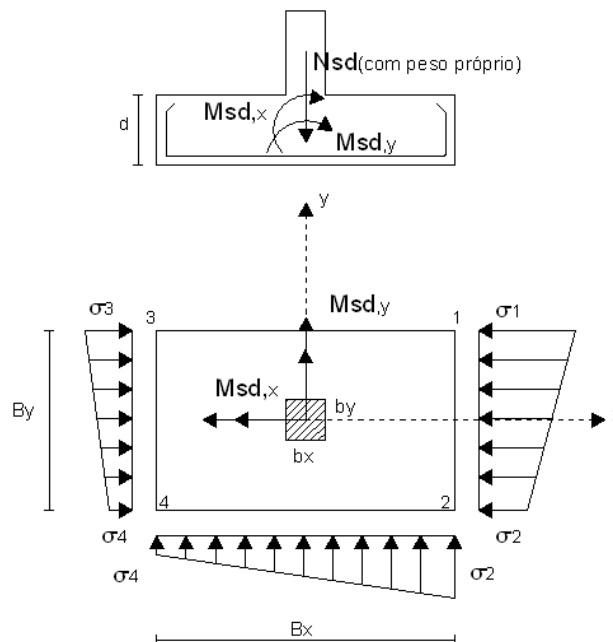


Fig. 4.30 – Representação esquemática das tensões instaladas na sapata [12]

$$\sigma_{Sdi} = \frac{N_{sd}}{B_x B_y} \left[1 \pm 6 \frac{e_y}{B_y} \pm 6 \frac{e_x}{B_x} \right] \quad (4.41)$$

Logo, teremos de verificar a seguinte condição:

$$\sigma_{Ref} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{rd} \quad (4.42)$$

A tensão de referência cuja forma de calcular é acima transcrita, é uma média pesada das tensões máxima e mínima instaladas no terreno, e deverá ser sempre inferior à tensão admissível no terreno.

Se a condição for respeitada, então as dimensões definidas são adequadas e o próximo passo é o dimensionamento da armadura. Caso não seja respeitada a condição imposta, será necessário escolher outras dimensões para a sapata.

Quadro 4.37 – Verificação da tensão de referência

σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_4 (kPa)	σ_{Ref} (kPa)	
697,98	653,48	682,18	637,68	682,90	Ok!
693,76	658,73	678,18	643,14	681,11	Ok!
695,87	656,10	680,18	640,41	682,00	Ok!
695,87	656,10	680,18	640,41	682,00	Ok!
633,71	581,22	620,58	568,09	617,30	Ok!
623,17	594,35	610,57	581,74	612,82	Ok!
628,44	587,79	615,57	574,92	615,06	Ok!
628,44	587,79	615,57	574,92	615,06	Ok!
436,43	380,91	426,52	371,00	420,07	Ok!
407,05	407,96	401,06	401,97	406,24	Ok!
415,23	387,92	407,27	379,97	406,41	Ok!
415,23	387,92	407,27	379,97	406,41	Ok!

Para a definição da armadura, é utilizado o valor da tensão de referência, a qual é associada a uma carga distribuída a que a sapata está sujeita, sendo necessário definir o momento provocado por esta carga. Para isso, a sapata vai ser associada a uma barra encastrada numa extremidade e livre na outra como exemplificado na Fig.4.31 e é definido o respectivo momento.

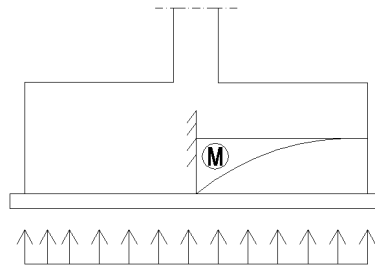


Fig. 4.31 – Representação esquemática da solução estrutural para determinação da armadura máxima

Uma vez obtido o momento, e tendo em conta um $b=1$, pois a armadura será definida por metro, e o respectivo $d=h-0,04$, é possível obter o valor do momento reduzido (μ) e consequentemente a armadura longitudinal necessária. Esta armadura é a armadura máxima, pois como meio de simplificação e para actuar pelo lado da segurança a armadura foi dimensionada admitindo a instalação em toda a superfície da sapata, da tensão máxima admissível.

Quadro 4.38 – Armadura adoptada

σ_{ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
682,90	820,3	1	0,86	0,083	23,76	Ø25//0,20

Este tipo de sapata terá o seguinte aspecto:

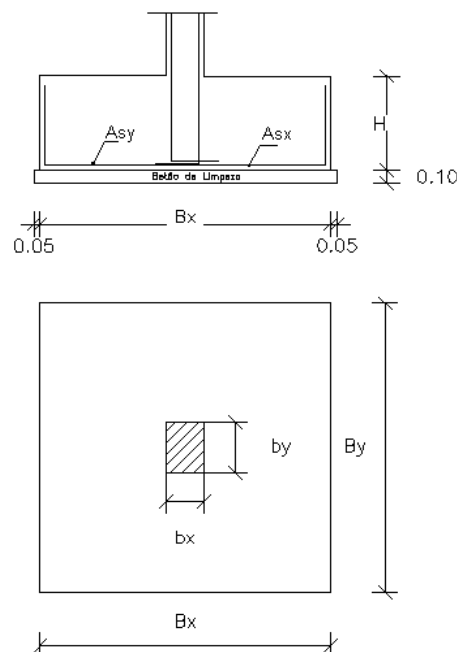


Fig. 4.32 – Representação esquemática da sapata

Este tipo de sapatas foi utilizado para os seguintes pilares que equivalem às sapatas indicadas no quadro abaixo:

Quadro 4.39 – Correspondência entre pilares e sapatas

Pilar	↔	Sapata
8	↔	3
9	↔	4
10	↔	5
16	↔	11
17	↔	12

Todos os cálculos correspondentes a cada sapata, respectivos desenhos e soluções adoptadas encontram-se no anexo A.8.

4.12.2. SAPATAS ISOLADAS CONTÍNUAS

Este tipo de sapatas é utilizado no presente trabalho para situações que englobam muros de suporte.

O método de cálculo é semelhante ao já enunciado para as sapatas de um só pilar, havendo contudo algumas diferenças importantes.

Uma vez que o acréscimo de tensão no sentido longitudinal da sapata será pequeno, dado o seu grande desenvolvimento nesta direcção, a contribuição dos momentos a que cada pilar está sujeito será absorvida por esta, sendo apenas necessário garantir o seu dimensionamento em função do esforço axial N_{Sd} .

A sapata apenas terá de ser dimensionada relativamente a um lado, visto o outro corresponder ao desenvolvimento do muro de suporte existente.

Será então fundamental definir o N_{Sd} a utilizar para o dimensionamento. Este valor é obtido tendo em consideração os valores relativos a cada um dos pilares e paredes que irão constituir a sapata. Para definir estes valores foram utilizados os resultados obtidos a partir do menu 8 do MGE. Porém, estes valores são esforços concentrados, assim e como as secções definidas para as barras representativas dos muros de suporte representam segundo a direcção do muro de suporte parcelas do desenvolvimento da sapata (na sua totalidade representam todo o desenvolvimento da sapata), para obter o valor de N_{Sd} por metro, bastou dividir o valor obtido pela secção da barra correspondente.

Depois de efectuado o descrito, para todos os valores dos elementos verticais acima do muro de suporte que constituem a sapata, foi escolhido o valor máximo.

A sapata foi dimensionada para esse valor de N_{Sd} , ou seja, actuou-se pelo lado da segurança.

O exemplo seguinte é relativo ao MSP1, o qual engloba o Pilar 1,2,3,4 e a Parede 5, que irá corresponder à Sapata 1.

MSP1 (Pilar 1+Pilar 2+Pilar 3+ Pilar 4+Parede 5)↔Sapata 1Quadro 4.40 – Determinação do N_{sd} a considerar

MSP1	bx (m)	by (m)	Nsd (kN)	Nsd/m (kN/m)
Pilar 1	2,05	0,3	1988,2	969,85
Pilar 2	4,08	0,3	2543,35	623,37
Pilar 3	6,49	0,3	4097,67	631,38
Pilar 4	9,11	0,3	6005,42	659,21
Parede 5	3,76	0,3	3484,21	926,65

Uma vez definido o valor de N_{sd}/m e tendo em conta que apenas estamos a definir uma dimensão da sapata, pois L será igual a 1, é necessário achar o valor de B . Este valor é definido do mesmo modo que nas sapatas de um só pilar, só que contabilizando apenas os valores de N_{sd}/m , logo sem excentricidades:

$$B \geq \frac{1,12 \times N_{sd} / m}{\sigma_{rd}} \quad (4.43)$$

Quanto ao valor de H , é definido do mesmo modo que foi mencionado anteriormente, assim como a determinação do peso próprio e do $N_{sd,Total}$, sendo estes valores definidos por metro.

É ainda necessário fazer a verificação de segurança, sendo para isso fundamental definir o valor da σ_{Ref} , este valor é obtido através da seguinte expressão:

$$\sigma_{Ref} = \frac{N_{sd}}{L \times B} \quad (4.44)$$

Se o valor de σ_{Ref} for inferior a σ_{Rd} , é possível calcular o valor da armadura, caso contrário será necessário redimensionar a sapata.

Quadro 4.41 – Determinação das dimensões da sapata

Nsd/m (kN/m)	L (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP/m (kN/m)	Nsd _{Total} /m (kN/m)	σ_{Ref} (kPa)	
969,85	1,00	1,45	1,50	0,40	0,40	14,48	984,34	679,64	ok

São assim definidos os valores mais adequados para a sapata.

Utilizando o mesmo raciocínio que já foi enunciado, é possível obter o valor do momento máximo, assim como da armadura longitudinal necessária.

Quadro 4.42 – Armadura adoptada

Msd/m (kN)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
196,7	1	0,36	0,091	13,09	Ø20//0,20

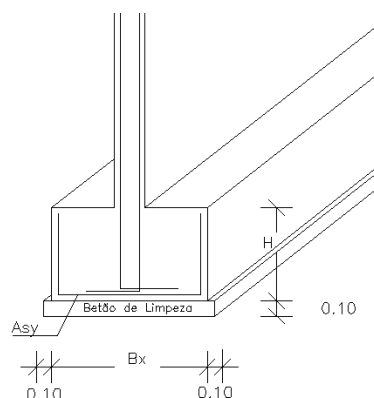


Fig. 4.33 - Representação esquemática da sapata

Quadro 4.43 – Correspondência entre muros de suporte e sapatas

Muro de Suporte	↔	Sapata
MSP1 (Pilar 1+Pilar 2+Pilar 3+ Pilar 4+Parede 5)	↔	Sapata 1
MSP7 (Pilar 1+Pilar 7+Pilar 12+ Pilar 18)	↔	Sapata 2
MSP5 (Pilar 18+Pilar 19+Pilar 20+ Pilar 21+Pilar 22)	↔	Sapata 7
MSP6 (Pilar 23+Pilar 24+Pilar 25)	↔	Sapata 13

4.12.3. SAPATAS CONJUNTAS

As sapatas conjuntas foram utilizadas essencialmente devido a limitações de espaço, uma vez que os elementos verticais se encontram demasiado próximos, condicionando as dimensões que as respectivas sapatas podem assumir. Assim, e uma vez que as sapatas se sobrepõem, a solução mais adequada é a utilização de sapatas conjuntas.

Verificaram-se três situações, a primeira foi relativamente à existência de dois pilares muito próximos do muro de suporte e simultaneamente próximos entre eles, sendo escolhida uma solução de sapatas conjuntas alongadas.

Outra situação foi a existência de um pilar muito próximo do muro de suporte, mas sem qualquer tipo de restrição nas suas dimensões na outra direcção, logo foi utilizada uma sapata conjunta quadrada.

Por fim, foi definida uma sapata conjunta que engloba as paredes das caixas de escadas e elevador, visto as respectivas sapatas se sobreporem.

4.12.3.1. Sapatas conjuntas alongadas

Relativamente à primeira situação enunciada, o processo de cálculo para o dimensionamento da sapata conjunta é o seguinte:

Primeiro são definidos os esforços a que cada um dos elementos verticais se encontra sujeito. No caso do muro de suporte já foi encontrado o N_{sd}/m , relativamente ao pilar será necessário analisar cada uma das combinações e encontrar aquela que é mais condicionante.

De seguida, define-se a resultante dos esforços axiais máximos provenientes dos dois elementos verticais (pilar e muro de suporte) e o respectivo ponto de aplicação.

Os valores indicados são os respeitantes ao caso do Muro de Suporte 5 e o Pilar 13.

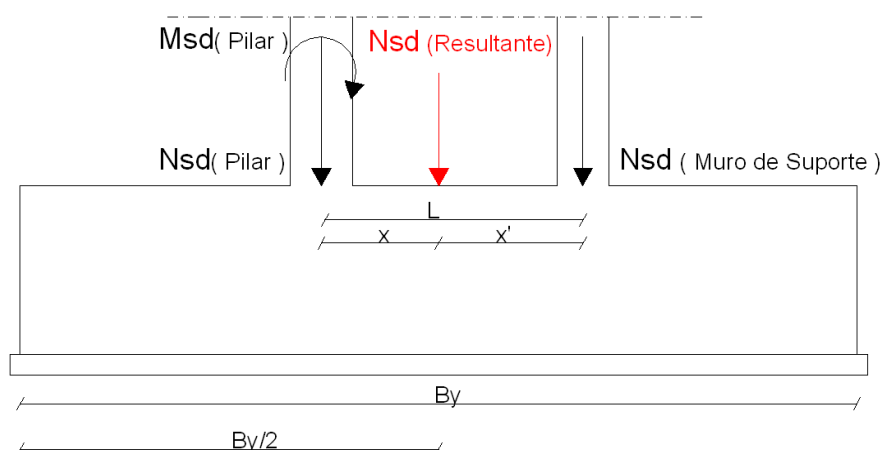


Fig. 4.34 – Solução estrutural para cálculo do N_{sd} resultante

$$\sum M_{pilar} = 0 \quad ; \quad N_{sd,Sapata} \times L + N_{sd,Res} \times x = 0 \quad ; \quad x = \frac{N_{sd,Sapata} \times L}{N_{sd,Res}}$$

Na determinação do centro da sapata conjunta, foi desprezada a contribuição do momento flector do pilar, tendo depois este momento sido considerado na determinação das tensões no solo.

MSP5 + Pilar 13 ↔ Sapata 8Quadro 4.44 – Determinação do N_{sd} resultante

	bx (m)	by (m)	L (m)	Nsd (kN/m)	Msd _x (kN.m)	Msd _y (kN.m)	Nsd Res (kN)	x (m)	x' (m)
Pilar 13	0,3	0,3	1,25	1602,51	0,31	1591,37	2890,36	0,56	0,69
MSP 5	0,3	0,8		1287,85					

Uma vez obtido o valor do esforço resultante e o seu ponto de aplicação, a sapata será centrada nesse ponto. Todavia, e como já foi referido, esta não poderá ser quadrada. Assim, para calcular a sapata alongada foi utilizado um programa que funciona em ambiente DOS e que calcula sapatas alongadas considerando a fórmula já atrás referida, mas apenas com momentos numa direcção.

Este programa, permite ainda controlar a superfície comprimida da sapata, tendo-se exigido neste dimensionamento que pelo menos 60% desta estivesse comprimida.

É assim necessário, indicar quais os esforços actuantes, tendo em consideração se estes resultam de combinações cuja acção base é sísmica ou não.

Uma vez introduzidos os esforços, resta definir os valores de H (maior dimensão em planta), B (a menor dimensão em planta), HS (altura da sapata) e HT (altura do terreno acima da sapata).

Os resultados obtidos dão, no caso de sapatas apenas comprimidas, o valor de S1, S2 e S3/4. Quando a sapata tiver uma zona à tracção são obtidos os valores de Lcomprimido, S_{máximo} e S3/4.

O H do pilar definido é uma dimensão fictícia, que representa a distância do pilar até ao ponto de aplicação da resultante e que depois é multiplicada por 2, sendo caracterizado um pilar fictício representativo dos dois elementos verticais.

Quadro 4.45 – Determinação das dimensões da sapata

Nsd (kN)	Msd (kN.m)	Sismo	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	B,Pilar (m)	H,Pilar (m)	S1	S2	S3/4
		x							81,83	559,24	439,88
2890,36	1591,37		4,00	2,5	0,9	0,50	0,30	1,42	93,08	570,49	451,13

Após introdução dos dados necessários, foram obtidos os valores de S1, S2 e S3/4 sendo todos inferiores ao valor da tensão de cálculo (750 kPa). Assim, foi retirada a armadura longitudinal e escolhido o valor mais limitativo dos dois obtidos.

Foram consideradas as duas situações, com sismo e sem sismo, pois como os valores dos esforços resultam de várias combinações, podendo alguma delas ser de origem sísmica, foi escolhido actuar pelo lado da segurança.

Após escolhido o valor mais condicionante, foi definida a armadura longitudinal assim como a transversal.

Quadro 4.46 – Armaduras adoptadas

Sismo	As,Long (cm ² /m)	Solução Adoptada	As,Transv (cm ² /m)	Solução Adoptada
x	25,79	Ø25//0,125	12,59	Ø20//0,20
	26,45	Ø25//0,125	12,94	Ø20//0,20

As sapatas que englobam muros suporte encontram-se nos limites do edifício, ou seja, na sua fachada. Assim, será necessário proceder à verificação do deslizamento destas, caso se confirme será necessário proceder ao dimensionamento de lintéis de modo a contrariar este efeito.

Deste modo, foi analisado qual o N_{sd} existente em cada uma das sapatas corridas dimensionadas e foi verificada qual a projecção desse esforço no plano horizontal, que está directamente relacionado com o ângulo de atrito do respectivo solo. Após obtenção desse valor, efectuou-se a comparação com o valor dos impulsos de terras existentes no apoio correspondente à sapata e que foi retirado do menu 6 do MGE, relativamente a cada muro de suporte.

Foi assim necessário garantir a seguinte condição:

$$\frac{N \times \tan g(\phi)}{1,5} \geq H \quad (4.45)$$

Quadro 4.47 – Verificação do deslizamento

	N/m (kN/m)	tang (Φ)	$\frac{N \times \tan g(\phi)}{1,5}$	H (kN/m)	
MSP1	969,85	0,84	542,47	60,12	ok!
MSP7-1	1223,64	0,84	684,42	40,27	ok!
MSP7-2	1223,64	0,84	684,42	42,72	ok!
MSP7-3	1223,64	0,84	684,42	60,12	ok!
MSP5	515,14	0,84	288,13	40,25	ok!
MSP6	388,26	0,84	217,17	40,25	ok!

Logo, não há riscos de ocorrência de deslizamento.

4.12.3.2. Sapatas conjuntas quadradas

Nesta situação o processo de definição dos esforços é em tudo idêntico ao enunciado no ponto anterior. A única diferença, é na determinação das dimensões da sapata, uma vez que esta poderá ser quadrada, sendo possível usar a metodologia definida em 4.12.1 para sapatas isoladas de um só pilar, assim teremos:

MSP5 + Pilar 15 ↔ Sapata 10Quadro 4.48 – Determinação do N_{Sd} resultante

	bx (m)	by (m)	L (m)	N_{Sd} (kN/m)	$M_{Sd,x}$ (kN.m)	$M_{Sd,y}$ (kN.m)	$N_{Sd,Res}$ (kN)	x (m)	x' (m)
Pilar 15	0,7	0,3	1,25	4231,18	31,96	13,78	5519,03	0,29	0,96
MSP 5	0,3	0,8		1287,85					

São obtidos os esforços resultantes dos dois elementos verticais.

Quadro 4.49 – Determinação das dimensões da sapata

N_{Sd} (kN)	$M_{Sd,x}$ (kN.m)	$M_{Sd,y}$ (kN.m)	σ_{calc} (kPa)	e_x (m)	e_y (m)	$B_{Teórico}$ (m)	$B_{Adoptado}$ (m)	$H_{Adoptado}$ (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
5519,03	31,96	13,78	750	0,002	0,006	2,89	2,8	0,60	176,40	5695,43

É verificada a condição de segurança

Quadro 4.50 – Verificação da condição de segurança

σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_4 (kPa)	σ_{Ref} (kPa)	
738,96	721,49	731,43	713,96	732,71	ok

De seguida, é definida qual a armadura a colocar:

Quadro 4.51 – Armadura adoptada

σ_{ref} (kPa)	M_{Sd} (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	A_s (cm ² /m)	Solução Adoptada
732,71	718,1	1	0,56	0,172	34,55	Ø25//0,125

Será ainda adoptada, devido a disposições construtivas, uma armadura superior que consistirá numa malha quadrada de Ø10/0,15, de modo a controlar a hipótese de inversão de momentos como é habitual em sapatas que dão apoio a mais do que um pilar.

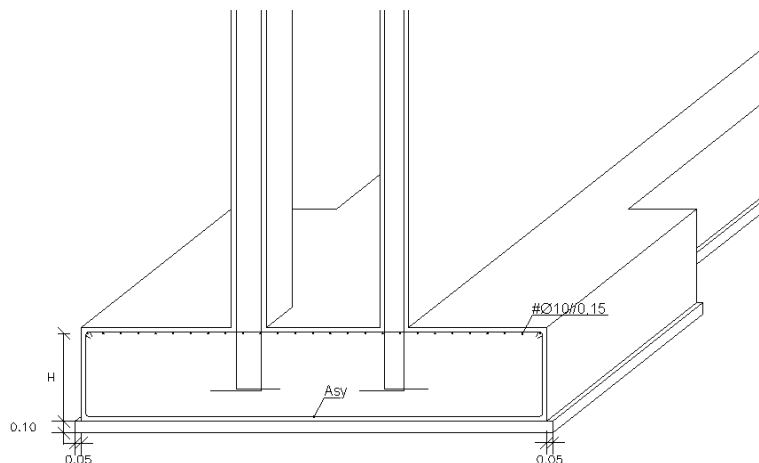


Fig. 4.35 – Representação esquemática da sapata

Quadro 4.52 – Correspondência entre associação de muro de suporte + pilar e respectiva sapata

Muro de suporte	+	Pilar	↔	Sapata
5	+	13	↔	8
5	+	14	↔	9
5	+	15	↔	10

4.12.3.3. Sapatas conjuntas (caixa de escadas + elevador)

Relativamente às fundações da caixa de escadas e elevador, foi escolhida uma sapata conjunta, visto que as soluções obtidas para as sapatas de cada elemento vertical teriam obrigatoriamente de se sobrepor.

Foi definida para cada elemento vertical a sapata correspondente e posteriormente foi escolhida a envolvente de todas as sapatas para definição da solução final. A escolha das armaduras respeitou sempre a solução mais condicionante.

Assim, para cada uma das paredes, os esforços foram definidos considerando as combinações de valores mais condicionantes, as quais foram obtidas a partir do MGE. Porém, nos casos em que não era evidente quais as combinações a adoptar, foram definidas duas combinações. Uma com o valor do momento máximo e o N_{sd} máximo (verificação da tensão máxima instalada no terreno) e outra com o momento máximo e o N_{sd} mínimo (verificação da condição de superfície mínima comprimida)

Depois de escolhidos os esforços a considerar, foi novamente utilizado o programa mencionado em 4.12.3.1 e escolhidas as dimensões de cada sapata e respectivas armaduras.

Quadro 4.53 – Determinação de dimensões e armaduras direcção x

	N _{Sd} (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	Sis.	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	Pilar		S1	S2	S3/4	A,Long (cm ² /m)	Solução Adoptada
								B (m)	H (m)					
Parede 6	2921,69	778,54								198,07	264,43	247,84	2,04	
	2921,69	778,54	x							179,32	245,68	229,09	20,27	
	1740,4	778,54		8	2,2	1,5	0,50	0,20	3,76	130,95	197,31	180,72	16,58	Ø25//0,20
	1740,4	778,54	x							112,2	178,56	161,97	14,81	
Parede 11	5713,37	-3588,47								207,66	379,90	336,84	27,52	
	5713,38	-3588,48	x							188,91	361,15	318,09	26,04	
	3132,41	-3588,48		10	2,5	1,5	0,50	0,20	6,15	104,42	276,66	233,6	20,15	Ø25//0,10
	3132,42	-3588,49	x							85,67	257,91	214,85	18,62	

Quadro 4.54 - Determinação de dimensões e armaduras direcção y

	N _{sd} (kN)	M _{sdx} (kN.m)	Sis.	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	Pilar		L _{Comp} (m)	S _{máx}	S3/4	A,Long (cm ² /m)	Solução Adoptada
								B (m)	H (m)					
Parede 26	1863,54	2929,06		5	2	1,5				4,00	627,82	470,87	35,68	Ø25//0,125
	1734,55	3454,13		5,5	2	1,5	0,50	0,2	3,23	4,02	609,35	457,02	40,97	Ø25//0,10
Parede 27	5713,37	-3513,15		4	1,5	1,5				3,55	590,05	442,54	21,89	Ø20//0,125
	1102,20	1470,25		4	1,5	1,5	0,50	0,2	2,1	3,04	653,60	490,20	23,38	Ø20//0,125
	716,87	1583,82	x	5	1,5	1,5				3,04	467,20	350,40	24,43	Ø20//0,125

As armaduras escolhidas foram em relativamente a cada direcção as mais condicionantes.

Uma vez obtidas as dimensões de cada sapata foi definida a envolvente em planta destas e escolhida a dimensão e formato da sapata conjunta, tendo-se chegado à seguinte solução.

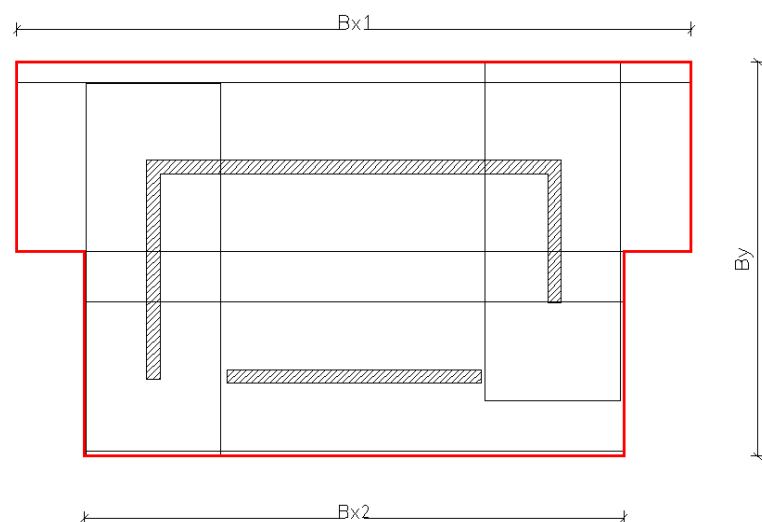


Fig. 4.36 – Determinação da forma sapata a partir da envolvente das sapatas constituintes.

$Bx1 = 10 \text{ m}$

$Bx2 = 8 \text{ m}$

$By = 5,8 \text{ m}$

NOTA:

Em anexo, encontram-se todas as tabelas e peças desenhadas relativas ao projecto de estabilidade.

5

Deformação

5.1. INTRODUÇÃO

As deformações das estruturas devem ser controladas, de modo a que a sua ocorrência não provoque estragos ou destruição de elementos não estruturais e que não prejudiquem o funcionamento da estrutura e do equipamento instalado.

Quando são excessivas, as deformações poderão conduzir a uma diminuição da utilidade da estrutura, através do aparecimento de diversas patologias, como é o caso de:

- problemas de vibração;
- interferência com o funcionamento de portas e janelas;
- formação de poças de água, devido á criação de pontos baixos resultantes da flecha em lajes de cobertura e consequente acumulação de água;
- fissuração de elementos não estruturais.

Deste modo, cabe ao projectista decidir em cada situação quais as verificações que deverá efectuar como meio de prevenção destes danos.

Os cálculos necessários para a determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão são bastante laboriosos e por vezes complicados. Assim, são utilizados métodos simplificados para o cálculo de flechas, como por exemplo o Método Bilinear e o Método dos Coeficientes Globais [9].

Será o Método Bilinear o utilizado no presente estudo.

Neste trabalho será formulado um modelo no programa de cálculo ROBOT, que pretende representar o piso-tipo do edifício em estudo e será avaliada a deformação a partir de uma análise por elementos finitos.

Para a obtenção da flecha elástica (a_c), será utilizada uma análise em termos de estados limite de utilização, sendo que a combinação a utilizar será relativa a estados limites de longa-duração (combinações quase-permanentes de acções).

Após a obtenção da flecha elástica será efectuado o cálculo, através do método enunciado, da flecha sob cargas instantâneas (a_0) e da flecha sob cargas de longa duração (a_l).

Serão então, estes valores que deverão ser comparados com os valores limite estabelecidos no capítulo 2.

5.2. MODELO DE ANÁLISE

No presente trabalho, estamos a analisar uma situação específica, que consiste na influência da deformabilidade do elemento estrutural que serve de suporte a um elemento construtivo.

Assim, uma vez que os elementos construtivos em estudo são revestimentos cerâmicos de piso, serão as lajes os elementos estruturais que serão alvo da análise da deformabilidade.

Uma vez terminado o dimensionamento do caso de estudo, tornou-se possível a definição estrutural do piso-tipo que irá ser analisado em termos de deformações.

Assim, foi a seguinte solução estrutural a adoptada:

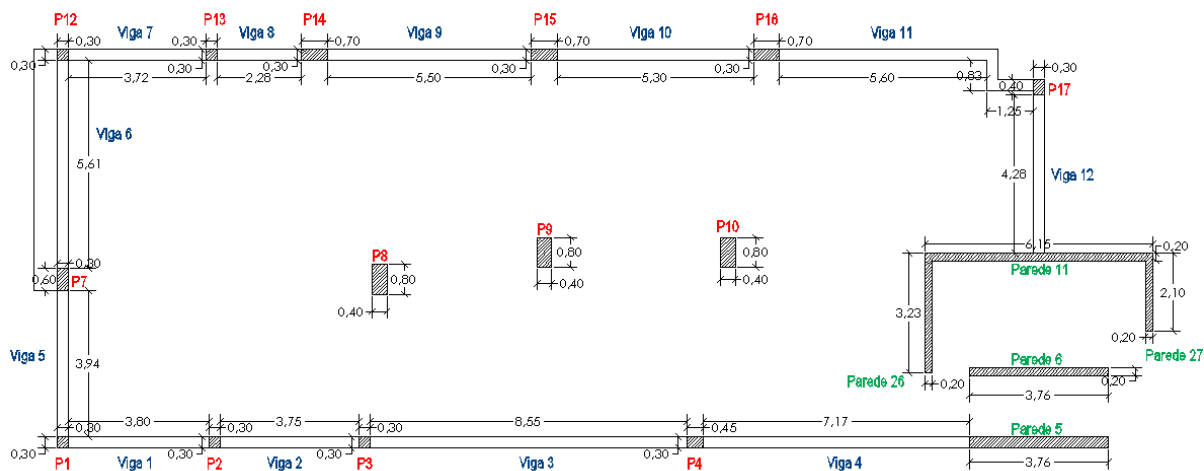


Fig. 5.1 - Representação das vigas

Quadro 5.1 - Secções dos pilares do piso-tipo

Pilares	1	2	3	4	7	8	9	10	12	13	14	15	16	17
bx (m)	0,3	0,3	0,3	0,45	0,3	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,7	0,7	0,7	0,3
by (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,6	0,8	0,8	0,8	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4

Quadro 5.2 - Secções das paredes do piso-tipo

Paredes	5	6	11	26	27
bx (m)	3,76	3,76	6,15	0,2	0,2
by (m)	0,3	0,2	0,2	3,23	2,1

Quadro 5.3 - Secções das vigas do piso-tipo

Vigas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
bx (m)	3,8	3,75	8,55	7,17	0,3	0,3	3,72	2,28	5,5	5,3	5,60;0,83;1,25	0,3
by (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	3,94	5,61	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	4,28
h (m)	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

Quadro 5.4 - Secções das lajes do piso-tipo

Lajes	
h (m)	0,28

O passo seguinte é a análise da deformabilidade do piso-tipo, para isso foi utilizado o programa de cálculo ROBOT.

Foi formulado um modelo no programa de cálculo ROBOT e a partir do método dos elementos finitos foi retirado o valor da flecha elástica a prever neste caso.

Foi assim introduzido o modelo do piso-tipo no programa ROBOT, sendo definidas as respectivas secções dos elementos estruturais em conformidade com as dimensões determinadas na fase de dimensionamento.

De seguida apresenta-se o piso-tipo em planta, sendo a primeira imagem a planta estrutural que serviu para criar o modelo que foi introduzido no ROBOT e que em planta apresenta um aspecto semelhante:

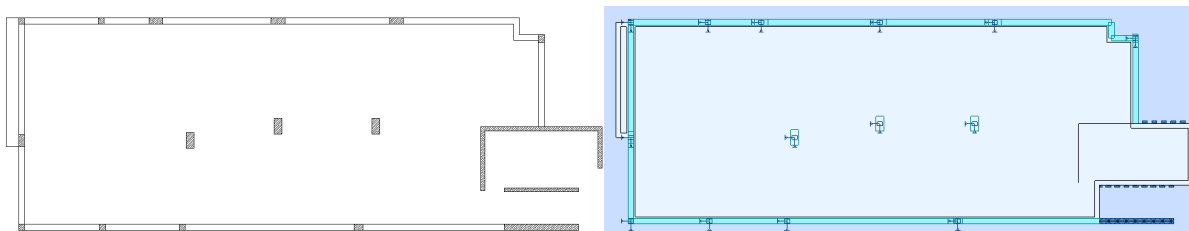


Fig. 5.2 - Planta estrutural do piso-tipo e planta do modelo introduzido no ROBOT

A estrutura introduzida que representa o piso-tipo, engloba os elementos horizontais constituintes deste piso, e ainda os elementos verticais com uma altura de 3 metros acima e abaixo do piso.

O aspecto do modelo em estudo, a três dimensões pode ser visto nas figuras seguintes.

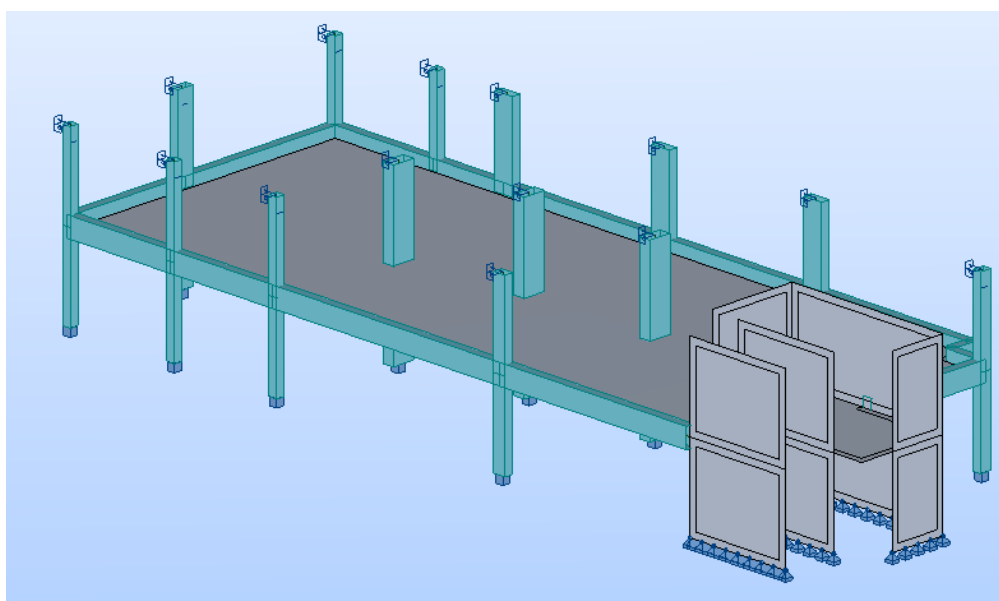


Fig. 5.3 - Vista 3D do modelo do piso-tipo introduzido no ROBOT

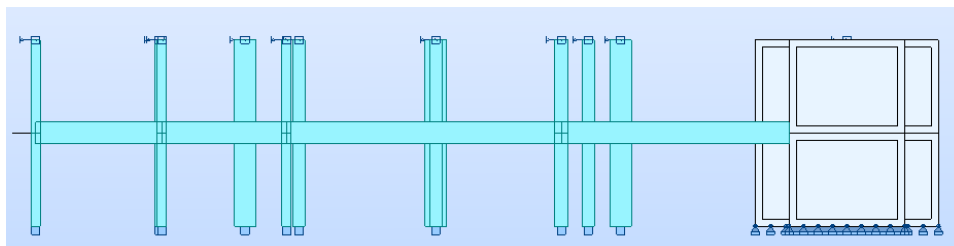


Fig. 5.4 -Vista 3D do modelo do ROBOT

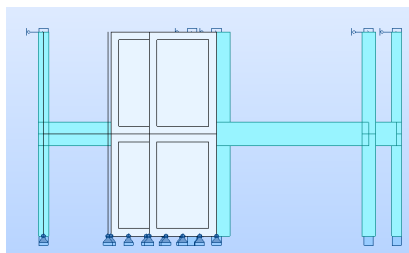


Fig. 5.5 -Vista 3D do modelo do ROBOT

Neste modelo, os pilares foram definidos como encastrados na sua extremidade inferior; relativamente à sua extremidade superior foram restringidos todos os deslocamentos e rotações excepto o deslocamento vertical (encastramento deslizante). Quanto às paredes, foram considerados nas suas bases, apoios que restringiam os três movimentos, mas que permitiam as três rotações.

Com este programa as lajes foram caracterizadas como elementos de casca com quatro nós, com as dimensões dos seus lados aproximadamente iguais a 50cm.

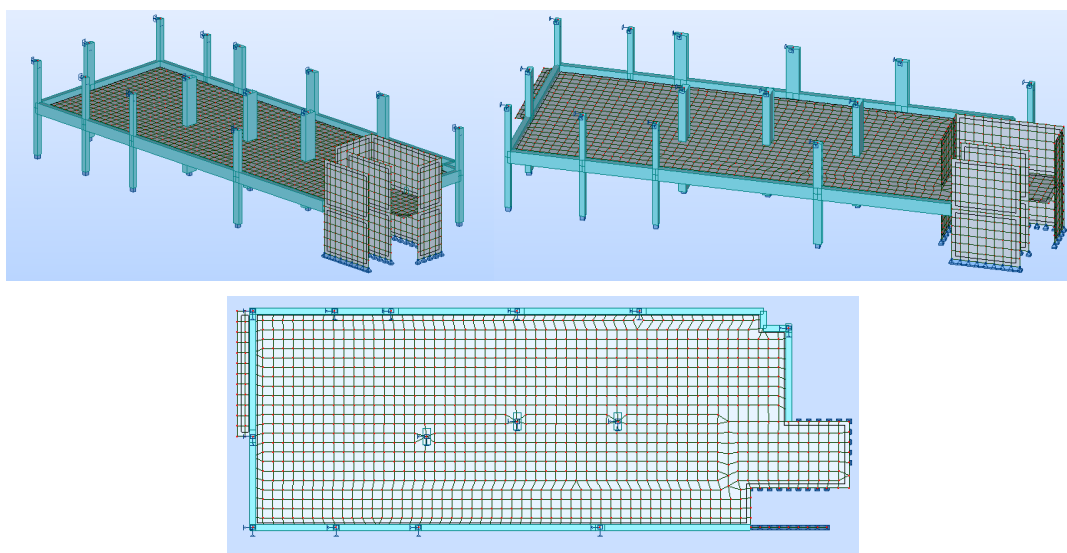


Fig. 5.6 -Modelo do ROBOT com elementos finitos

5.3. FLECHA ELÁSTICA

Após criado o modelo de análise, foram introduzidas as cargas existentes nas estruturas, nomeadamente o peso próprio, as restantes cargas permanentes (revestimentos + divisórias) e as sobrecargas.

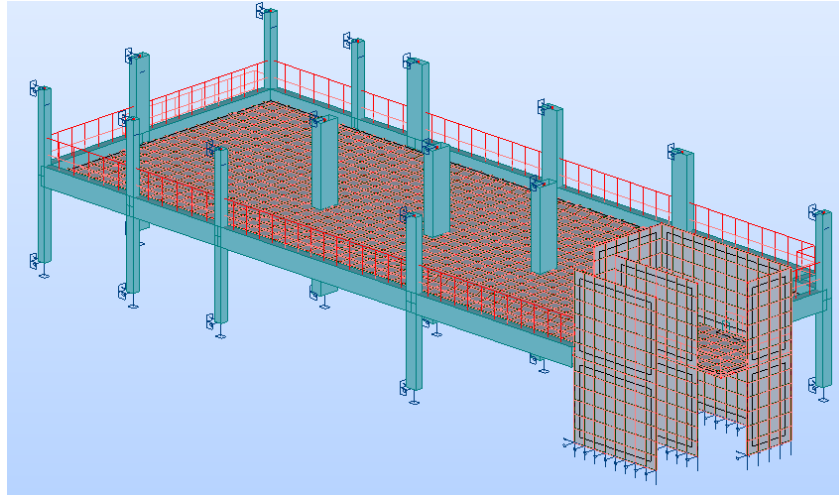


Fig. 5.7 -Modelo ROBOT com introdução de cargas

De seguida foram introduzidas duas combinações, a primeira relativa aos Estados limites últimos, e a segunda relativa aos Estados limites de utilização. A combinação relativa aos Estados limites últimos foi inserida apenas para obter os valores dos momentos torsores, que já foram referidos no capítulo anterior no ponto 4.9.4.

A combinação referente aos Estados limites de utilização foi introduzida para a análise da deformação do elemento estrutural em estudo, que são as lajes.

Foi então utilizada a seguinte combinação:

Estados limites de longa duração - combinações quase permanentes

$$\sum G_{i,m} (+P) + \sum \psi_{2,j} Q_{j,k} \quad (5.1)$$

, $\psi_{2j}=0,2$.

Uma vez introduzida a combinação acima transcrita, foi calculada a deformação do modelo, e analisado qual o ponto de flecha máxima, foram obtidos os seguintes resultados:

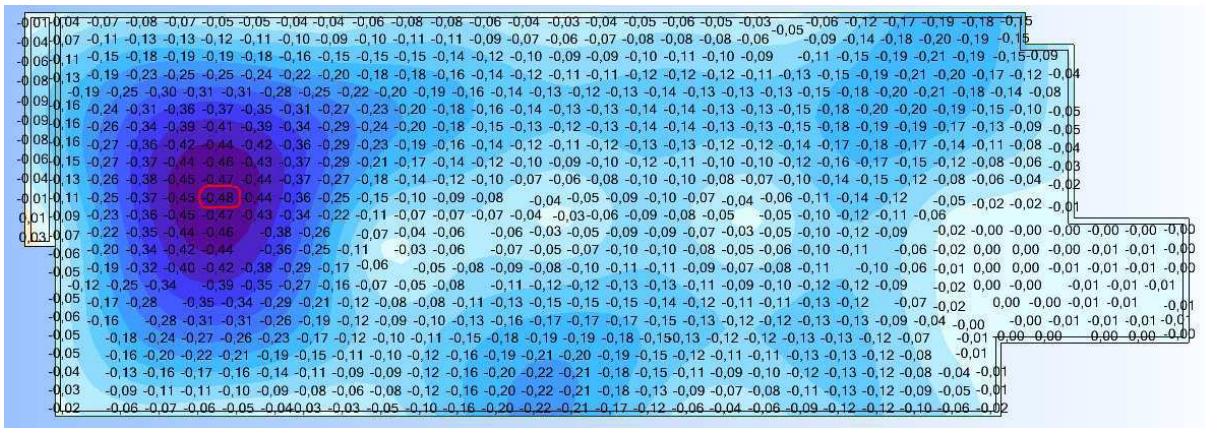


Fig. 5.8 - Planta do modelo ROBOT com as deformações

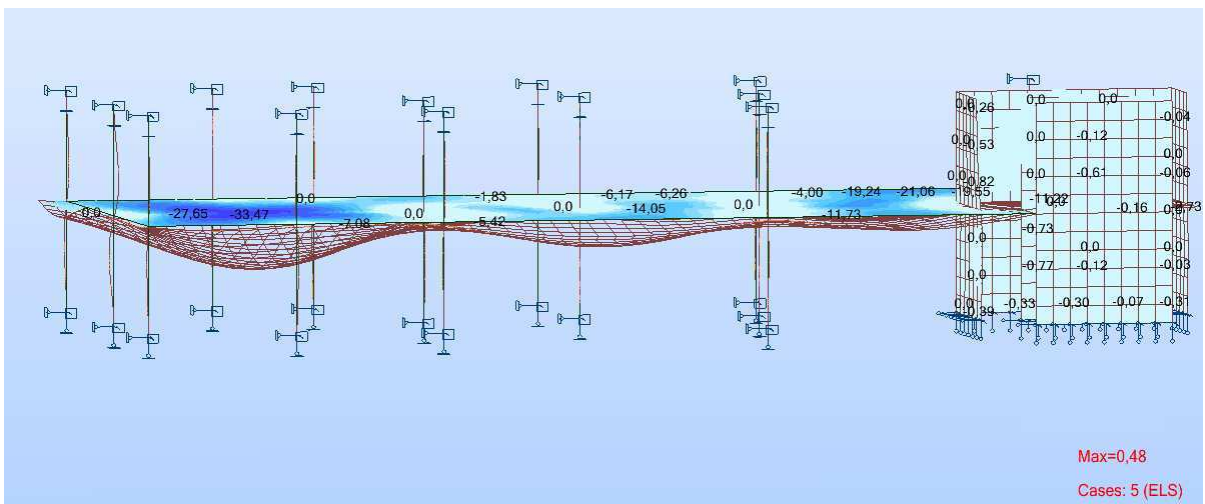


Fig. 5.9 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT

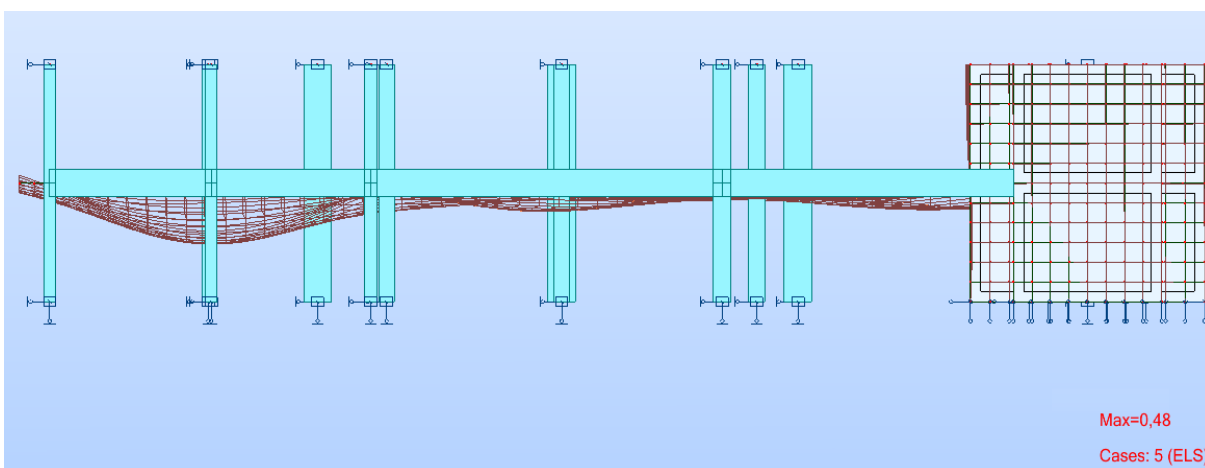


Fig. 5.10 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT

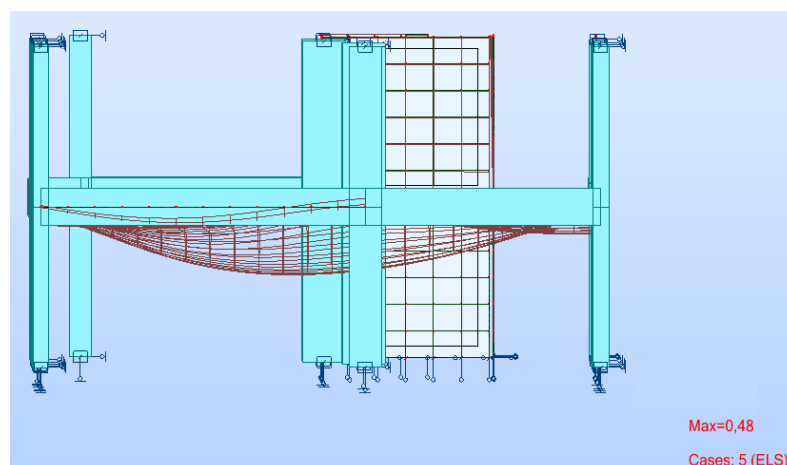


Fig. 5.11 -Representação esquemática das deformações no modelo do ROBOT

Conclui-se assim, que a flecha máxima elástica a_c assume o valor de 0,48 cm e encontra-se no vão da laje para o qual havia sido limitada a altura de modo a controlar a deformação.

Será relativamente a este valor que serão obtidos os valores das flechas pelo Método Bilinear.

5.4. MÉTODO BILINEAR

A análise da deformabilidade do elemento estrutural foi realizada em termos de flechas, para isso foi utilizado o Método Bilinear que é um método simplificado para obtenção deste valor.

Este método baseia-se na constatação de que, em serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura. Assim, será a partir da flecha base a_c , que é a flecha elástica obtida através do programa ROBOT, que serão calculados os valores extremos a_I e a_{II} da flecha nos estados I e II_0 . Para a determinação destes valores são consideradas apenas as características da secção determinante o que implica a não consideração do efeito de variação da armadura e a solicitação ao longo do elemento [9].

Como a flecha que pretendemos calcular é relativamente a uma laje, existem algumas considerações que deverão ser feitas, nomeadamente o cálculo dos momentos máximos deverá ser realizado por faixa de largura unitária. E a secção determinante é aquela em que actua o maior momento positivo, sendo que essa secção poderá não coincidir com a secção de flecha máxima a_c . Será para a secção determinante que se deverá calcular o momento de fendilhação e todos os coeficientes de correcção.

Assim, para o cálculo da flecha provável, teremos de definir vários parâmetros, que de seguida serão explicados.

5.4.1. FLECHA a_c -VALOR DE BASE

É a flecha relativa a um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e sem ser considerada a armadura. Representa o valor base a partir do qual são expressos os valores extremos a_I e a_{II_0} da flecha a [9]. No presente trabalho este valor foi obtido a partir do programa ROBOT.

$$a_c = 0,48 \text{ cm}$$

5.4.2. FLECHA A_I-ESTADO I

Esta flecha representa uma flecha em que são considerados os efeitos das armaduras. Assim, é visível que a partir de um determinado valor da percentagem de armadura ($\rho > 0,5\%$), a influência da armadura não é desprezável, pois provoca um aumento da rigidez e o deslocamento do centro de gravidade. Como o valor da flecha base a_c , não considera este aspecto, é introduzido um coeficiente de correcção k_A^I que conduzirá à obtenção da flecha $a_I < a_c$, para $t=0$ [9].

$$a_I^{t=0} = k_A^I \cdot ac \quad (5.2)$$

Para obter a flecha no tempo t , será necessário considerar o efeito de fluência que será representado pelo coeficiente k_ψ^I . Serão apenas consideradas as cargas permanentes, pois vamos assumir que a parcela quase permanente da sobrecarga terá carácter permanente [9]. Será através da seguinte expressão que será calculada a flecha:

$$a_{IG}^t = k_A^I \cdot (1 + k_\psi^I \cdot \psi) ac_G \quad (5.3)$$

5.4.3. FLECHA A_{II0}-ESTADO II₀

Esta flecha é obtida a partir da não consideração do betão traccionado entre fendas, é o extremo superior da flecha provável a ; $a_{II0} > a_c$ [9].

$$a_{II}^{t=0} = k_A^{II} \cdot ac \quad (5.4)$$

Considerando apenas as cargas permanentes e tendo em conta o coeficiente de fluência k_ψ^{II} :

$$a_{II0G}^t = k_A^{II} \cdot (1 + k_\psi^{II} \cdot \psi) ac_{cG} \quad (5.5)$$

5.4.4. FLECHA PROVÁVEL-A

Uma vez definidas as flechas já referidas, é possível determinar a flecha provável a :

$$a = a_I \quad \text{se} \quad M < M_r \quad (5.6)$$

$$a = (1 - \zeta) a_I + \zeta a_{II} \quad \text{se} \quad M < M_r \quad (5.7)$$

Em que M e M_r , são relativos à secção determinante $D(M_D, M_{rD})$ em que ξ e M_r são definidos de acordo com a figura seguinte:

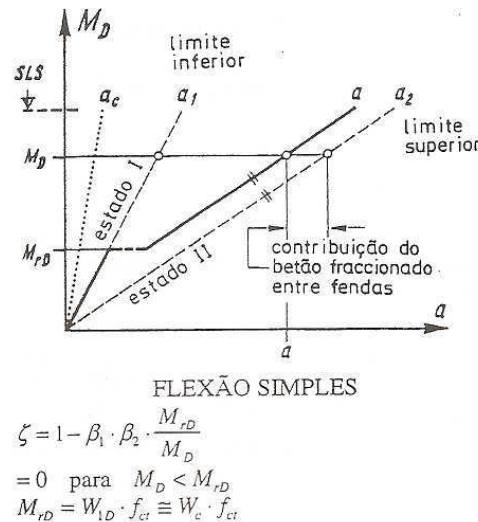


Fig. 5.12 -Relação bilinear momento-flecha [9]

5.4.5. CASO EM ESTUDO

Para a determinação da flecha provável, a , torna-se necessário a determinar alguns parâmetros para poder ser realizado o correcto cálculo deste valor.

5.4.5.1. Determinação do coeficiente de fluência

Será necessário efectuar o cálculo do coeficiente de fluência, uma vez que este valor é necessário para a posterior obtenção dos coeficientes k_A^I , k_Ψ^I , k_A^{II} , k_Ψ^{II} . Este cálculo será realizado com base no estipulado no Anexo I-3.4 do REBAP.

A expressão a utilizar para a determinação do coeficiente de fluência é a seguinte [3]:

$$\varphi_c(t, t_0) = \underbrace{\beta_a(t_0)}_{\text{Deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga}} + \underbrace{\varphi_d \beta_d(t - t_0)}_{\text{Deformações elásticas diferidas que se processam ao longo do tempo}} + \underbrace{\varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]}_{\text{Deformações plásticas diferidas que se processam ao longo do tempo}} \quad (5.8)$$

Assim, será necessária a determinação dos diversos parâmetros necessários para o cálculo do coeficiente de fluência:

-Função $\beta_a(t_0)$, resulta da quantificação a partir da expressão abaixo, relativa aos valores de tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento ($f_{c,t0}$) e a tempo infinito ($f_{c,\infty}$):

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_{c,t0}}{f_{c,\infty}} \right) \quad (5.9)$$

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{1}{1,45} \right) = 0,25$$

-Coeficiente de elasticidade diferida, $\varphi_d = 0,4$.

-Função $\beta_d(t-t_0)$, será igual a 1.

-Coeficiente de plasticidade diferida, φ_f , será obtido a partir da seguinte expressão:

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2} \quad (5.10)$$

O valor de φ_{f1} , será obtido em função da humidade relativa do ambiente, a qual é considerada média (40%), assim $\varphi_{f1} = 3,0$.

Para obter o valor de φ_{f2} , é necessário proceder ao cálculo da espessura fictícia, h_0 :

$$h_0 = \lambda \frac{2Ac}{u} \quad (5.11)$$

$$h_0 = 1 \frac{2(1 \times 0,28)}{2} = 0,28m \rightarrow h_0 \leq 28cm$$

↓

$$\varphi_{f2} = 1,49$$

$$\varphi_f = 3 \times 1,49 = 4,47$$

-Função β_f , é um valor obtido em função de um gráfico que relaciona h_0 com a idade, $\beta_f(t) = 0,97$ e $\beta_f(t_0) = 0,25$.

O valor do coeficiente de fluência será:

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,25 + 0,4 \times 1 + 4,47[0,97 - 0,25] = 3,8$$

5.4.5.2. Determinação dos coeficientes k_A^I , k_Ψ^I , k_A^{II} , k_Ψ^{II}

A obtenção destes coeficientes, é realizada a partir da análise de gráficos que permitem encontrar estes valores, contudo para ser possível essa análise é necessário definir alguns parâmetros. Alguns destes parâmetros serão definidos para um metro de laje.

$$\bullet \quad d/h \begin{cases} d = 0,25m \\ h = 0,28m \end{cases} \rightarrow d/h = 0,9$$

- $d'/h \begin{cases} d' = 0,03\text{ m} \\ h = 0,28\text{ m} \end{cases} \rightarrow d'/h = 0,1$
- $\chi \cdot \varphi \begin{cases} \chi = 0,8 \\ \varphi = 3,8 \end{cases} \rightarrow \chi \cdot \varphi = 3$
- $\alpha \cdot \rho \begin{cases} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{31} = 6,45 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,10)}{b \cdot d} = 0,00452 \end{cases} \rightarrow \alpha \cdot \rho = 0,029$
- $\rho'/\rho \begin{cases} \rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{200}{31} = 0,00226 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12 // 0,2)}{b \cdot d} = 0,00452 \end{cases} \rightarrow \rho'/\rho = 0,5$

Após definidos todos os parâmetros, é possível através da análise dos gráficos correspondentes [9] obter os coeficientes necessários.

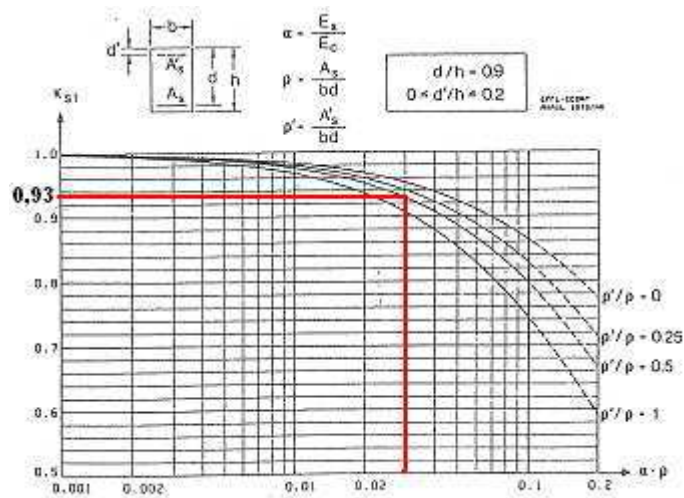


Fig. 5.13 $k_A^I \leftrightarrow k_{S1} = 0,93$

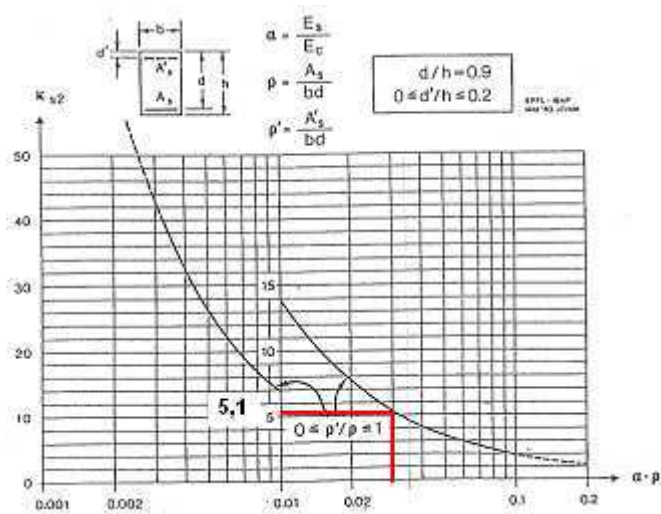


Fig. 5.14 - $k_A'' \leftrightarrow k_{s2} = 5,1$

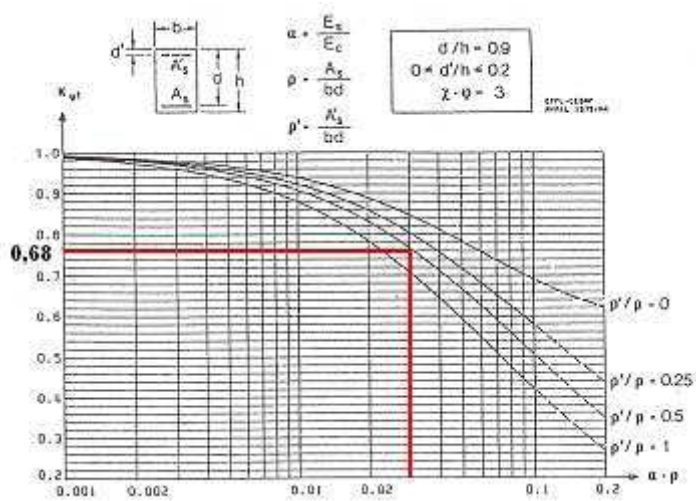
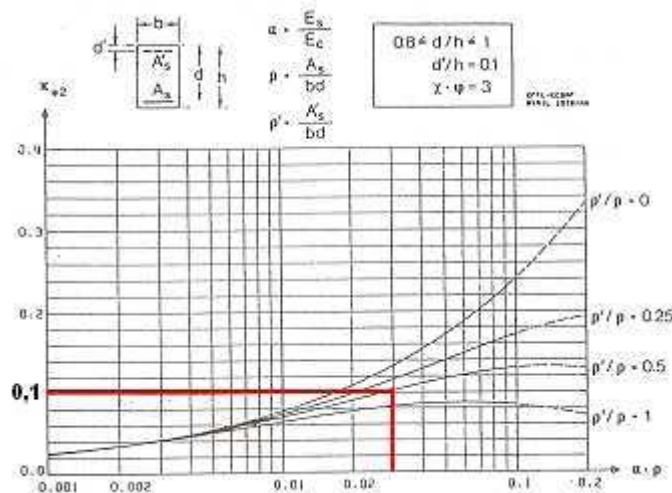


Fig. 5.15 - $k_\psi^I \leftrightarrow k_{\phi1} = 0,68$


 Fig. 5.16 $k_{\psi}^{\text{II}} \leftrightarrow k_{\varphi 2} = 0,1$

5.4.5.3. Determinação do coeficiente de partição- ξ

Para definir o coeficiente de partição é necessário calcular o momento de fendilhação na secção determinante, M_{ID} e o momento flector total, M_{D} , resultante da combinação de acções considerada na secção determinante.

Assim, o momento na secção determinante, M_{D} será igual ao momento máximo positivo retirado do diagrama elástico, ou seja o momento máximo positivo que se verifica no modelo introduzido no ROBOT. O momento máximo é M_y , logo a armadura que foi considerada para determinação do ponto anterior é respeitante à armadura segundo y .

Assim temos que:

$$M_{\text{D}} = 39,78 \text{ kN.m}$$

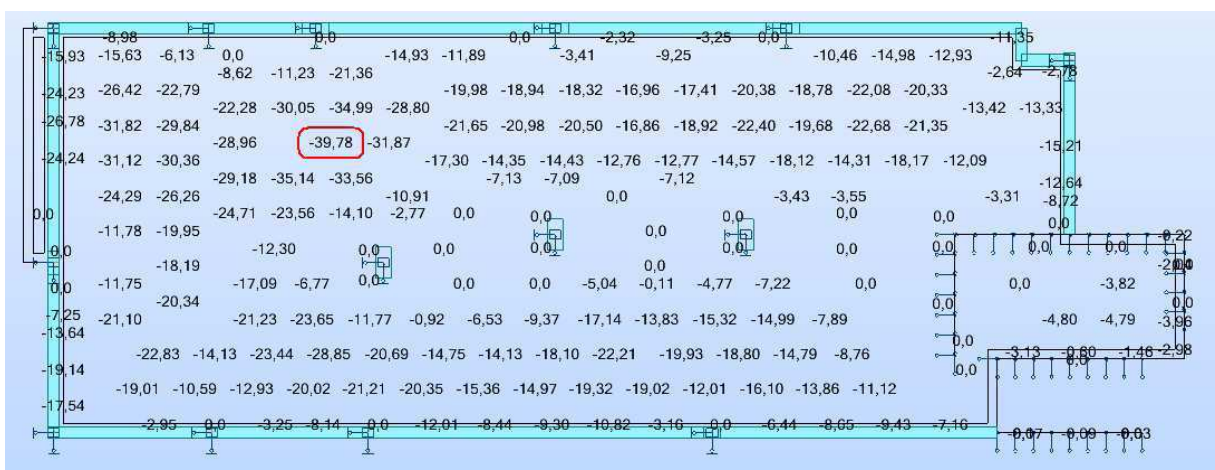


Fig. 5.17 -Momento positivo máximo

Relativamente ao momento de fendilhação, M_{rD} é determinado da seguinte forma:

$$M_{rD} \cong W_c \cdot f_{ct} \quad (5.12)$$

$$M_{rD} = \frac{1 \times 0,28^2}{2600} = 33,97 \text{ kN.m}$$

Resta definir os coeficientes β_1 e β_2 :

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1 \text{ (varões de alta aderência)} \\ \beta_2 &= 1 \text{ (carga de curta duração)} \\ \beta_2 &= 0,5 \text{ (carga de longa duração)} \end{aligned}$$

Uma vez, definidos todos os parâmetros, é possível determinar o coeficiente de repartição:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \frac{M_{rD}}{M_D} \quad (5.13)$$

$$t = 0 \quad \zeta = 1 - 1 \cdot 1 \cdot \frac{33,97}{39,78} = 0,15$$

$$t = t \quad \zeta = 1 - 1 \cdot 0,5 \cdot \frac{33,97}{39,78} = 0,57$$

5.4.5.4. Determinação da flecha a_I , a_{II}

Flecha no estado I:

$$t = 0, \quad a_I = k_A^I \cdot a_c = 0,93 \times 4,8 = 4,46 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_I = k_A^I \cdot (1 + k_\psi^I \cdot \psi) \cdot a_c = 0,93 \cdot (1 + 0,68 \times 3,8) \cdot 4,8 = 16 \text{ mm}$$

Flecha no estado II:

$$t = 0, \quad a_{II} = k_A^{II} \cdot a_c = 5,1 \times 4,8 = 24,48 \text{ mm}$$

$$t = t, \quad a_{II} = k_A^{II} \cdot (1 + k_\psi^{II} \cdot \psi) \cdot a_c = 5,1 \cdot (1 + 0,1 \times 3,8) \cdot 4,8 = 33,8 \text{ mm}$$

5.4.5.5. Determinação da flecha provável, a

$$a = (1 - \zeta) a_I + \zeta a_{II} \quad \text{se } M < M_r$$

$$t = 0 \quad a = (1 - 0,15) \times 4,46 + 0,15 \times 24,48 = 7,47 \text{ mm}$$

$$t = t \quad a = (1 - 0,57) \times 16 + 0,57 \times 33,8 = 26,15 \text{ mm}$$

Relativamente à flecha para $t=t$, será ainda necessário retirar o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio. Uma vez que a análise da deformação da laje tem como finalidade avaliar o seu comportamento enquanto suporte para os revestimentos cerâmicos de piso, é necessário ter em atenção que, quando estes são colocados em obra, a flecha relativa ao peso próprio já ocorreu, logo os cerâmicos não estarão sujeitos a essa deformação.

Assim, foi retirado do ROBOT o valor da flecha elástica resultante do peso próprio.

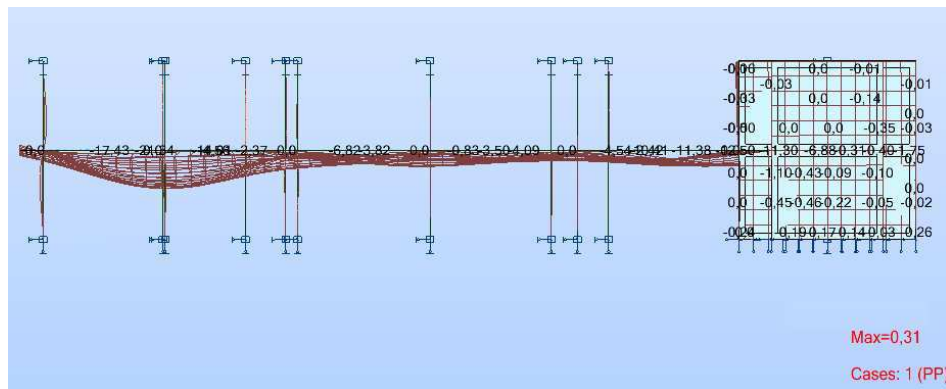


Fig. 5.18 – Flecha máxima correspondente à acção do peso próprio

Assim temos:

$$a_{pp} = 0,31 \text{ cm}$$

Este valor é subtraído à flecha previamente obtida para a análise a longo prazo, de modo a obter a flecha a que os revestimentos realmente estarão sujeitos.

$$a_{t=t} - a_{pp} = 2,62 - 0,31 = 2,31 \text{ cm}$$

Será relativamente ao valor da flecha de 2,31 cm que deverão ser feitas as devidas comparações.

6

Análise de Resultados

6.1. LIMITES DE DEFORMAÇÃO PARA SUPORTES DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PISO

Uma vez definidos os limites de flechas, para as lajes que servem de suporte aos revestimentos cerâmicos de piso, e tendo em consideração que o vão mais desfavorável apresenta uma dimensão de $l=8,55m$, são obtidos os seguintes resultados.

6.1.1. SUPORTES RECENTES [1]

Como o vão da laje é superior a 5 metros, temos:

$$f_1 = l/1000 + 0,5 \text{ cm} \quad \text{se } l \geq 5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (6.1)$$

↓

$$t = 0 \quad f_1 = 855/1000 + 0,5 \text{ cm} = 1,36 \text{ cm} \quad (6.2)$$

6.1.2. SUPORTES COM PERÍODO DE CURA DE PELO MENOS SEIS MESES [1]

Uma vez que, o vão da laje é superior a 3,5 metros, temos:

$$f_2 = l/700 + 0,5 \text{ cm} \quad \text{se } l > 3,5 \text{ m} \quad l - \text{vão da laje} \quad (6.3)$$

↓

$$t = t \quad f_2 = 855/700 + 0,5 \text{ cm} = 1,72 \text{ cm} \quad (6.4)$$

6.2. DEFORMAÇÃO PROVÁVEL DO SUPORTE DO CASO EM ESTUDO

Após o dimensionamento do edifício em estudo, análise do piso tipo e avaliação da flecha máxima provável, foram obtidos os seguintes resultados:

$$t = 0 \quad a = (1 - 0,15) \times 4,46 + 0,15 \times 24,48 = 7,47 \text{ mm} = 0,75 \text{ cm} \quad (6.5)$$

$$t = t \quad a = (1 - 0,57) \times 16 + 0,57 \times 33,8 = 26,15 \text{ mm} = 2,62 \text{ cm} \quad (6.6)$$

$$a_{t=t} - a_{pp} = 2,62 - 0,31 = 2,31 \text{ cm}$$

6.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Comparando os resultados obtidos, torna-se evidente que relativamente a suportes recentes os limites impostos para a flecha máxima admissível no suporte dos revestimentos cerâmicos são cumpridos.

$$\begin{array}{ccc} \text{FLECHA PROVÁVEL} & & \text{FLECHA LIMITE} \\ \overbrace{0,75} & < & \overbrace{1,36} \quad \text{cm} \rightarrow OK! \end{array}$$

Assim, o resultado obtido para a flecha provável a curto prazo no caso específico do piso-tipo em estudo, apresentou valores relativamente baixos quando comparado com os limites recomendados.

Quanto ao caso em que o período de cura do suporte já ultrapassou seis meses, ou seja, estamos a analisar flechas para um tempo t , já não se verifica o mesmo cenário. Isto, porque o valor obtido para a flecha a longa duração, no caso em estudo, apresenta valores superiores aos estabelecidos para limitar a ocorrência de patologias nos revestimentos cerâmicos.

$$\begin{array}{ccc} \text{FLECHA PROVÁVEL} & & \text{FLECHA LIMITE} \\ \overbrace{2,31} & > & \overbrace{1,72} \quad \text{cm} \rightarrow KO! \end{array}$$

É assim visível que para flechas instantâneas não ocorrerão patologias causadas pela deformação do suporte; relativamente à análise para longa duração, a deformação do suporte já poderá ser umas das causas para a ocorrência de patologias nos revestimentos cerâmicos de piso.

7

Conclusões

No presente trabalho, todo o processo de dimensionamento do edifício em estudo foi realizado respeitando as condições impostas pelo REBAP, dando-se especial ênfase às limitações relativas aos estados limites de deformação.

Segundo o Artigo 72.º do REBAP, *“Nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a $l/400$ do vão para combinações frequentes de acções; porém se a deformação afectar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por medidas adequadas, aquela flecha não deve ser tomada com valor superior a 1,5 cm.”*[3].

Assim, como forma de garantir as condições impostas pelo artigo acima transcrito, o REBAP refere no Artigo 72.3.º, que “A verificação referida no número anterior considera-se satisfeita desde que se cumpram as condições expressas nos artigos 89.º, 102.º e 113.º.”[3].

Uma vez que a análise da deformação neste trabalho foi realizada relativamente às lajes, foi utilizado o artigo 102.º como base para a definição da secção deste elemento. Logo, seria de esperar que à partida os valores obtidos para a flecha máxima neste elemento respeitassem as condições enunciadas no artigo 72.º do REBAP.

Porém, tal não se verificou, pois para o vão em análise ($l=8,55$ m), segundo o Artigo 72.º deveria ser obtida uma flecha máxima igual a 2,13 cm, mas como a deformação das lajes afecta paredes divisórias, este valor deveria baixar para 1,5 cm. Na realidade, verifica-se que a flecha provável a longo prazo assume o valor de 2,31 cm, ou seja, garantidamente este valor conduzirá a deformações excessivas relativamente aos limites estabelecidos.

Se formos analisar o limite estabelecido pelo EC2, temos que o limite definido (a título de orientação) como apropriado será de $l/500$, assumindo o valor de 1,71 cm na situação em análise. Assim, também relativamente a este valor a flecha obtida no caso em estudo apresenta um resultado significativamente superior.

Fazendo agora a análise do principal problema que se colocou ao longo de todo o trabalho, em que se partia da suposição de que algumas das patologias verificadas a longo prazo nos revestimentos cerâmicos de piso poderiam ser resultantes de uma deformação excessiva do elemento de suporte, chegou-se à conclusão que esta suposição estava correcta.

Assim, mesmo tendo sido realizado todo o dimensionamento do edifício em estudo com base nos regulamentos existentes e respeitando todas as imposições para a limitação das deformações nos

elementos de suporte do elemento não estrutural, neste caso lajes, verificou-se que a longo prazo as deformações que estas irão apresentar são excessivas relativamente às deformações-limite definidas para a não ocorrência de danos nos revestimentos.

A longo prazo a flecha provável assume o valor de 2,62 cm, que é bastante mais elevado do que o limite recomendado de 1,72 cm [1].

A curto prazo, o suporte comporta-se adequadamente relativamente às deformações que apresenta, pois a flecha máxima obtida é de 0,76 cm que é bastante mais baixa do que a definida como limite para os revestimentos cerâmico em que o valor é de 1,36 cm.

É esta a causa provável para a inexistência de patologias ao nível dos revestimentos cerâmicos de piso na altura da comercialização das fracções, vindo estas a surgir mais tarde, já com a habitação em uso.

Torna-se evidente que os revestimentos cerâmicos não terão capacidade para reagir às deformações que se manifestam com o tempo sem que ocorram patologias sérias, que poderão assumir vários contornos, nomeadamente a fissuração, o empolamento e a lascagem dos bordos entre outras.

Conclui-se então, que será possível a ocorrência de flechas superiores aos mínimos admissíveis, ou seja, poderão ocorrer patologias nos elementos não estruturais em causa, resultantes de uma excessiva deformação do suporte, mesmo que o projectista cumpra todas as disposições regulamentares em vigor.

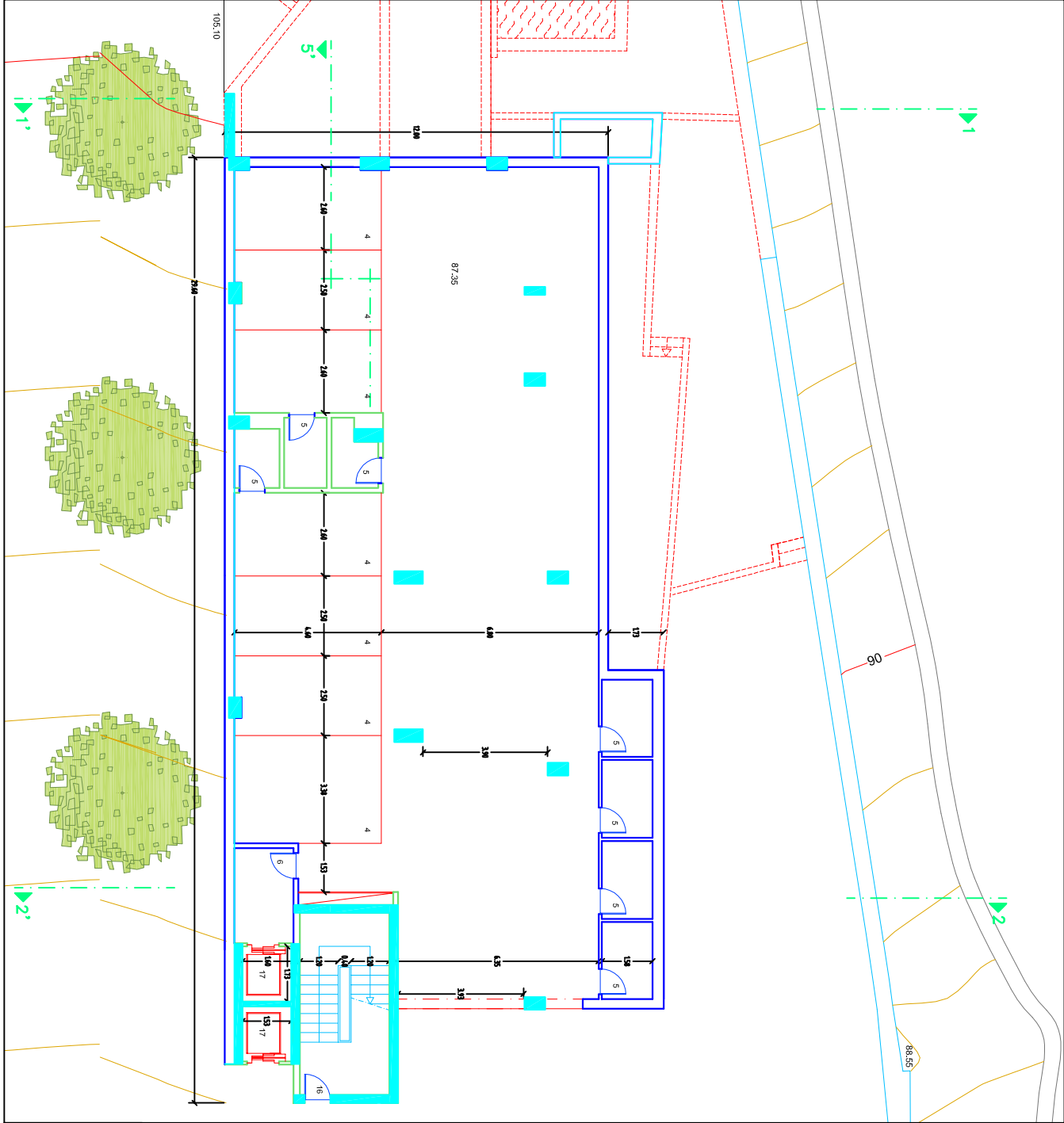
Será então plausível sugerir uma revisão das disposições regulamentares no que respeita às deformações das construções tradicionais, vulgo estruturas em betão armado, em que se pretenda utilizar revestimentos cerâmicos de piso. Desta forma, poderá ser controlada de forma mais eficaz a ocorrência de patologias nestes elementos não estruturais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Vaz Serra e Sousa, V., Peixoto de Freitas, V., Raimundo Mendes da Silva, J.A., *Manual de aplicação de revestimentos cerâmicos*. Associação Portuguesa da Indústria de Cerâmica, Coimbra, 2003.
- [2] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, 2005.
- [3] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Porto Editora, 2005.
- [4] *Eurocódigo 2 (EC2) Norma Europeia EN 1992-1-1:2001*
- [5] Lucas, J.A.C., Abreu, M.M.M, *Revestimentos cerâmicos colados*. LNEC, Lisboa, 2005.
- [6] Lucas, J.A.C., *Anomalias em revestimentos cerâmicos colados*. LNEC, Lisboa, 2001.
- [7] Lucas, J.A.C., *Azulejos ou ladrilhos cerâmicos – Descrição geral, exigências normativas, classificação funcional*. LNEC, Lisboa, 2003.
- [8] *Manual de MGE*.
- [9] Figueiras, J.A., *Verificação aos estados limites de utilização*, FEUP, DECivil 1999.
- [10] Costa, A.G, *Estruturas de edifícios*, FEUP, 1999.
- [11] Faria, R.M., Pouca, N.V., *Esforço Transverso.Torção.Puncoamento.*, FEUP, Março de 1997.
- [12] Figueiras, J.A., *Estruturas de Betão 2-Fundações*, FEUP, 2003/2004.

Anexos

A.1-PLANTAS DE ARQUITECTURA



AREA COMUM

- 1 - Acesso a Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alinhado / Rebado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D. Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

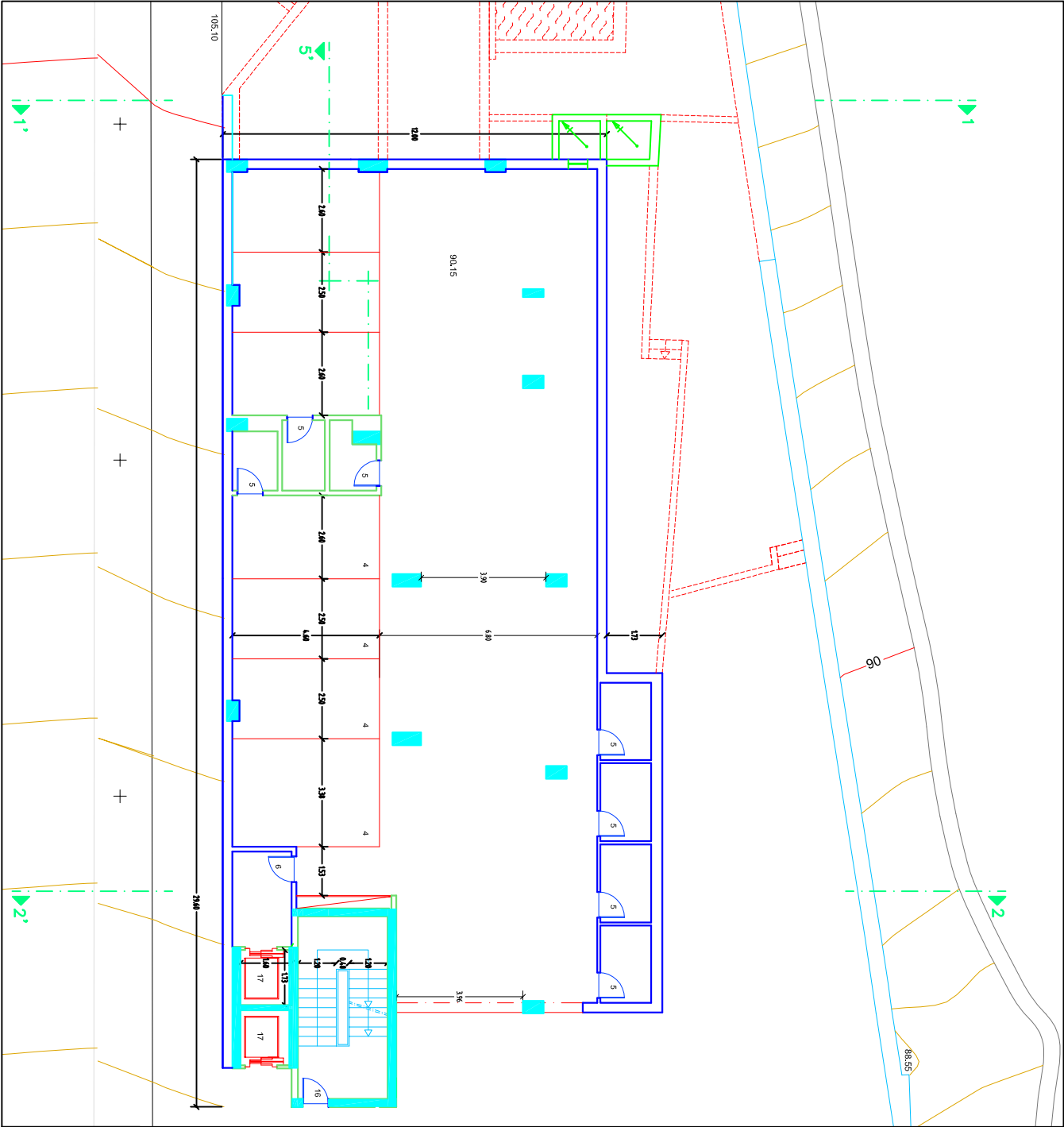
- 13 - Entrada Principal
- 14 - Atípico
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
FEUP Engenharia
RUA ROBERTO FIALS 470
4200-465 Porto Portugal

PROJECTO DE ARQUITECTURA
MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
PLANTA PSO 0

DESENHO 01 S/ESCALA IDATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158



AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alinhado / Rebado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D. Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

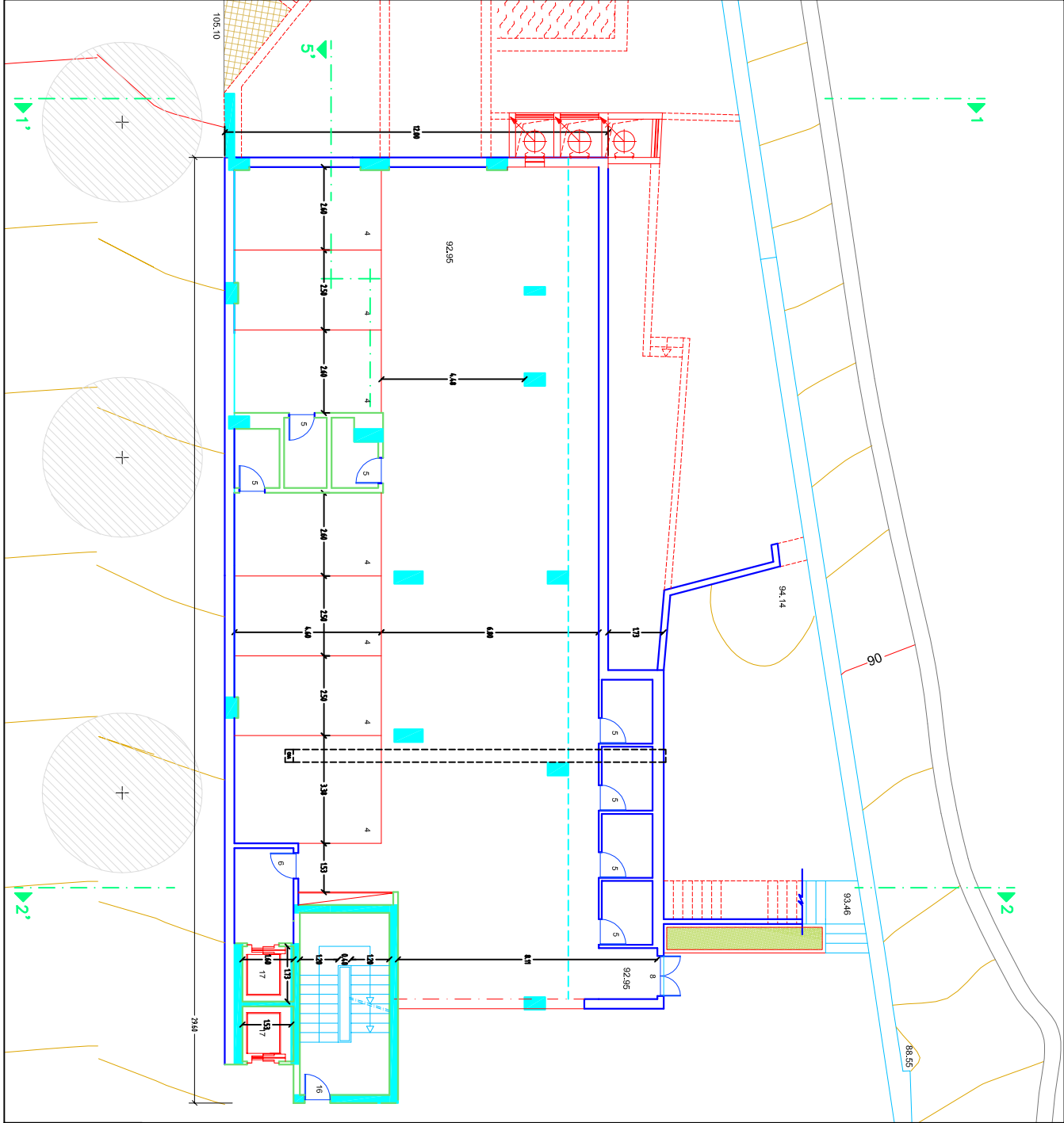
- 13 - Entrada Principal
- 14 - Alto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
FEUP Engenharia
Rua do Campo Tendas, 671
4200-465 Porto Portugal

PROJECTO DE ARQUITECTURA
MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
PLANTA PISO 1

DESENHO 02 S/ESCALA IDATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158



AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alinhado / Rebado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D. Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

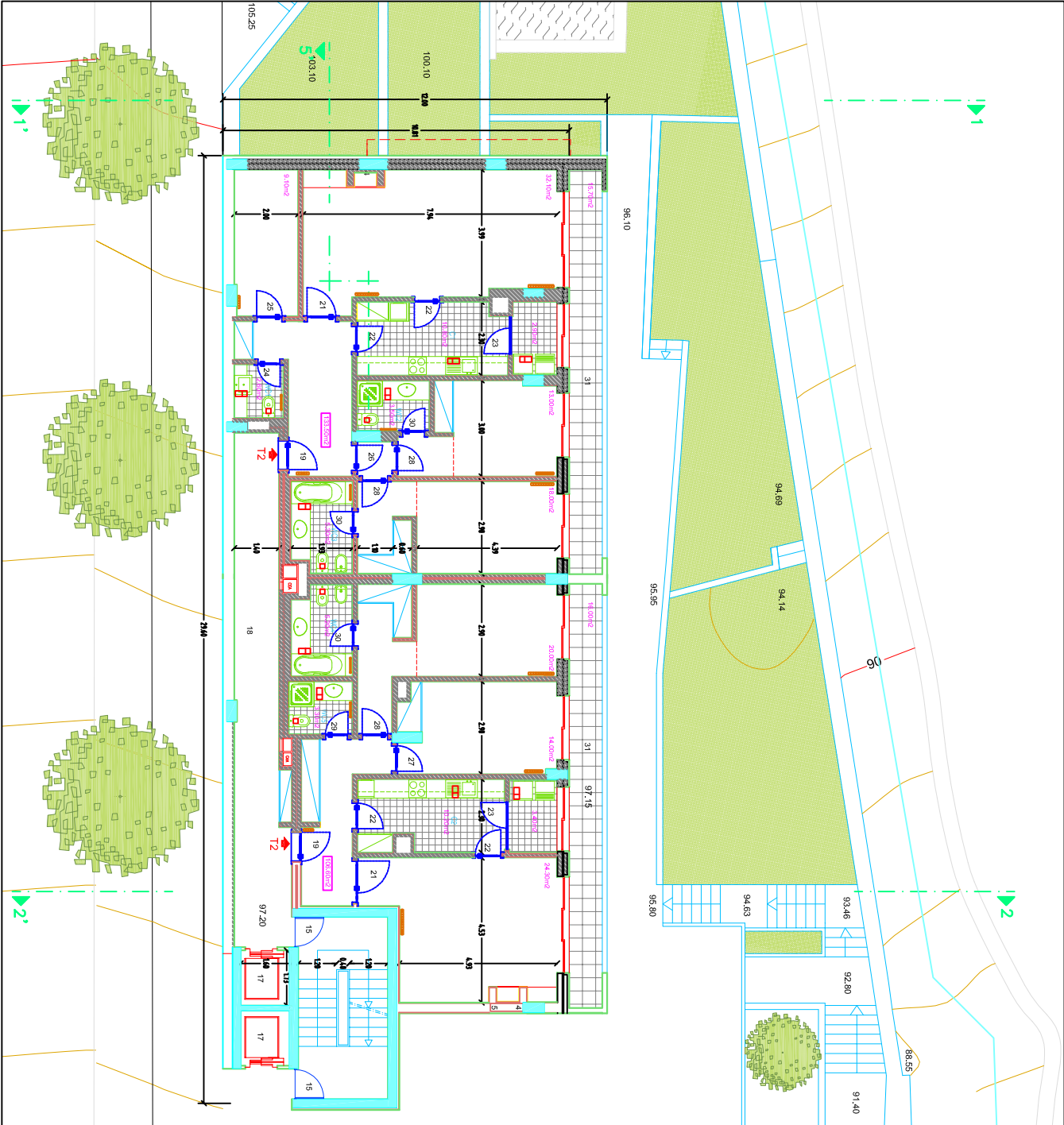
- 13 - Entrada Principal
- 14 - Alto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
FEUP Engenharia
Rua Roberto Frias, s/n
4200-465 Porto Portugal

PROJECTO DE ARQUITECTURA
MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
PLANTA PISO 2

DESENHO 03 S/ESCALA IDATA
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158

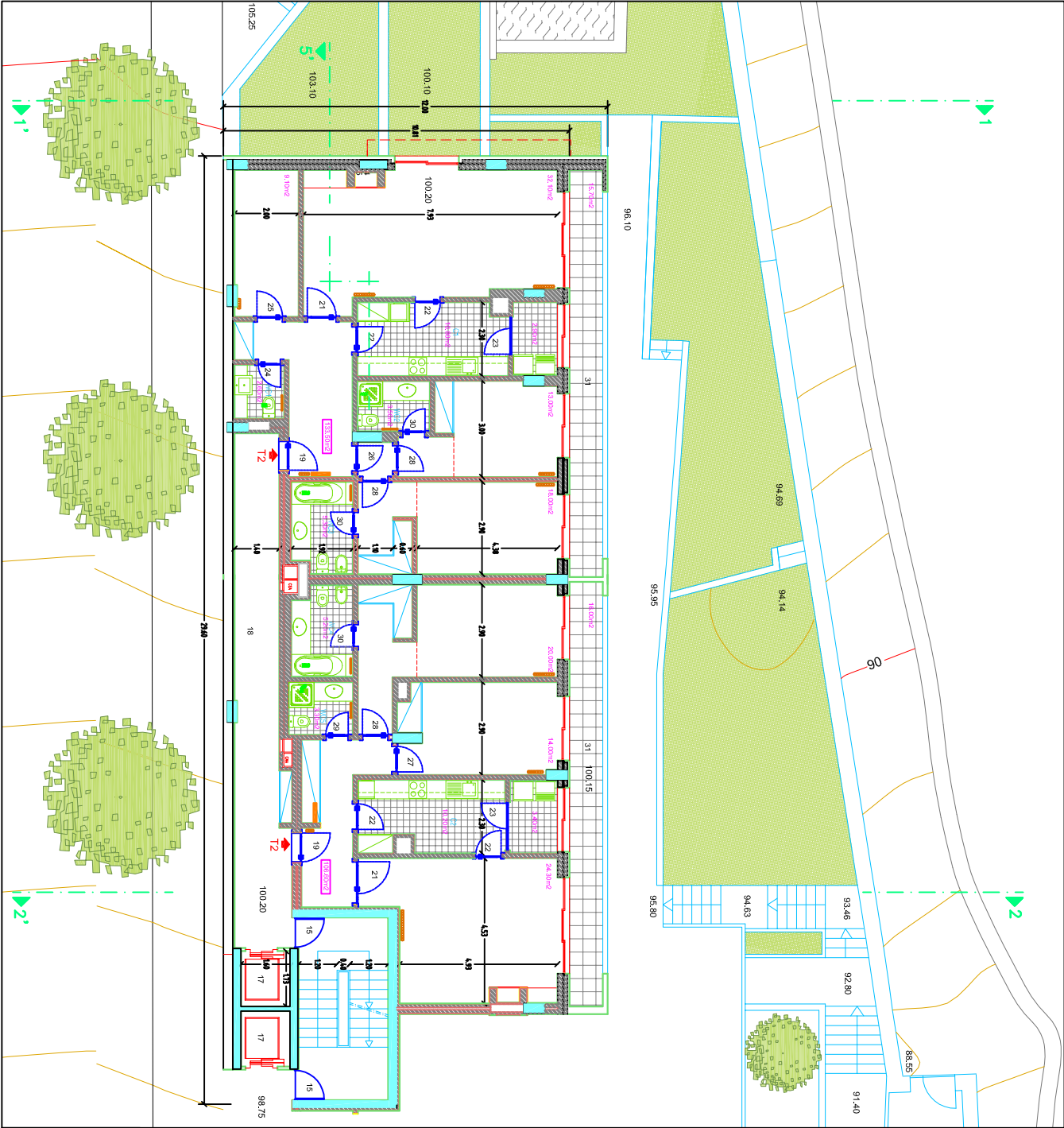


AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alvarado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Atípico
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

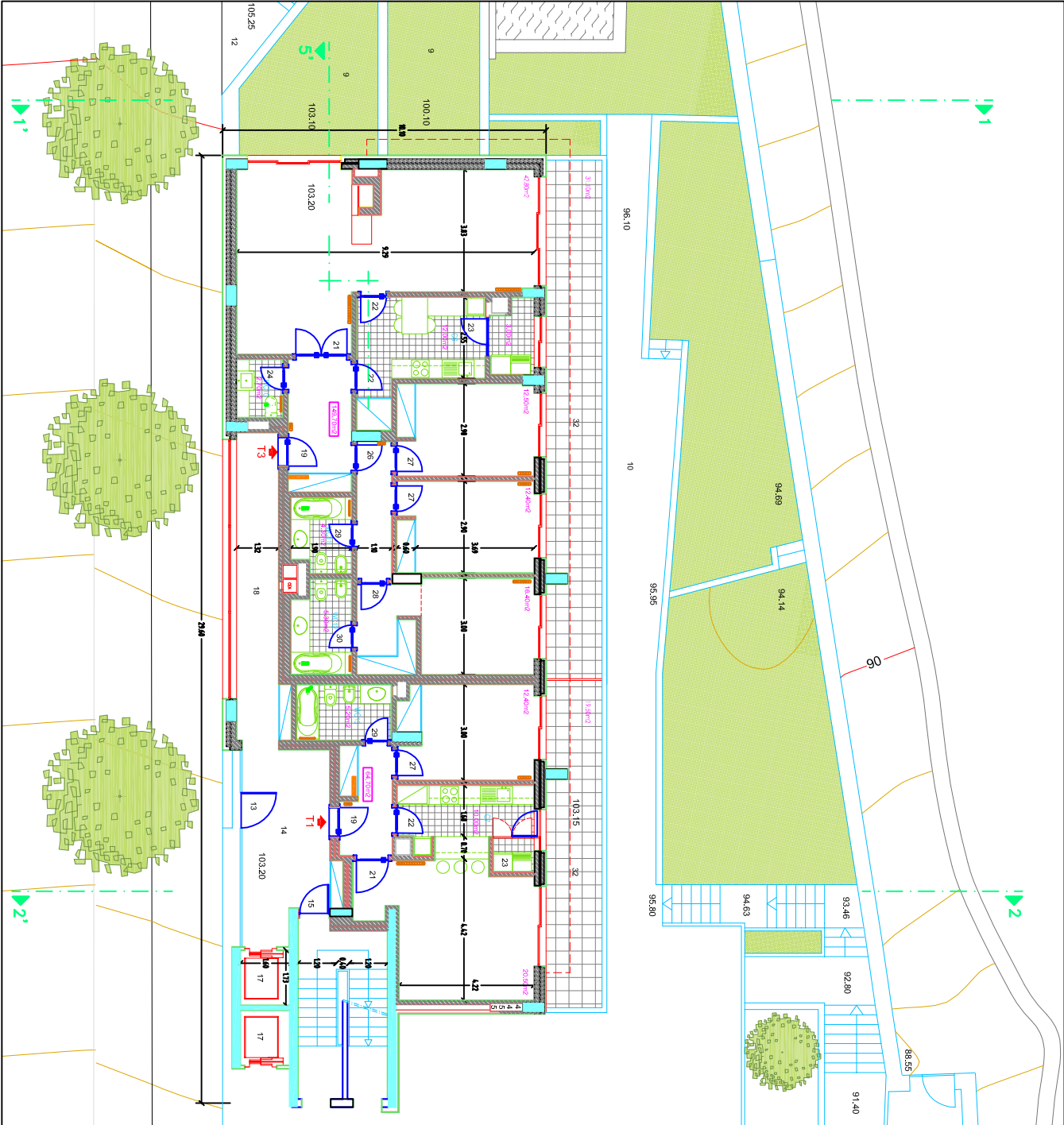


AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alvarado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Alto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

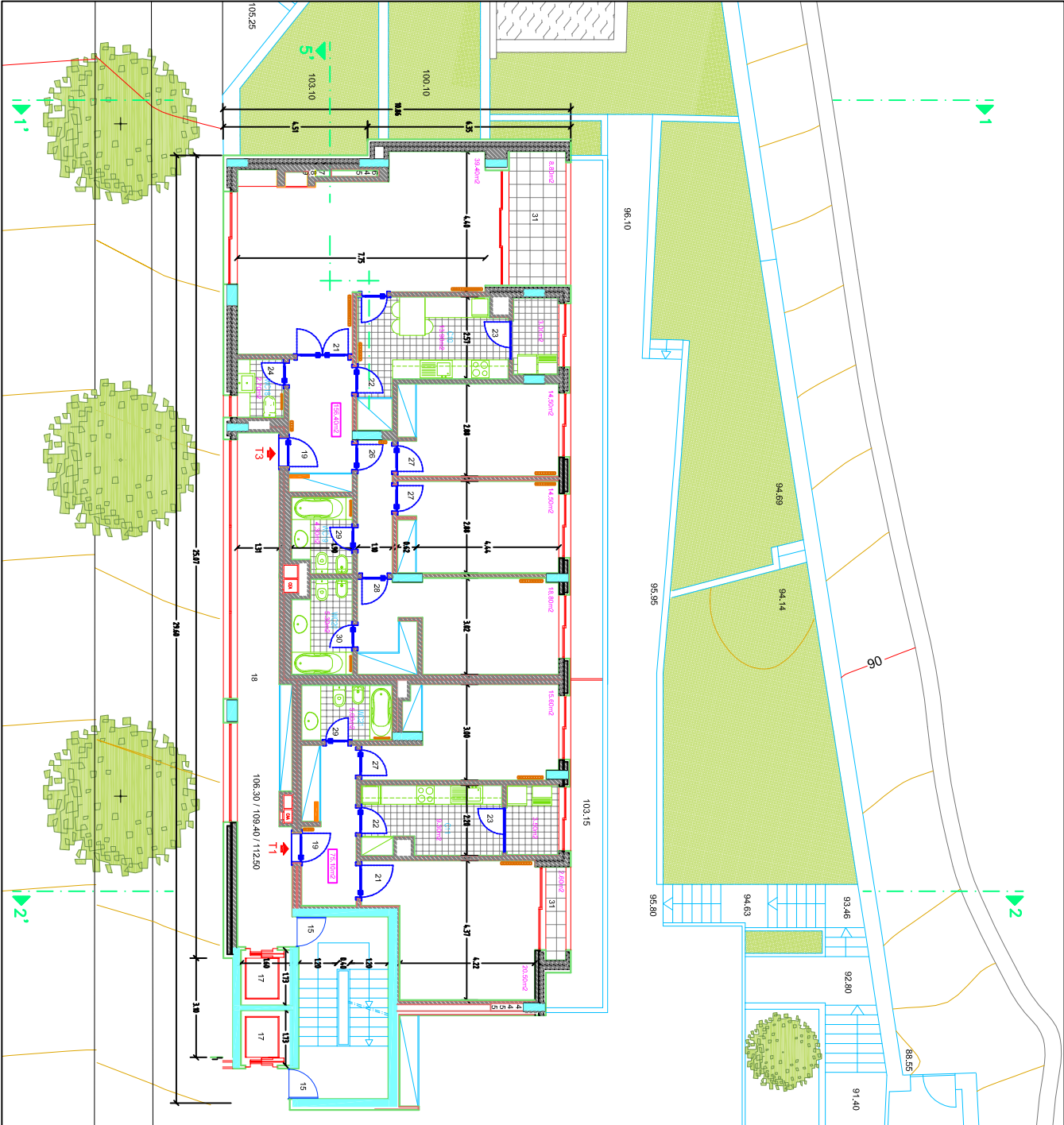


AREA COMUM

- 1 - Acesso a Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Sala para o exterior
- 9 - Alvarado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Atípico
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

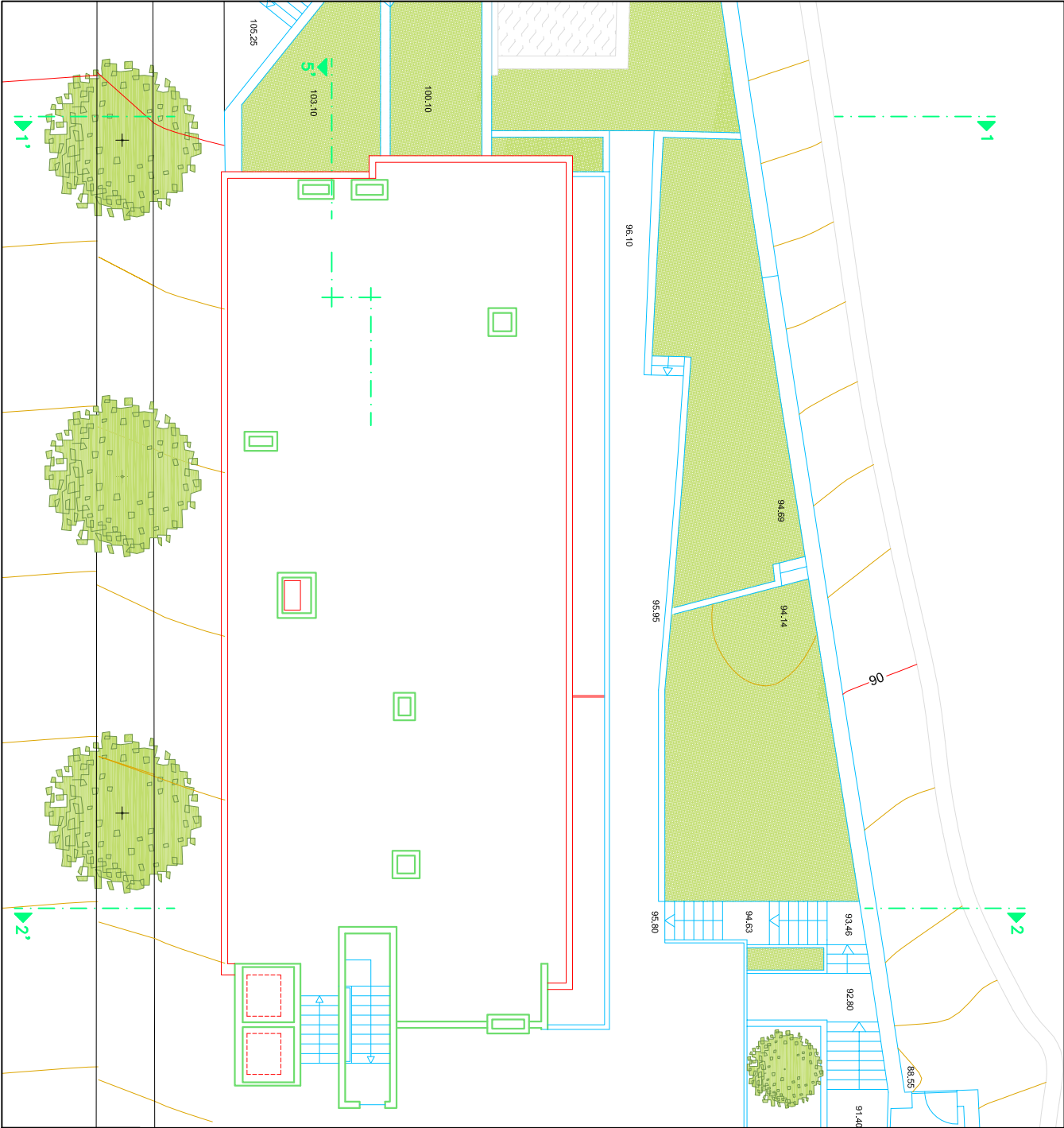


AREA COMUM

- 1 - Acesso a Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alvarado / Relvado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Alto
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

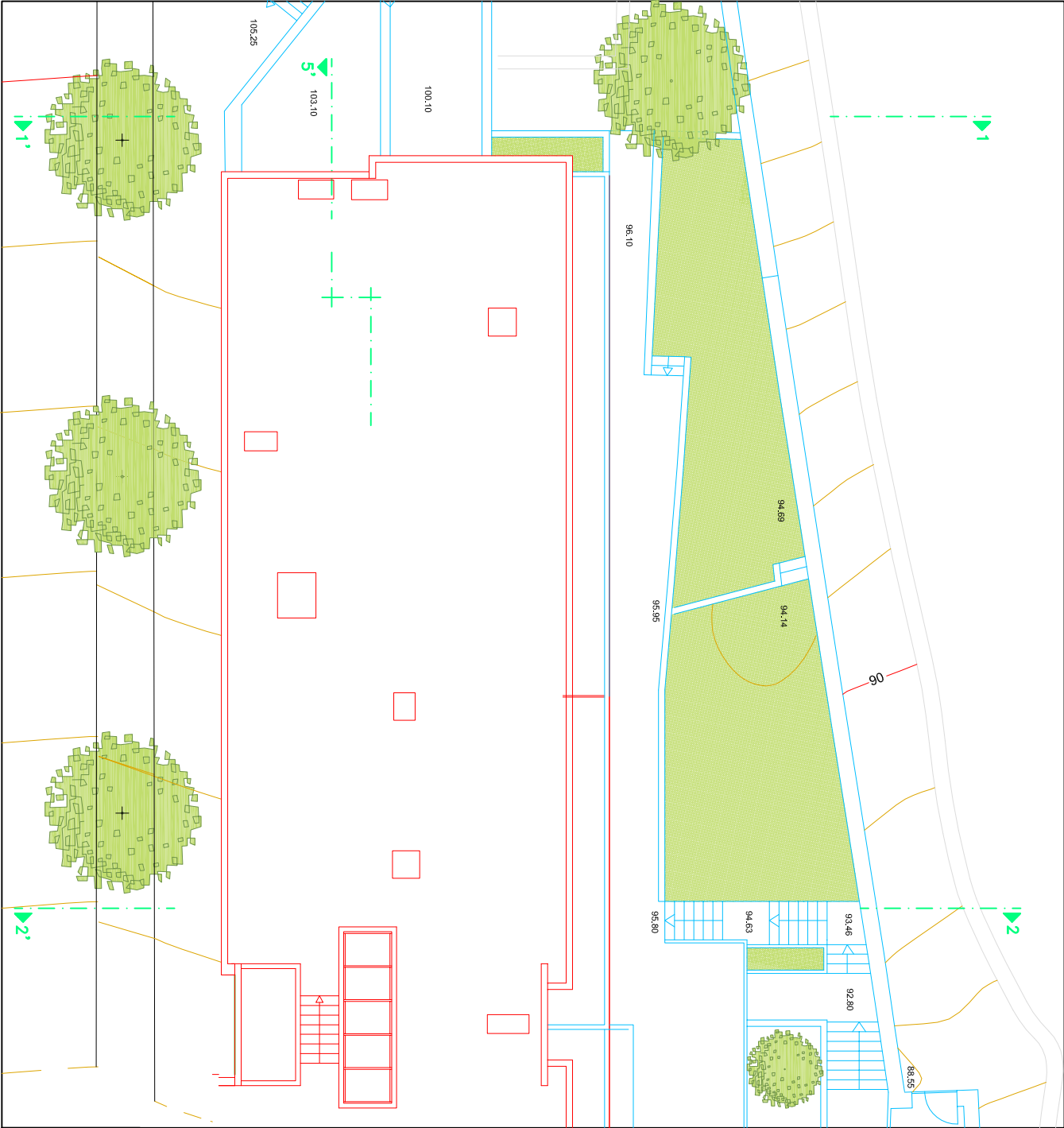


AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alinhado / Rebado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Atípico
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura

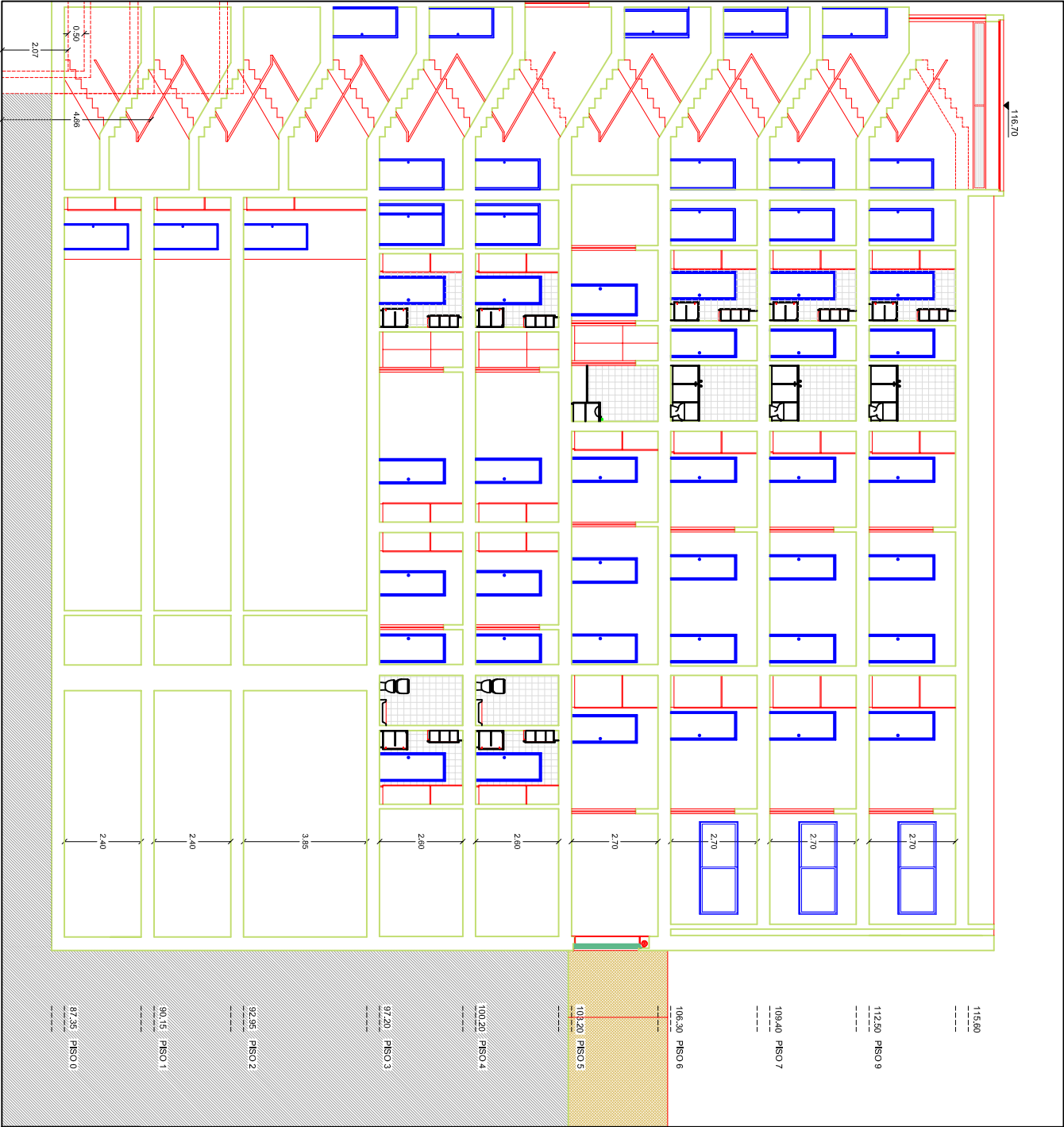


AREA COMUM

- 1 - Acesso à Cave / Prédio da R. dos Molinos
- 2 - Rampa de acesso à cave
- 3 - Rampa de ligação entre caves
- 4 - Lugar de Garagem
- 5 - Arrumos
- 6 - Antecâmara (Acessos verticais)
- 7 - Área Técnica
- 8 - Saída para o exterior
- 9 - Alinhado / Rebado
- 10 - Zona Pavimentada
- 11 - Acesso à R. dos Molinos
- 12 - Escadaria de ligação entre a R.D.Pedro V e a R. dos Molinos

HABITAÇÃO

- 13 - Entrada Principal
- 14 - Atípico
- 15 - Escada de acesso aos pisos
- 16 - Escada de acesso às caves
- 17 - Ascensor
- 18 - Galeria de distribuição
- 19 - Hall de Entrada
- 20 - Escada Interior
- 21 - Sala Commum
- 22 - Cozinha
- 23 - Lavandaria
- 24 - W.C.
- 25 - Arrumos
- 26 - Antecâmara
- 27 - Quarto
- 28 - Suite
- 29 - Banho
- 30 - Banho Suite
- 31 - Varanda
- 32 - Terraço
- 33 - Acesso à Cobertura



116.20
115.60
112.50 PISO 9
108.40 PISO 7
106.30 PISO 6
103.20 PISO 5
90.15 PISO 1
92.95 PISO 2
97.20 PISO 3
100.20 PISO 4

LEGENDA

- MADEIRA (PISO/PAV)
- REBOCO APESADO PINTADO A COR BRANCA MARFIM
- SISTEMA DE CAPIOTO PINTADO A COR BRANCA MARFIM
- PILACAGEM EM GRANITO AMARELO VIMBRE
- REBOCO APESADO PINTADO A COR ROSA VELHO
- CANIZARIA EM ALUMINIO ANODIZADO
- CANIZARIA COM RESSINO SEMIPLANTE AO TRADICIONAL, A COR BRANCA



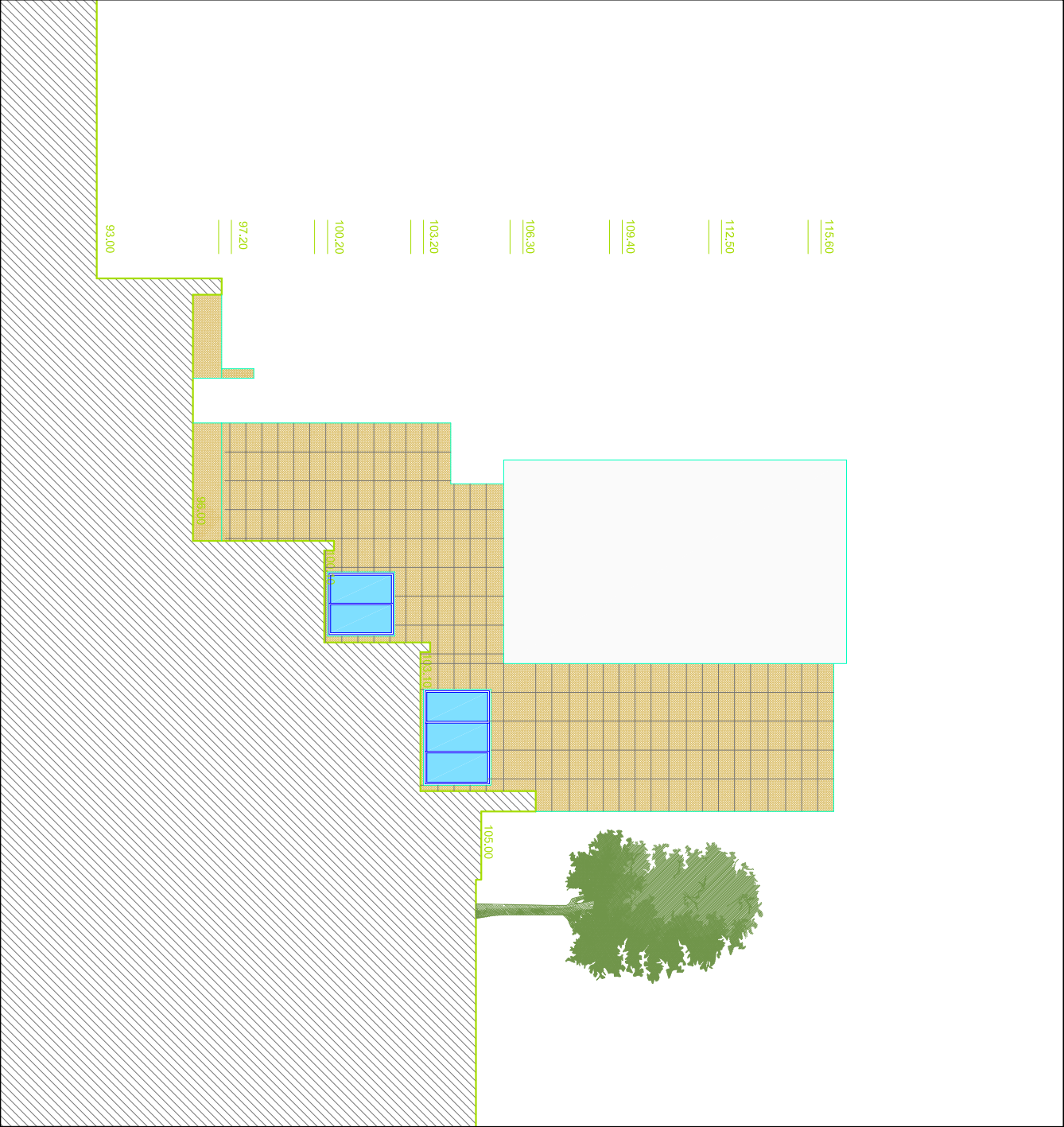
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PROJETO DE ARQUITECTURA

DESENHO 11 S/ESCALA DATA 04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158



LEGENDA

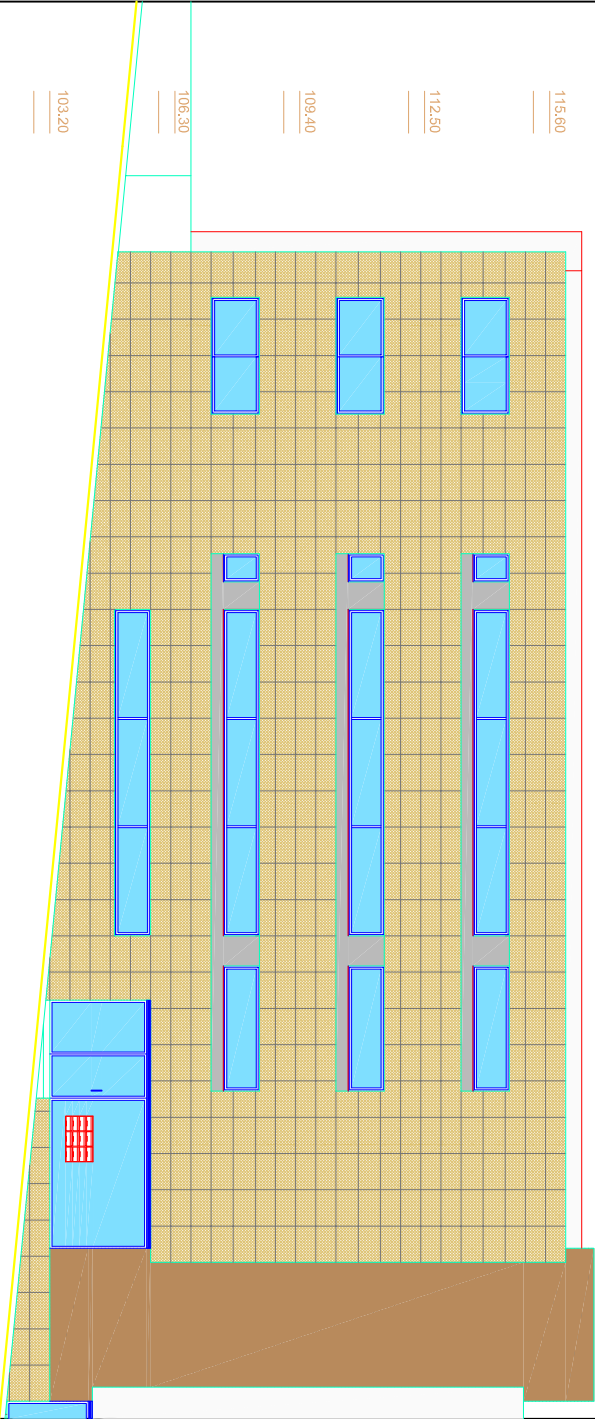
-  MADEIRA (PROGRAMA)
-  REBOCO APESADO PINTADO A COR BRANCA MARFIM
-  SISTEMA DE CAPOTO PINTADO A COR BRANCA MARFIM
-  PISAGEM EM GRANITO AMARELO VIMBRE
-  REBOCO APESADO PINTADO A COR ROSA VELHO
-  CANTILEIRA EM ALUMINIO ANODIZADO
-  CANTILEIRA COM RESSINGO SEMELHANTE AO TRADICIONAL, A COR BRANCA



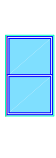
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

PROJECTO DE ARQUITECTURA
MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
CORTE ALÇADO (NORTE) 1-1'

DESENHO 121 S/ESCALA DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158



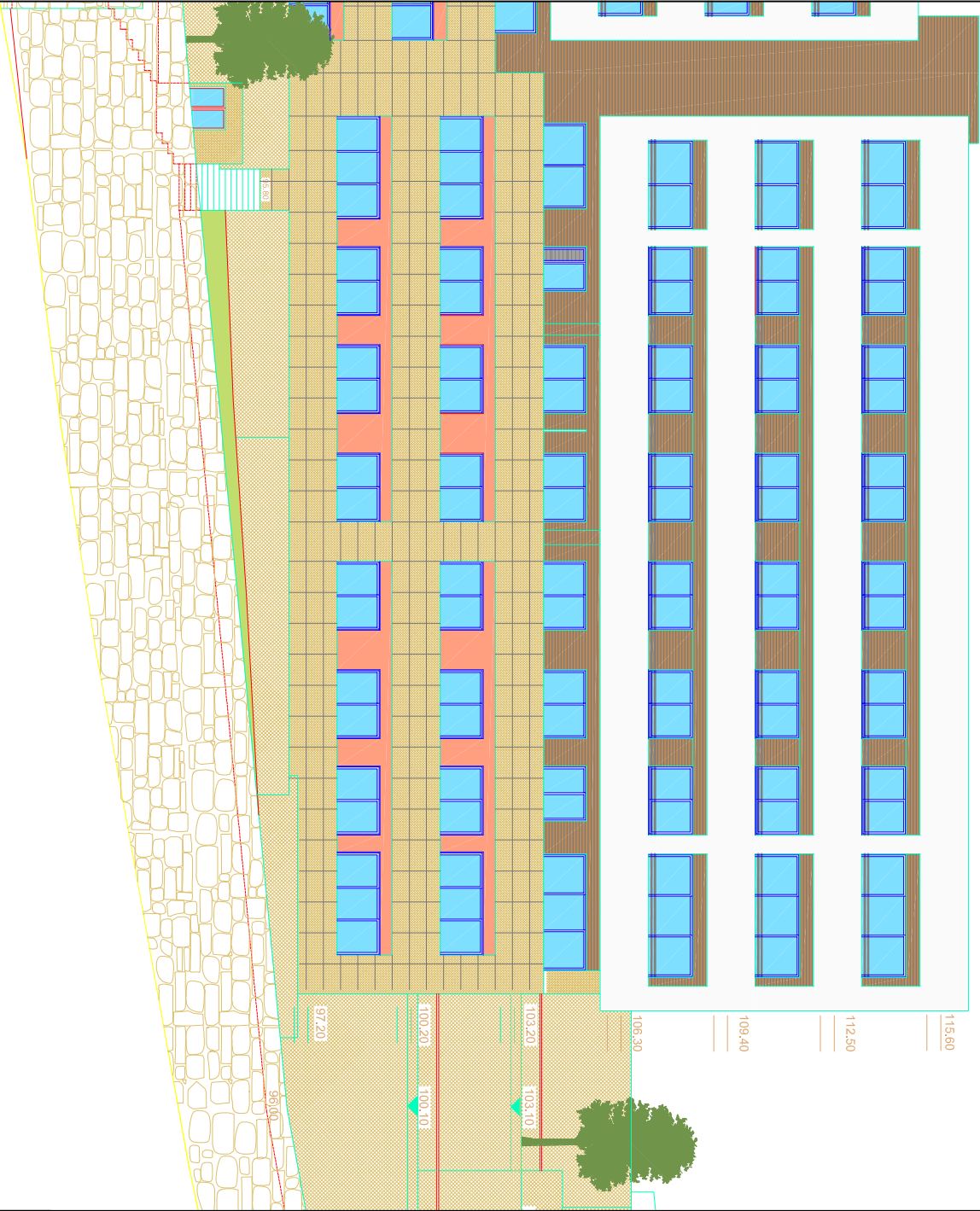
LEGENDA

-  MADEIRA (PREDIAL)
-  SISTEMA DE CARPO PINTADO A COR BRANCO MARIN
-  PLACAGEM EM GRANITO AMARELO VIMERO
-  CHAPA DE ALUCOBOND ACETINADO
-  CALHUELA EM ALUMINIO ANODIZADO

 **FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO**
RUA ROBERTO FRAS 516
4200-465 Porto Portugal

PROJECTO DE ARQUITECTURA
MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
AÇADO OESTE

DESENHO 13 S/ESCALA IDATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158



LEGENDA



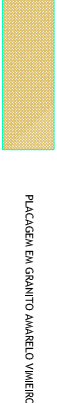
MADEIRA (PROBIA)



REBOCO AREADO PINTADO A COR BRANCO MARFIM



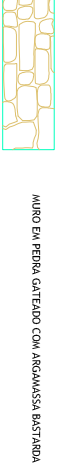
SISTEMA DE CAPOTO PINTADO A COR BRANCO MARFIM



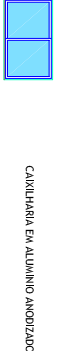
PLACAGEM EM GRANITO AMARELO VIÇOSO



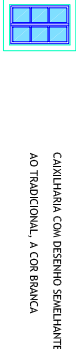
REBOCO AREADO PINTADO A COR ROSA VELHO



MURO EM PEDRA GALEGO CON ARGAMASSA BASTARDA

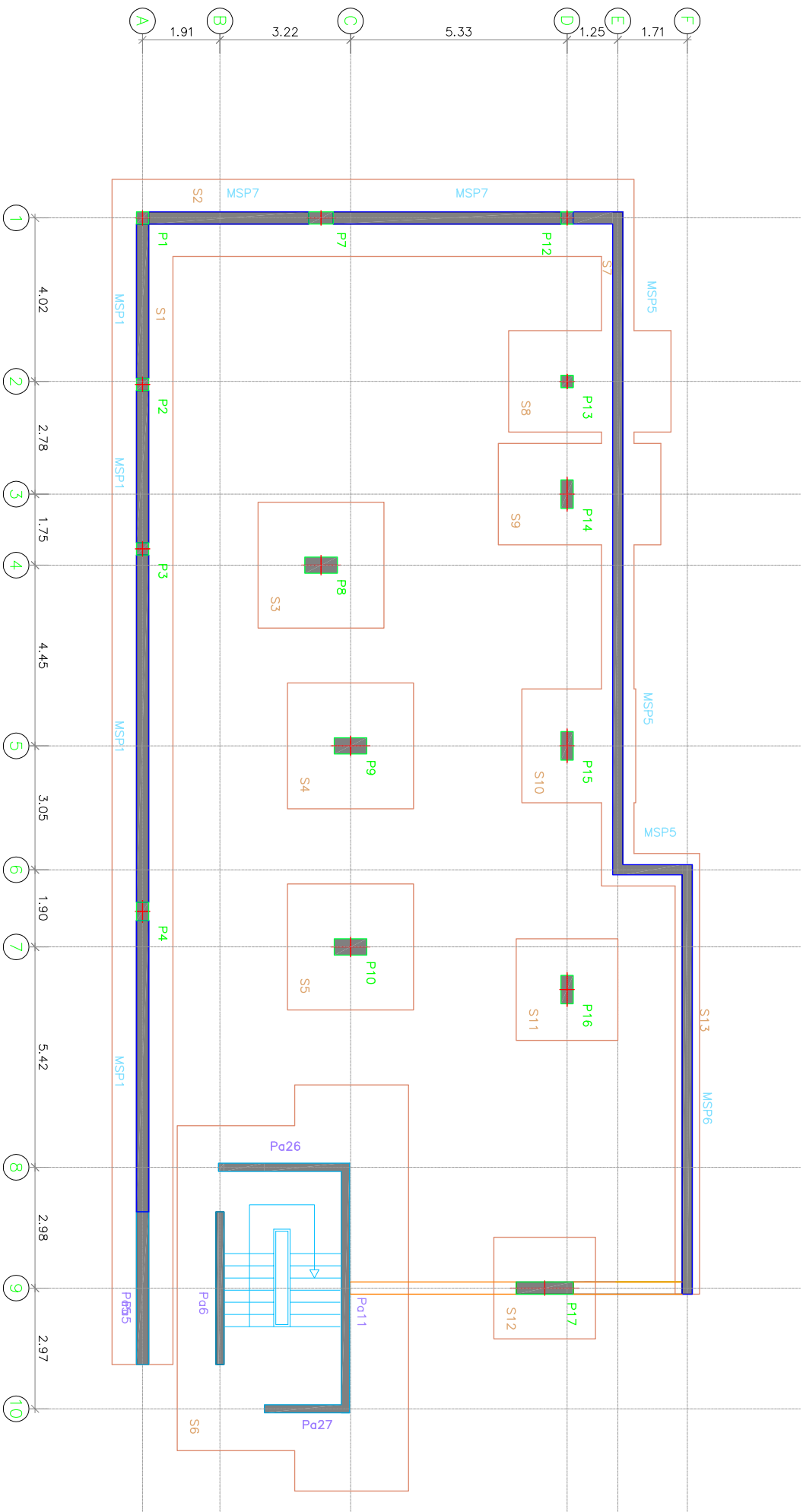


CAXILHARIA EM ALUMINIO ANODIZADO



CAXILHARIA COM DESENHO SEMELHANTE AO TRADICIONAL, A COR BRANCA

A.2-PLANTAS ESTRUTURAIS



Planta Fundações

Escala 1:100

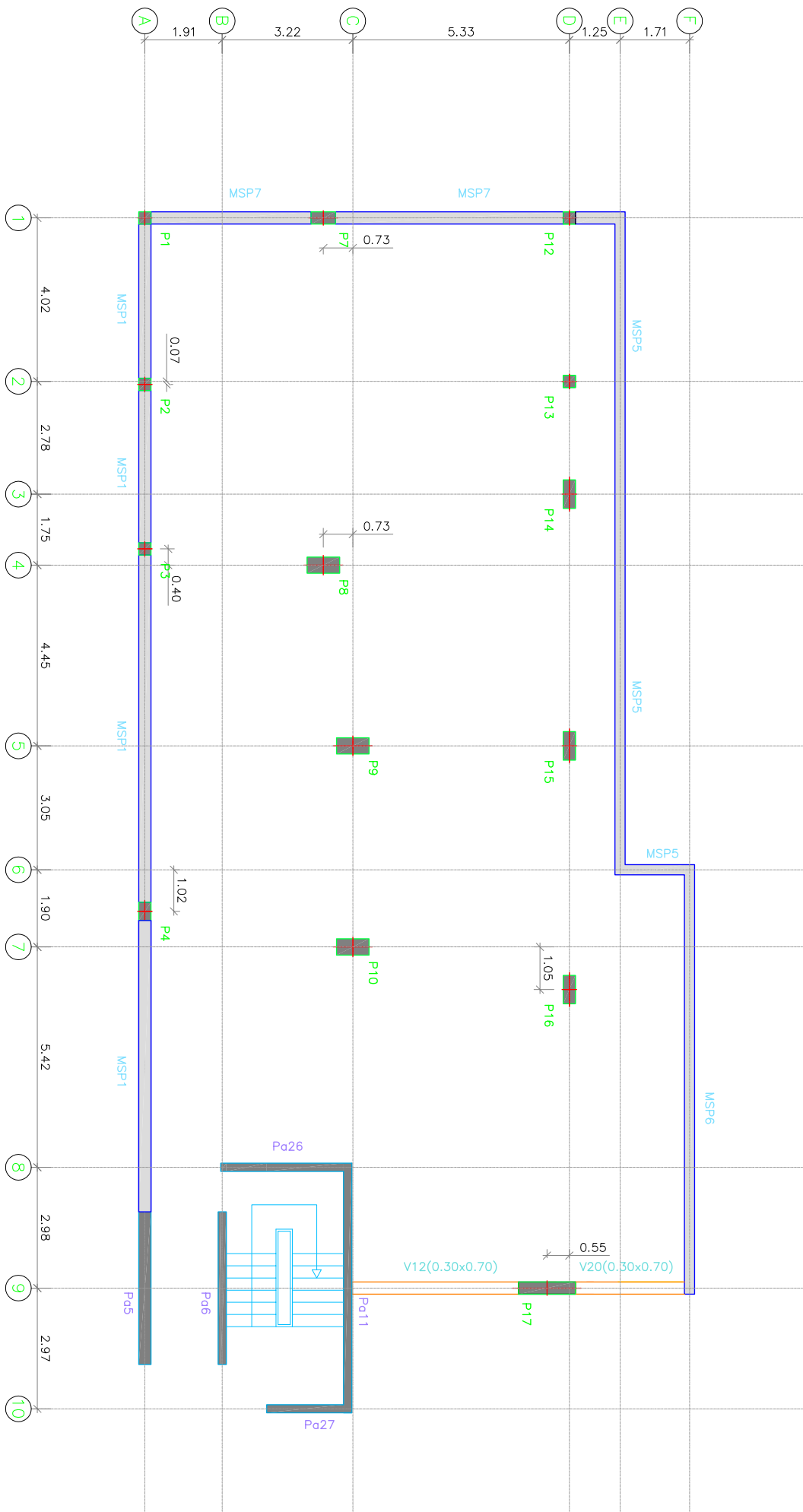
MATERIALS

Betão:	B30 (C25/30)
Arço:	A 500
Armadura:	Recalçamento-4cm
Dímetro mínimo de dobragem:	20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

PLANTA ESTRUTURAL	MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	FUNDAÇÕES
DESENHO 151	ESCALA:1:100	DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos		
N.º020501158		



Planta do Piso 0,1,2

Escala 1:100

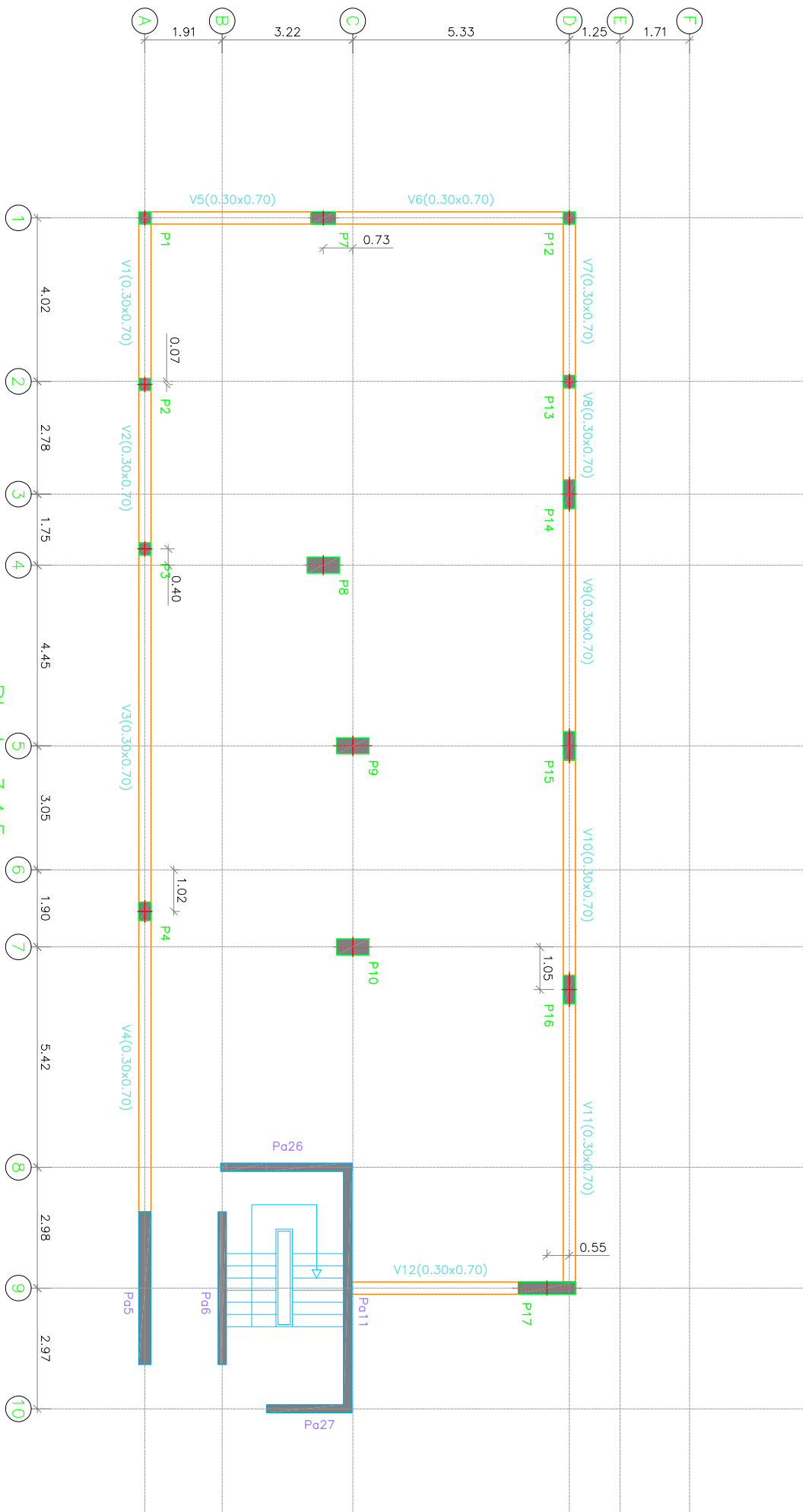
MATERIAIS

Betão:	B30 (C25/30)
Arço:	A 500
Armadura:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

PLANTA ESTRUTURAL	MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
DESENHO 161	ESCALA: 1:100
Trabalho elaborado por: Mónica Santos	PIÇOS 0,1 e 2
	04/07/08
	N.º020501158



MATERIALS

Betão: B30 (C25/30)
Aço: A 500
Armadura: Recolimento: 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

PLANTA ESTRUTURAL

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PISOS 3,4 e 5

DESENHO 1/71

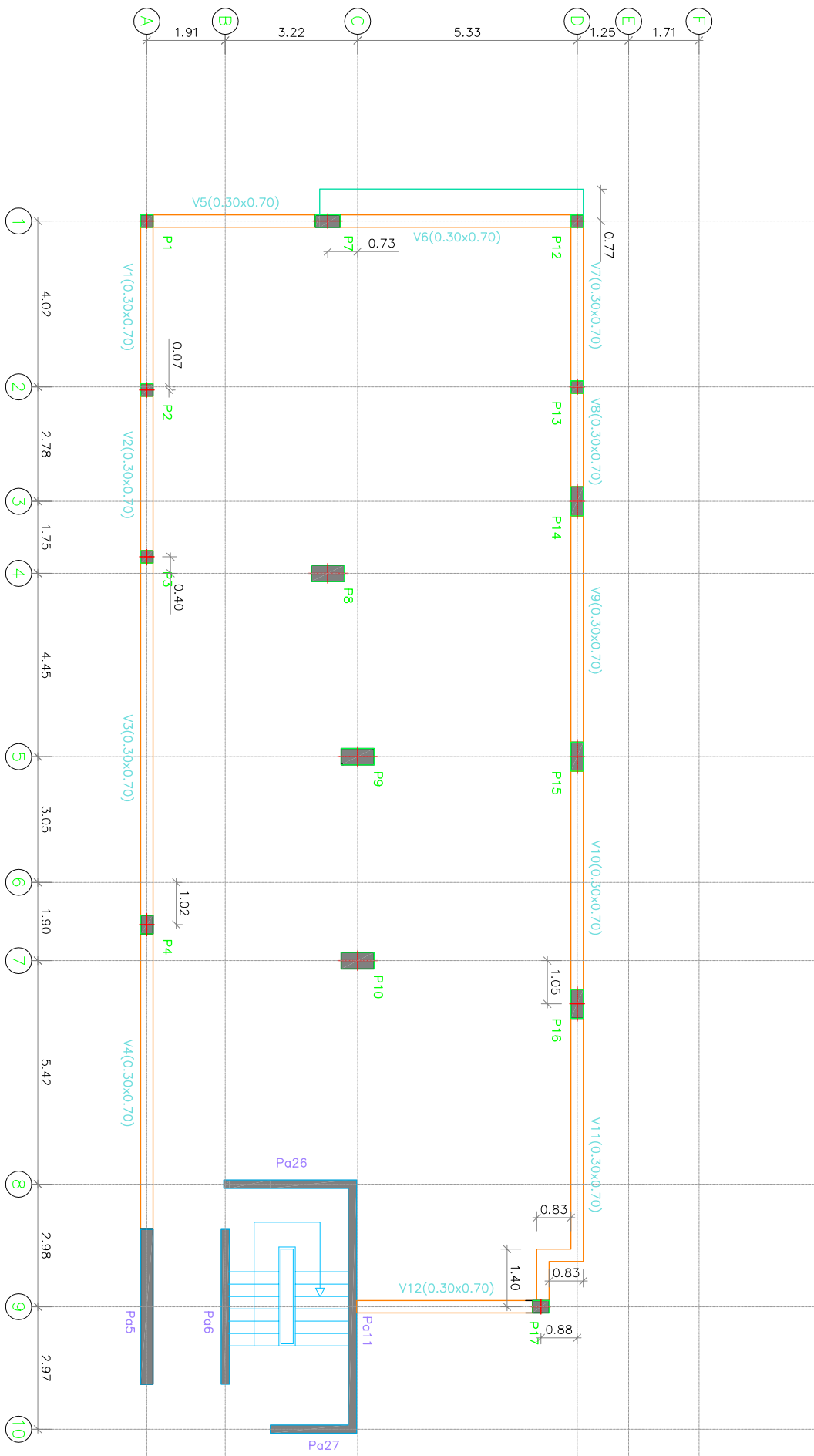
ESCALA:1:100

DATA

04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158



MATERIALS

Beirao:	B30 (C25/30)
Arco:	A 500
Armadura:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø

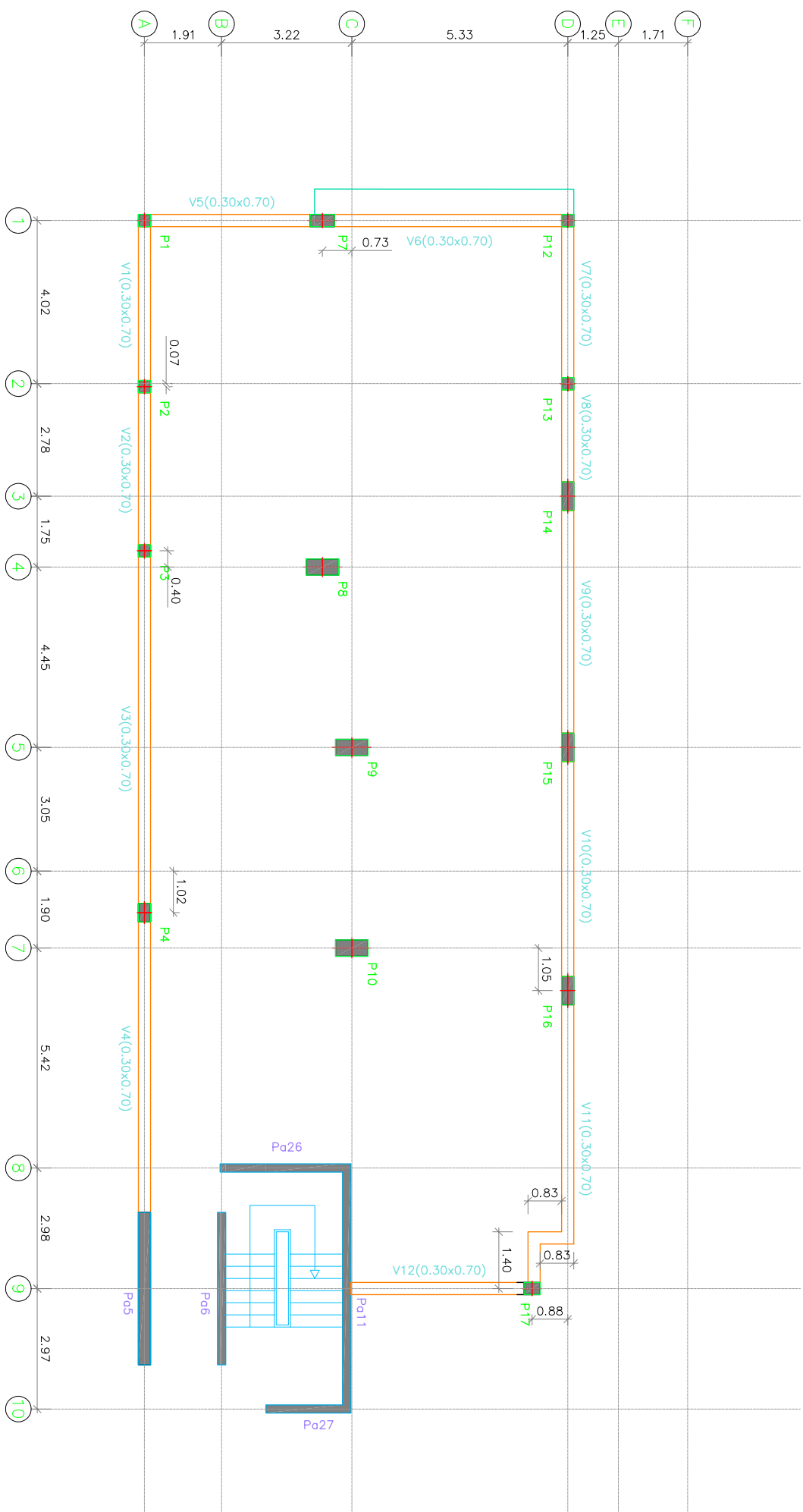
Planta Piso 6,7,8

Escala 1:100



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

PLANTA ESTRUTURAL	MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
DESENHO 181	ESCALA: 1:100
Trabalho elaborado por: Mónica Santos	PIOS 6,7 E 8
	04/07/08
	N.º020501158



Planta Piso Cobertura

Escala 1:100

MATERIALS

Beleko:	B30 (C25/30)
Arco:	A 500
Armadura:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

PLANTA ESTRUTURAL

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

COBERTURA

DESENHO 191 ESCALA:1:100 DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º2020501158

A.3-LAJES

A.3.1-TABELAS DE ARMADURAS

A.3.2-PEÇAS DESENHADAS

A.3.1-TABELAS DE ARMADURAS

DIRECÇÃO XX

Pórtico 3

		Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4
Pórtico 3	M - (kN.m)	662,28	425,21	300,97	205,72
	M + (kN.m)	376,4	46,11	110,32	139,32

ARMADURA INFERIOR - MOMENTOS POSITIVOS

BP	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	376,40	2,62	0,55	79,2	1	0,25	0,076	c	3,00	Ø10//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	46,11	2,62	0,55	9,7	1	0,25	0,009	1,08	3,00	Ø10//0,20
3º Vão	110,32	2,62	0,55	23,2	1	0,25	0,022	2,62	3,00	Ø10//0,20
4º Vão	139,32	2,62	0,55	29,3	1	0,25	0,028	3,32	3,00	Ø10//0,20

BL	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	376,40	2,62	0,45	64,8	1	0,25	0,062	7,59	3,00	Ø10//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	46,11	2,62	0,45	7,9	1	0,25	0,008	0,88	3,00	Ø10//0,20
3º Vão	110,32	2,62	0,45	19,0	1	0,25	0,018	2,13	3,00	Ø10//0,20
4º Vão	139,32	2,62	0,45	24,0	1	0,25	0,023	2,71	3,00	Ø10//0,20

ARMADURA SUPERIOR - MOMENTOS NEGATIVOS

BP	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	662,28	2,62	0,75	189,90	1	0,25	0,182	20,64	3,00	Ø20//0,20
2º Apoio	425,21	2,62	0,75	121,95	1	0,25	0,117	12,52	3,00	Ø16//0,20
3º Apoio	300,97	2,62	0,75	86,32	1	0,25	0,083	8,59	3,00	Ø10//0,20
4º Apoio	205,72	2,62	0,75	59,00	1	0,25	0,057	5,73	3,00	Ø10//0,20*
5º Apoio	278,30	2,62	0,75	79,82	1	0,25	0,076	7,90	3,00	Ø10//0,20

BL	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	662,28	2,62	0,25	63,30	1	0,25	0,061	6,18	3,00	**
2º Apoio	425,21	2,62	0,25	40,65	1	0,25	0,039	3,88	3,00	**
3º Apoio	300,97	2,62	0,25	28,77	1	0,25	0,028	2,72	3,00	**
4º Apoio	205,72	2,62	0,25	19,67	1	0,25	0,019	1,84	3,00	**
5º Apoio	278,30	2,62	0,25	26,61	1	0,25	0,025	2,51	3,00	**

INTERRUPÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

			As,Calc (cm ² /m)	As,Efect (cm ² /m)	As,Corrida (cm ² /m)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	Lbnet (m)	L,Total (m)
1º Apoio	Dir	As,effect:Ø20//0,20+ Ø12//0,20	20,64	21,35	5,65	1,86	1,35	0,38	1,20	2,61
		As,corrida: Ø12//0,20								
2º Apoio	Esq	As,effect: Ø16//0,20+ Ø12//0,20	12,52	15,70	5,65	1,46	0,80	0,38	0,72	1,64
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø16//0,20+ Ø12//0,20	12,52	15,70	5,65	1,49	0,82	0,38	0,72	1,65
		As,corrida: Ø12//0,20								
3º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	8,59	9,60	5,65	1,58	0,54	0,38	0,60	1,16
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	8,59	9,60	5,65	1,42	0,49	0,38	0,60	1,11
		As,corrida: Ø12//0,20								
4º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	5,73	9,60	5,65	1,04	0,00	0,38	0,60	0,62
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	5,73	9,60	5,65	1,00	0,00	0,38	0,60	0,62
		Acorrida: Ø12//0,20								
5º Apoio	Esq	Aeffect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	7,90	9,60	5,65	1,82	0,52	0,38	0,60	1,14
		Acorrida: Ø12//0,20								

Pórtico 8

ARMADURA INFERIOR - MOMENTOS POSITIVOS

ARMADURA SUPERIOR - MOMENTOS NEGATIVOS

INTERRUPÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

			As,Calc	As,Efect	As,Corrida	I_0	X	al	Lbnet	L,Total
			(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1º Apoio	Dir	As,effect:Ø12//0,20+ Ø10//0,20	3,89	9,60	5,65	0,70	0,00	0,38	0,60	0,62
		As,corrida: Ø12//0,20								
2º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//0,20	10,58	11,30	5,65	1,64	0,76	0,38	0,60	1,44
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//0,20	10,58	11,30	5,65	1,73	0,81	0,38	0,60	1,48
		As,corrida: Ø12//0,20								
3º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//0,20	9,91	11,30	5,65	1,41	0,61	0,38	0,60	1,28
		As,corrida: Ø12//0,20								

Pórtico 9

		Barra 1	Barra 2
Pórtico 9	M- (kN.m)	0	371,78
	M+ (kN.m)	261,90	211,85

ARMADURA INFERIOR - MOMENTOS POSITIVOS

BP	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	261,90	2,235	0,55	64,40	1	0,25	0,078	9,62	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	211,85	3,05	0,55	38,20	1	0,25	0,046	5,54	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20
BL	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	261,90	2,235	0,45	52,70	1	0,25	0,063	7,77	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	211,85	3,05	0,45	31,26	1	0,25	0,038	4,49	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20

ARMADURA SUPERIOR - MOMENTOS NEGATIVOS

BP	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	0	2,235	0,75	0,00	1	0,25	0,000	0,00	3,00	**
2º Apoio	371,78	2,235	0,75	124,76	1	0,25	0,150	16,57	3,00	Ø20//0,20
3º Apoio	252,73	3,05	0,75	62,15	1	0,25	0,075	7,71	3,00	Ø12//0,20
BL	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	0	2,235	0,25	0,00	1	0,25	0,000	0,00	3,00	**
2º Apoio	371,78	2,235	0,25	41,59	1	0,25	0,050	5,04	3,00	**
3º Apoio	252,73	3,05	0,25	20,72	1	0,25	0,025	2,45	3,00	**

INTERRUPÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

			As,Calc (cm ² /m)	As,Efect (cm ² /m)	As,Corrida (cm ² /m)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	Lbnet (m)	L,Total (m)
1º Apoio	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20								
		As,corrida: Ø12//0,20	-	-	-	-	-	-	-	-
2º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø20//0,20	16,57	21,35	5,65	1,56	1,03	0,38	0,96	2,11
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø20//,20	16,57	21,35	5,65	1,93	1,27	0,38	0,96	2,35
		As,corrida: Ø12//0,20								
3º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//,20	7,71	11,30	5,65	1,25	0,33	0,38	0,60	1,01
		As,corrida: Ø12//0,20								

Pórtico 10

		Barra 1	Barra 2
Pórtico 10	M- (kN.m)	247,98	377,76
	M+ (kN.m)	290,52	249,27

ARMADURA INFERIOR - MOMENTOS POSITIVOS

BP	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	290,52	3,615	0,55	44,20	1	0,25	0,053	6,45	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20
2º Vão	249,27	3,34	0,55	41,05	1	0,25	0,049	5,97	3,00	Ø12//0,20+ Ø12//0,20
BL	M + (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Vão	290,52	3,615	0,45	36,16	1	0,25	0,044	5,23	3,00	Ø12//0,20
2º Vão	249,27	3,34	0,45	33,58	1	0,25	0,040	4,84	3,00	Ø12//0,20

ARMADURA SUPERIOR - MOMENTOS NEGATIVOS

BP	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	247,98	3,34	0,75	55,68	1	0,25	0,067	6,86	3,00	Ø10//0,20*
2º Apoio	377,76	3,34	0,75	84,83	1	0,25	0,102	10,79	3,00	Ø12//0,20
3º Apoio	319,93	3,34	0,75	71,84	1	0,25	0,086	9,01	3,00	Ø10//0,20
BL	M - (kN.m)	L (m)	Coef.	M/m	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	As,min (cm ² /m)	As, adoptada
1º Apoio	247,98	3,34	0,25	18,6	1	0,25	0,022	2,19	12,00	**
2º Apoio	377,76	3,34	0,25	28,28	1	0,25	0,034	3,38	12,00	**
3º Apoio	319,93	3,34	0,25	23,95	1	0,25	0,029	2,84	12,00	**

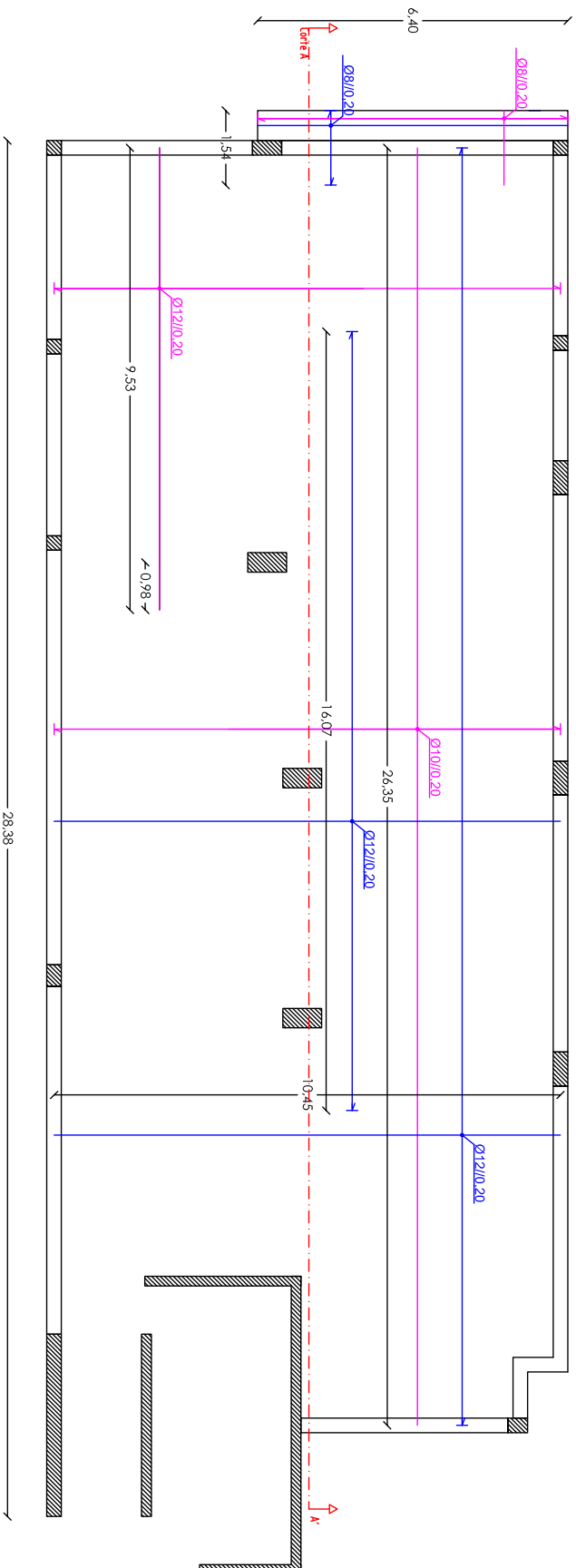
INTERRUPÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

			As,Calc (cm ² /m)	As,Efect (cm ² /m)	As,Corrida (cm ² /m)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	Lbnet (m)	L,Total (m)
1º Apoio	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//0,20	6,86	9,60	5,65	0,94	0,00	0,38	0,60	0,62
		As,corrida: Ø12//0,20								
2º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//0,20	10,79	11,30	5,65	1,77	0,84	0,38	0,60	1,52
		As,corrida: Ø12//0,20								
	Dir	As,effect: Ø12//0,20+ Ø12//,20	10,79	11,30	5,65	1,83	0,87	0,38	0,60	1,55
		As,corrida: Ø12//0,20								
3º Apoio	Esq	As,effect: Ø12//0,20+ Ø10//,20	9,01	9,60	5,65	1,34	0,50	0,38	0,60	1,12
		As,corrida: Ø12//0,20								

* Esta armadura não é necessária, visto a armadura definida previamente para efeitos de retracção, já garantir os valores obtidos através dos cálculos. Contudo, e uma vez que se trata da banda do pilar, será colocada uma armadura de reforço, de modo a actuarmos pelo lado da segurança.

** Basta a armadura mínima de retracção.

A.3.2-PEÇAS DESENHADAS



Armadura Inferior

Escala 1:100

MATERIAIS

Betão:	B30 (C25/30)
Arç.	A 500
Armadura:	Recebimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø

LEGENDA

—	Armadura segundo a direção xx
—	Armadura segundo a direção yy
- - -	Corte da lâmina no Desenho 22



FAVULADDE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

LALIE DO PISO TIPO

MEEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

ARMADURA INFERIOR

DESENHO 20

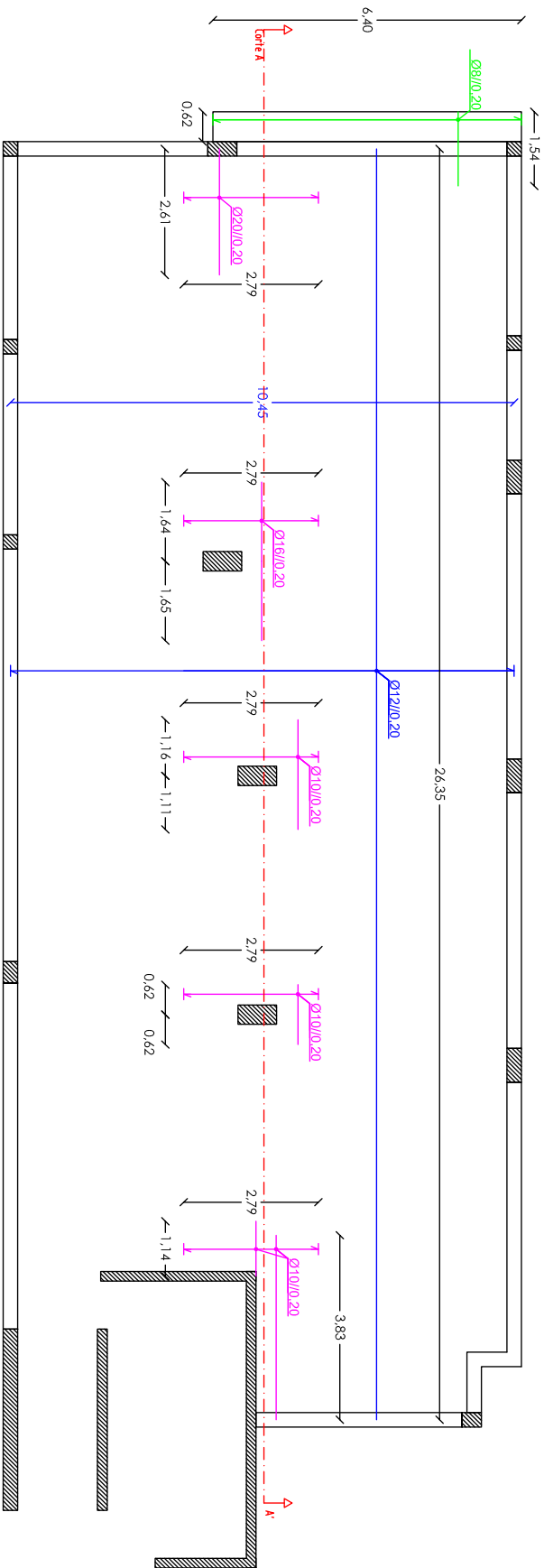
ESCALA: 1:100

DATA

04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158



Armadura Superior—Direcção XX

Escala 1:100

MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)
Aço:
A 500
Armadura:
Recobrimento: 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø

LEGENDA

— Armadura da banda do pilar
— Armadura genérica
— Armadura da laje em consola
- - - Corte da laje-ver no Desenho 22



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

LAIJE DO PISO TIPO

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

ARMADURA SUPERIOR-DIRECÇÃO XX

DESENHO 211

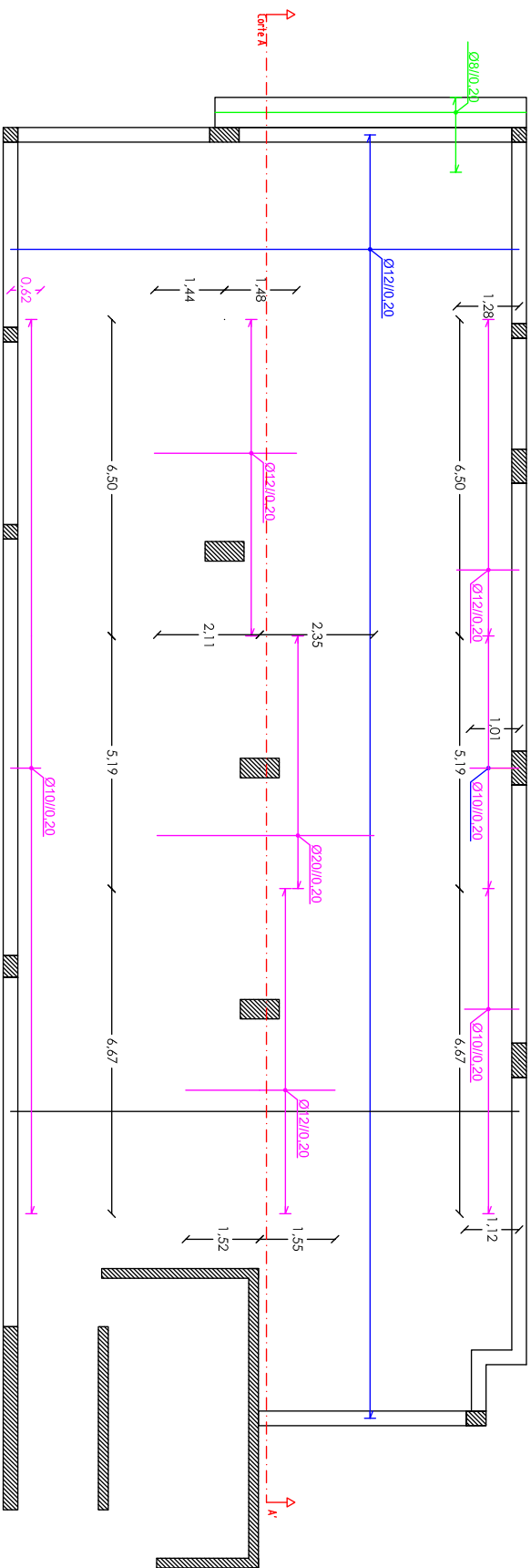
ESCALA:1:100

DATA

04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158



Armadura Superior—Direcção YY

Escala 1:100

MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)
Aço:
A 500
Armadura:
Recobrimento: 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem: 20

LEGENDA

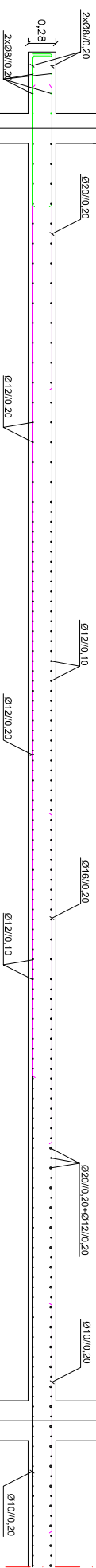
- Armadura da banda do pilar
- Armadura genérica
- Armadura da laje em consola
- Corte da laje-ver no Desenho 22



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

LAJE DO PISO TIPO
MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
ARMADURA SUPERIOR-DIRECÇÃO YY
DESENHO 22
ESCALA:1:100
DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos
N.º020501158

Escala 1:20



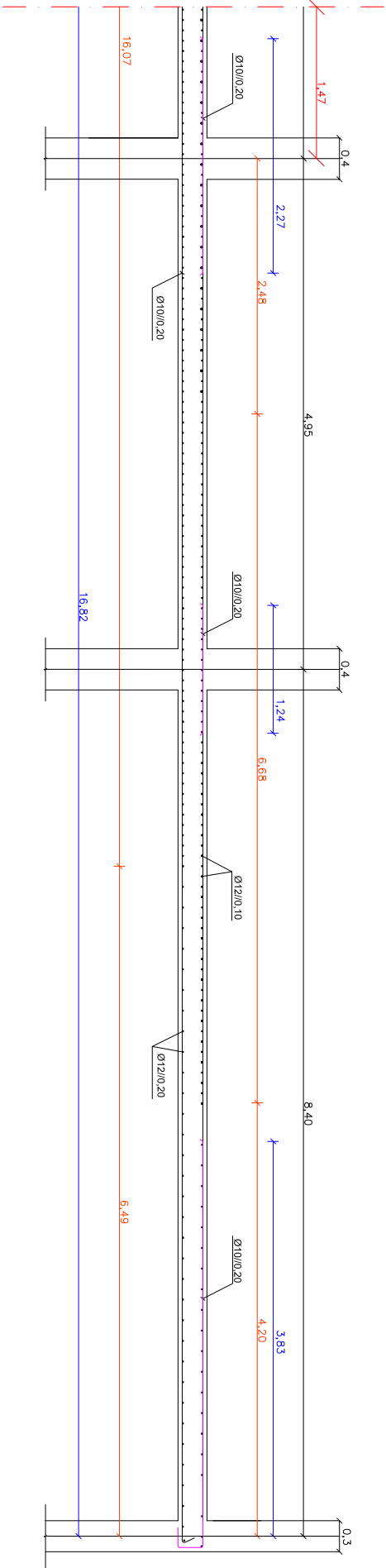
LEGENDA

- Casas para amadores ou boqueiros
- Casas para amadores boqueiros
- Casas para amadores boqueiros
- Casas para amadores boqueiros

 Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia do Porto		PARTICIPANTE DE REGISTARISTA NA UNIVERSIDADE DO PORTO S/A ROBERTO BALZ SR 4005-403 Porto Portugal	
MIEC - PROJETO DE CONSTRUÇÕES CIVIS			
LAJE	CORRÊE A-A-		
DESenho 2/1	ESCALA: 1/20	IDADA	04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			
			N.º0200501158

LAJE-CORTE A-A'

Escala: 1:20



MATERIAIS	
Armadura: aço CA-50	
Argamassa: 1:3	
Revestimento: 2:8:1	

LEGENDA	
—	Corte para mostrar a laje
—	Perfis para o piso de 15cm

INSTITUTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS DA UNIVERSIDADE DO PARANÁ	
FEP/UNICAMP	
LABORATÓRIO DE MATERIAIS	
MISC. - PROJETO DE CONTRA-CORTE	
ALUNO: J.A.	FECHA: 15/05/2018
DISCIPLINA: ISMA	DATA: 15/05/2018
TÍTULO: PROJETO DE CONTRA-CORTE	

A.4- VIGAS

A.4.1- TABELAS DE ARMADURAS

A.4.2- PEÇAS DESENHADAS

A.4.1-TABELAS DE ARMADURAS

PÓRTICO 1

CORRESPONDÊNCIA ENTRE VIGAS E BARRAS DO MGE:

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4
Piso 8	26	27	28	29
Piso 7	31	32	33	34
Piso 6	36	37	38	39

MOMENTOS E ARMADURAS DE CÁLCULO:

Viga 1 l=4,1 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	1,35	0,001	0,05
0,00	-59,22	0,027	2,13
4,10	-72,84	0,033	2,62
1,94M	73,26	0,034	2,64
zeros: 0,92; 3,26			

Viga 2 l=4,05 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0,00	-96,90	0,044	3,51
4,05	-241,02	0,110	9,08
1,58m	-24,07	0,011	0,85

Viga 3 l=8,93 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-322,6	0,148	12,48
8,93	-471,93	0,216	19,44
4,20M	263,99	0,121	10,02
zeros: 1,52; 6,84			

Viga 4 l=7,4 m d=0,66m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-459,08	0,21	18,8
7,4	16,75	0,008	0,59
7,4	-75,3	0,035	2,71
4,54M	224,92	0,103	8,43
zeros: 2,15; 6,74			

RESUMO DE ARMADURAS DE CÁLCULO, MÍNIMAS E ADOPTADAS:

		Viga 1				Viga 2			Viga 3				Viga 4				
As Superior (cm ²)	As,calc	2,13			3,51				12,48				19,44				2,71
	As,min	2,38															
	As,efect	8,54	6,28	6,28	8,54		6,28	6,28	16,1		9,82	9,82	19,64		9,82	9,82	13,84
	L ₀	0,92			0,84					1,52			2,09	2,15			0,66
As Inferior (cm ²)	As,calc	0,05	2,64				0,85				10,02				8,43		0,59
	As,min	2,38	3,17		2,38		2,38		2,38		12,02		2,38		10,12		2,38
	As,efect	4,02	5,6		4,02		5,6		4,02		10,3		6,28		10,3		6,28

ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As (cm2)	
		Apoio	Meio Vão
Viga 1	Esq	2Ø20+2Ø12	2Ø20
	Dir	2Ø20+2Ø12	2Ø20
Viga 2	Esq	2Ø20+2Ø12	2Ø20
	Dir	2Ø25+2Ø20+ Ø12	2Ø20
Viga 3	Esq	2Ø25+2Ø20+ Ø12	2Ø25
	Dir	4Ø25	2Ø25
Viga 4	Esq	4Ø25	2Ø25
	Dir	2Ø25+2Ø16	2Ø25

DISPENSA DA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

			Dispensas							
			As,calc	As,effect	As,corr	l ₀	X	al	L _{b,net}	L _{Total}
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Viga 1	Esq	As,effect:2Ø20+2Ø12	2,13	8,54	6,28	0,92	0,00	0,66	0,60	0,82
		As,corrida:2Ø20								
	Dir	As,effect:2Ø20+2Ø12	2,62	8,54	6,28	0,84	0,00	0,66	0,72	0,85
		As,corrida:2Ø20								
Viga 2	Esq	As,effect:2Ø20+2Ø12	3,51	8,54	6,28	0,00	0,00	0,66	0,72	0,85
		As,corrida:2Ø20								
	Dir	As,effect:Ø25+2Ø20+Ø12	9,08	16,10	6,28	0,00	0,00	0,66	1,20	1,39
		As,corrida:2Ø20								
Viga 3	Esq	As,effect:Ø25+2Ø20+Ø12	12,48	16,10	9,82	1,52	0,32	0,66	1,20	1,45
		As,corrida:2Ø25								
	Dir	As,effect:4Ø25	19,44	19,64	9,82	2,09	1,03	0,66	1,50	2,44
		As,corrida:2Ø25								
Viga 4	Esq	As,effect:4Ø25	18,80	19,64	9,82	2,15	1,03	0,66	1,50	2,44
		As,corrida:2Ø25								
	Dir	As,effect:2Ø25+2Ø16	2,71	13,84	9,82	0,66	0,00	0,66	0,96	0,94
		As,corrida:2Ø25								

ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR:

		Meio Vão	
		As,min	As,effect
Viga 1		3,17	5,6
		2Ø16+2Ø10	
Viga 2		2,38	5,6
		2Ø16+2Ø10	
Viga 3		12,02	12,31
		2Ø20+3Ø16	
Viga 4		10,12	10,3
		2Ø20+2Ø16	

ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO:

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4
Asw/S (cm)	0,024	0,024	0,062	0,058
Solução adoptada	2RØ8//0,20	2RØ8//0,20	2RØ8//0,10	2RØ8//0,10
Re (m)	-	-	0,9	1,2
Rd (m)	-	-	1,3	-

PÓRTICO 7

CORRESPONDÊNCIA ENTRE VIGAS E BARRAS DO MGE:

	Viga 5	Viga 6
Piso 6	18	19
Piso 7	20	21
Piso 8	22	23

MOMENTOS E ARMADURAS DE CÁLCULO:

Viga 5 l=4,39 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	61,95	0,028	2,22
0	-77,62	0,036	2,8
4,39	23,8	0,011	0,84
4,39	-273,74	0,125	10,42
2,72M	84,49	0,039	3,05

zeros: 0,76; 2,19

Viga 6 l=6,06 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-337,32	0,155	13,12
6,06	-124,33	0,057	4,54
3,41M	205,8	0,094	7,67

zeros: 2,13; 5,15

RESUMO DE ARMADURAS DE CÁLCULO, MÍNIMAS E ADOPTADAS:

		Viga 5				Viga 6			
As Superior (cm ²)	As,calc	2,8			13,12			4,54	
	As,min								
	As,efect	5,6	4,02	4,02	13,44	4,02	4,02	5,6	
	L0	0,76			2,2	2,13			0,91
As Inferior (cm ²)	As,calc	2,22	3,05		0,84	7,67		4,04	
	As,min	2,38	3,66		2,38	9,20			
	As,efect	4,02	5,6		4,02	10,05		6,03	

ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As (cm ²)	
		Apoio	Meio Vão
Viga 5	Esq	2Ø16+2Ø10	2Ø16
	Dir	3Ø20+2Ø16	2Ø16
Viga 6	Esq	3Ø20+2Ø16	2Ø16
	Dir	2Ø16+ Ø12	2Ø16

DISPENSA DA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As,calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	As,cor (cm ²)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	Lbnet (m)	Ltot (m)	
Viga 5	Esq	As,effect:2Ø16+2Ø10	2,80	5,60	4,02	0,76	0,00	0,66	0,6	0,83
		As,corrida:2Ø16								
	Dir	As,effect:3Ø20+2Ø16	10,42	13,44	4,02	2,20	1,35	0,66	0,96	2,68
		As,corrida:2Ø16								
Viga 6	Esq	As,effect:3Ø20+2Ø16	13,12	13,44	4,02	2,13	1,48	0,66	0,96	2,81
		As,corrida:2Ø16								
	Dir	As,effect:2Ø16+2Ø12	4,54	5,60	4,02	0,91	0,10	0,66	0,72	0,97
		As,corrida:2Ø16								

ARMADURA LONGITUDINAL II INFERIOR:

		Apoio esquerdo		Meio Vão		Apoio Direito	
		As,min	As,effect	As,min	As,effect	As,min	As,effect
Viga 5		2,38	4,02	3,66	5,6	2,38	4,02
		2Ø16		2Ø16+2Ø10		2Ø16	
Viga 6		2,38	4,02	9,20	10,05	4,04	6,03
		2Ø16		5Ø16		3Ø16	

ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO:

	Viga 5	Viga 6
Asw/S (cm)	0,025	0,062
Solução adoptada	2RØ6//0,20	2RØ8//0,15
Re (m)	-	0,9
Rd (m)	0,04	0,27

PÓRTICO 4

CORRESPONDÊNCIA ENTRE VIGAS E BARRAS DO MGE:

	Viga 7	Viga 8	Viga 9	Viga 10	Viga 11
Piso 6	26	27	28	29	30
Piso 7	31	32	33	34	35
Piso 8	36	37	38	39	40

Viga 7 l=4,03 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-116,68	0,053	4,25
4,03	53,32	0,024	1,91
4,03	-2,75	0,001	0,1
2,43M	151,48	0,069	5,57
zeros: 0,83; 4			

Viga 8 l=2,78 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	34,52	0,016	1,23
2,78	-138,12	0,063	5,06
0,69M	51,21	0,023	1,83
zeros: 2,72			

Viga 9 l=6,2 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-300,76	0,138	11,55
6,2	-268,85	0,123	10,22
3,17M	154,52	0,071	5,68
zeros: 1,78; 4,50			

Viga 10 l=6 m d=0,66 m			
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)
0	-252,72	0,116	9,55
6	-257,98	0,118	9,77
3,01M	125,32	0,057	4,58
zeros: 1,73; 4,15			

Viga 11 $l=7,35\text{ m}$ $d=0,66\text{ m}$

x (m)	M_{Sd} (kN.m)	M_{Red}	A_s (cm ²)
0	-240,79	0,11	9,07
7,35	-276,45	0,127	10,53
3,59M	204,33	0,094	7,62

zeros: 1,58; 5,70

RESUMO DE ARMADURAS DE CÁLCULO, MÍNIMAS E ADOPTADAS:

		Viga 7				Viga 8				Viga 9				Viga 10				Viga 11			
As Sup. (cm ²)	As,calc	4,25				0,1				11,55				10,22				9,77			10,53
	As,min					2,38															
	As,efect	5,6	4,02	4,02		10,3	6,28	6,28		12,56	6,28	6,28		10,3	6,28	6,28		10,3	6,28	6,28	12,56
	L ₀	0,87				0,03	2,72				1,78			1,7	1,73			1,85	1,58		1,65
As Inf. (cm ²)	As,calc		5,57			1,91		1,83			5,68			4,58				7,62			
	As,min	2,38	6,68		2,38	2,38		2,38	2,38	2,38	6,82	2,38	2,38	5,50	2,38	2,38		9,14		2,38	
	As,efect	4,02	8,04		4,02	4,02		5,6	4,02	4,02	8,04	4,02	4,02	5,6	4,02	4,02		12,06		4,02	

ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As (cm ²)	
		Apoio	Meio Vão
Viga 7	Esq	2Ø16+2Ø10	2Ø16
	Dir	2Ø20+2Ø16	2Ø16
Viga 8	Esq	2Ø20+2Ø16	2Ø20
	Dir	4Ø20	2Ø20
Viga 9	Esq	4Ø20	2Ø20
	Dir	2Ø20+2Ø16	2Ø20
Viga 10	Esq	2Ø20+2Ø16	2Ø20
	Dir	2Ø20+2Ø16	2Ø20
Viga 11	Esq	2Ø20+2Ø16	2Ø20
	Dir	4Ø20	2Ø20

DISPENSA DA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

			As,calc	As,ef	As,cor	l0	X	al	Lbnet	Ltot
			(cm2)	(cm2)	(cm2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Viga 7	Esq	Aefect:2Ø16+2Ø10	4,25	5,60	4,02	0,87	0,05	0,66	0,60	0,88
		Acorrida:2Ø16								
	Dir	Aefect:2Ø20+2Ø16	0,1	10,30	4,02	0,03	0,00	0,66	0,6	1,03
		Acorrida:2Ø16								
Viga 8	Esq	Aefect:2 Ø20+2Ø16	0,10	10,30	6,28	2,72	0,00	0,66	0,6	0,89
		Acorrida:2Ø20								
	Dir	Aefect:4Ø20	5,06	12,56	6,28	0,00	0,00	0,66	1,2	1,26
		Acorrida:2Ø20								
Viga 9	Esq	Aefect:4Ø20	11,55	12,56	6,28	1,78	0,81	0,66	1,2	2,07
		Acorrida:2Ø20								
	Dir	Aefect:2Ø20+2Ø16	10,22	10,30	6,28	1,70	0,66	0,66	0,96	1,69
		Acorrida:2Ø20								
Viga 10	Esq	Aefect:2Ø20+2Ø16	9,55	10,30	6,28	1,73	0,59	0,66	0,96	1,63
		Acorrida:2Ø20								
	Dir	Aefect:2Ø20+2Ø16	9,77	10,30	6,28	1,85	0,66	0,66	0,96	1,70
		Acorrida:2Ø20								
Viga 11	Esq	Aefect:2Ø20+2Ø16	9,07	10,30	6,28	1,58	0,49	0,66	0,96	1,52
		Acorrida:2Ø20								
	Dir	Aefect:4Ø20	10,53	12,56	6,28	1,65	0,67	0,66	1,2	1,93
		Acorrida:2Ø20								

ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR:

	Apoio esquerdo		Meio Vão		Apoio Direito	
	As,min	As,effect	As,min	As,effect	As,min	As,effect
Viga 7	2,38	4,02	6,68	8,04	2,38	4,02
	2Ø16		4Ø16		2Ø16	
Viga 8	2,38	4,02	2,38	5,6	2,38	4,02
	2Ø16		2Ø16+2 Ø10		2Ø16	
Viga 9	2,38	4,02	6,82	8,04	2,38	4,02
	2Ø16		4Ø16		2Ø16	
Viga 10	2,38	4,02	5,50	5,6	2,38	4,02
	2Ø16		2Ø16+2Ø10		2Ø16	
Viga 11	2,38	4,02	9,14	12,06	2,38	4,02
	2Ø16		5Ø16		2Ø16	

ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO:

	Viga 7	Viga 8	Viga 9	Viga 10	Viga 11
Asw/S (cm)	0,028	0,024	0,054	0,041	0,042
Solução adoptada	2RØ6//0,20	2RØ6//0,20	2RØ6//0,10	2RØ6//0,10	2RØ6//0,10
Re (m)	0,11	-	0,85	0,49	0,52
Rd (m)	-	-	0,73	0,51	0,67

PÓRTICO 12

CORRESPONDÊNCIA ENTRE VIGAS E BARRAS DO MGE:

	Viga 12
Piso 6	12
Piso 7	13
Piso 8	14

MOMENTOS E ARMADURAS DE CÁLCULO:

Viga 5	l=5,46 m	d=0,66 m		
x (m)	M _{Sd} (kN.m)	M _{Red}	As (cm ²)	
0	167,18	0,077	6,16	
0	-402,47	0,184	16,06	
5,46	192,12	0,088	7,12	
5,46	-458,73	0,21	18,76	
4,56M	216,06	0,099	8,07	
zeros: 1,87; 3,30				

RESUMO DE ARMADURAS DE CÁLCULO, MÍNIMAS E ADOPTADAS:

		Viga 12			
As Superior (cm ²)	As,calc	16,06			18,76
	As,min				
	As,efect	19,64	9,82	9,82	19,64
	L ₀	1,87			2,15
As Inferior (cm ²)	As,calc	2,22	3,05		0,84
	As,min	2,38	3,66		2,38
	As,efect	4,02	5,6		4,02

ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As (cm ²)	
		Apoio	Meio Vão
Viga 12	Esq	4Ø25	2Ø25
	Dir	4Ø25	2Ø25

DISPENSA DA ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR:

		As,calc (cm ²)	As,ef (cm ²)	As,cor (cm ²)	l ₀ (m)	X (m)	al (m)	Lbnet (m)	Ltot (m)
Viga 5	Esq	As,effect:4Ø25							
		16,06	19,64	9,82	1,87	0,73	0,66	1,20	1,99
	Dir	As,effect:4Ø25							
		18,76	19,64	9,82	2,15	1,02	0,66	1,5	2,43

ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR:

		Apoio esquerdo		Meio Vão		Apoio Direito	
		As,min	As,effect	As,min	As,effect	As,min	As,effect
Viga 5		6,16	6,28	9,68	12,56	7,12	12,56
		4Ø20		4Ø20		4Ø20	

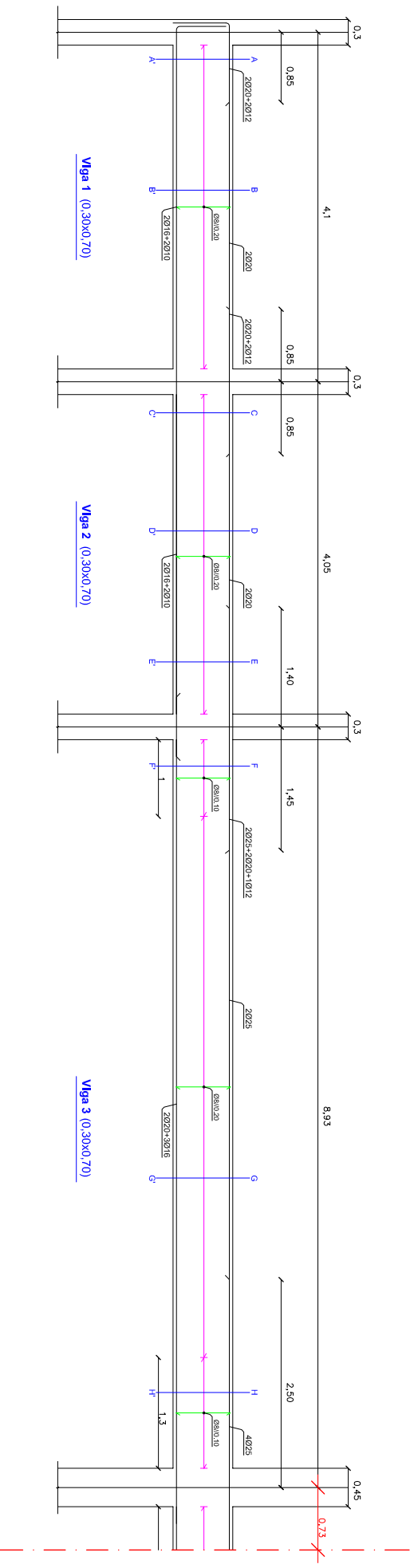
ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO:

	Viga 5
Asw/S (cm)	0,055
Solução adoptada	2RØ6//0,10
Re (m)	1,02
Rd (m)	1,11

A.4.2-PEÇAS DESENHADAS

Pórtico 1

Escala 1:50



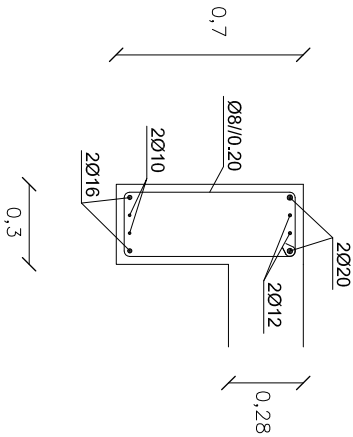
MATERIALS

Betão:
B30 (C25/30)

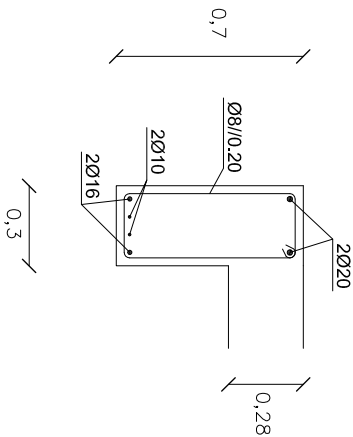
Aço:

Amaduraz:
Recobrimento- 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø

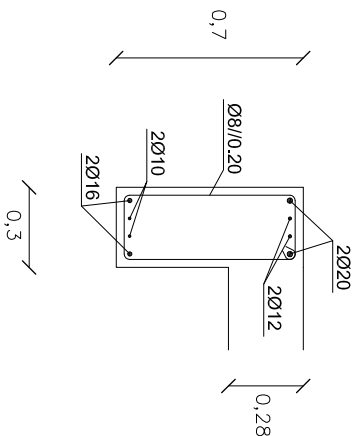
VIGA 1: Corte A-A'



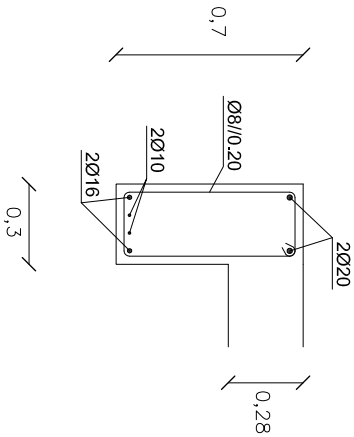
VIGA 1: Corte B-B'



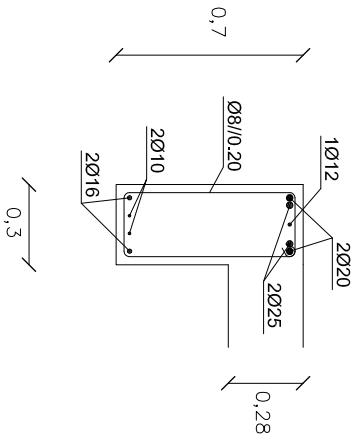
VIGA 2: Corte C-C'



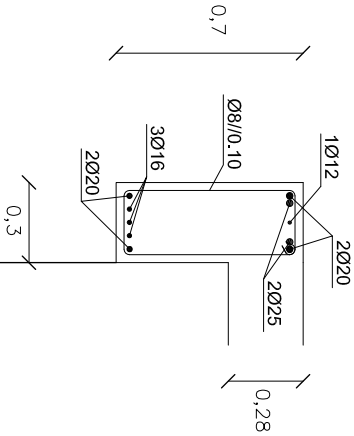
VIGA 2- Corte D-D'



VIGA 2-Corte E-E'



VIGA 3-Corte F-F'



MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)

Aço:
A 500

Armaduras:
Recobrimento-4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 2Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CORTES VIGAS-PÓRTICO 1

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

V2 E V3

DESENHO 261

ESCALA: 1:20

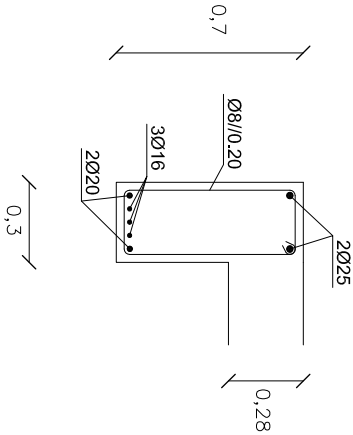
DATA

04/07/08

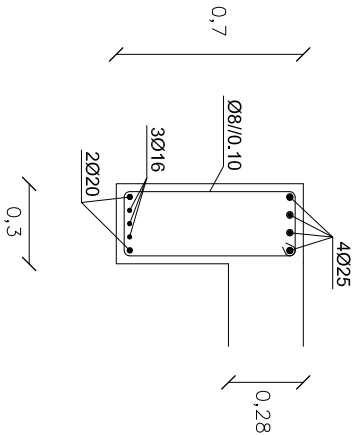
Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158

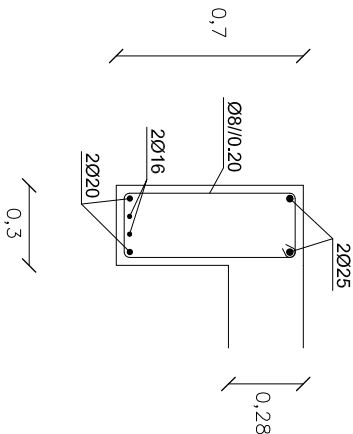
VIGA 3: Corte G-G'



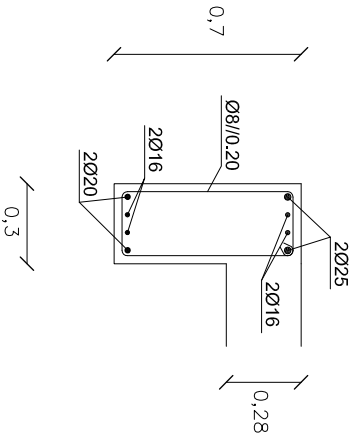
VIGA 3: Corte H-H'



VIGA 4: Corte I-I'



VIGA 4- Corte J-J'



MATERIAIS

Betão:	B30 (C25/30)
Arco:	A 500
Armaduras:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 2Ø

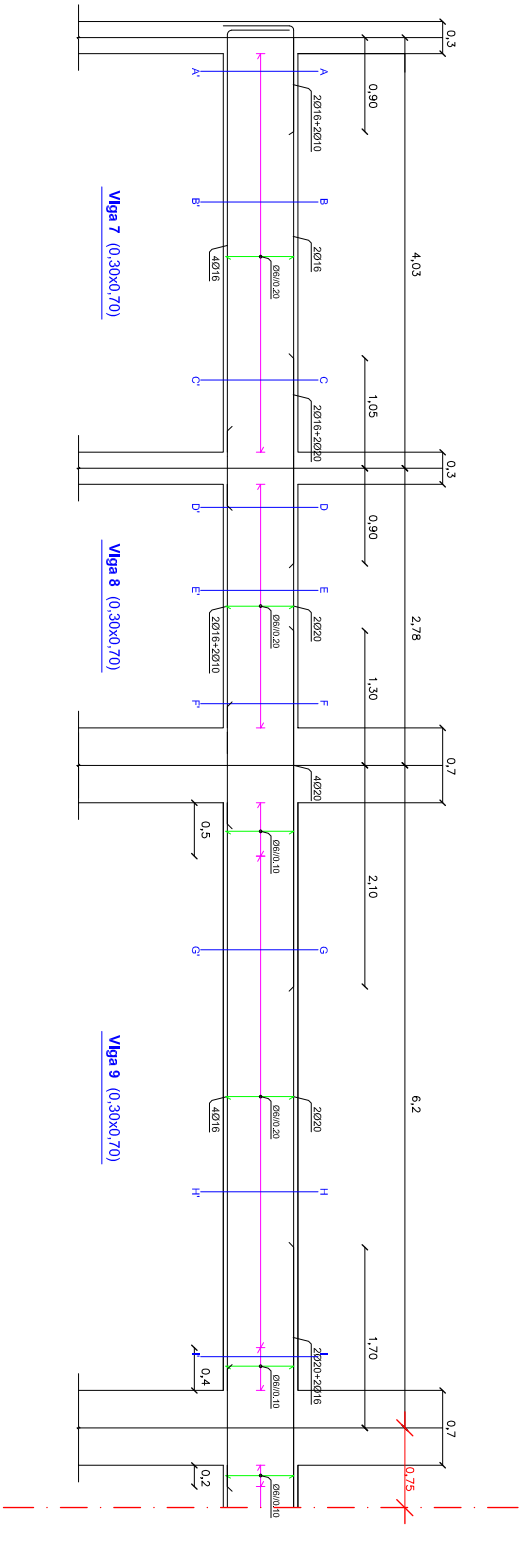


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CORTES VIGAS-PÓRTICO 1			V3 E V4
DESENHO	27	ESCALA: 1:20	DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			N.º020501158

Pórtico 4

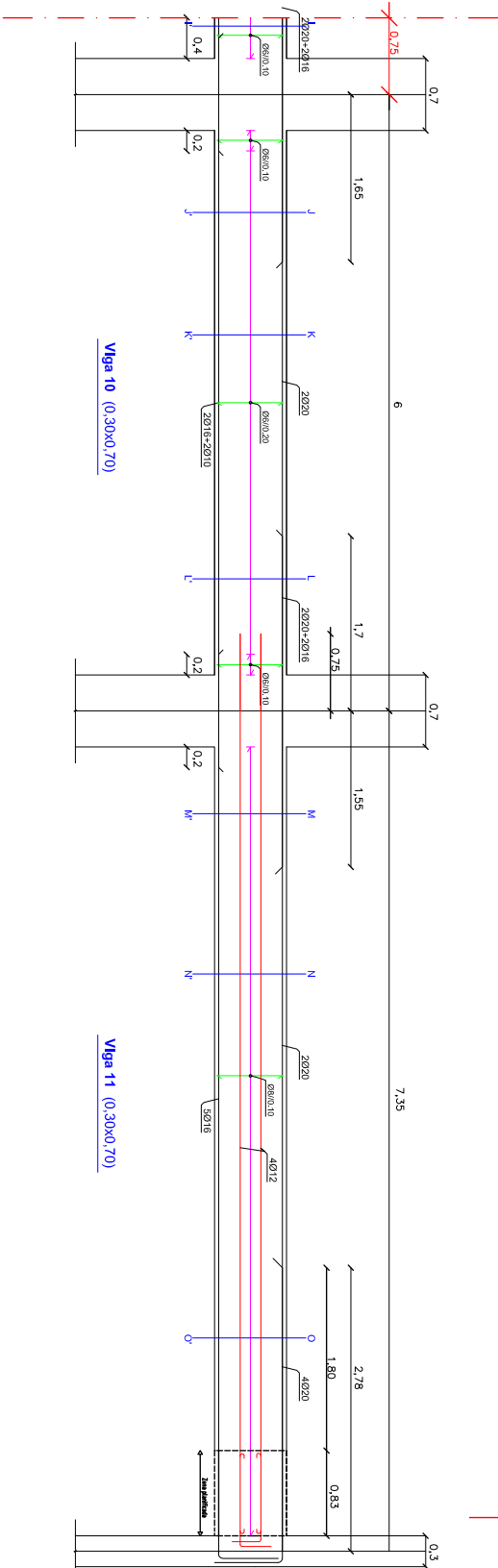
Escala 1:50



Viga 7 (0.30x0.70)

Viga 8 (0.30x0.70)

Viga 9 (0.30x0.70)



Viga 10 (0.30x0.70)

Viga 11 (0.30x0.70)

MATERIAIS

Betão:

B50 (C25/30)

Aço:

A 500

Armaduras:

Resistência: 4cm

Diâmetro mínimo de dobragem: 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

VIGAS-PÓRTICO 4

MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

V7.V8.V9.V10.V11

DESENHO 281

ESCALA: 1:50

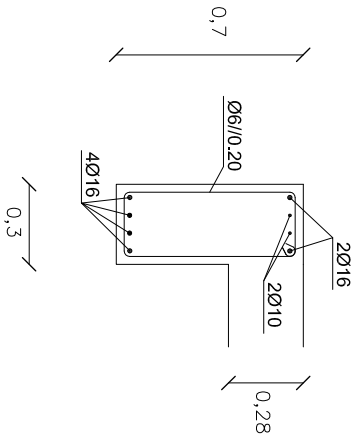
DATA

04/07/08

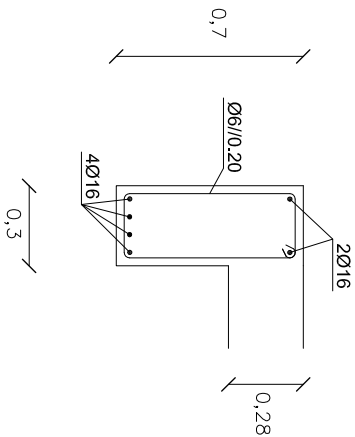
Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158

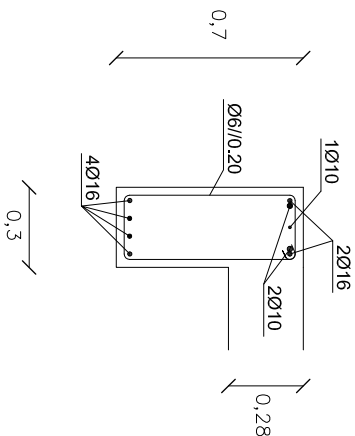
VIGA 7: Corte A-A'



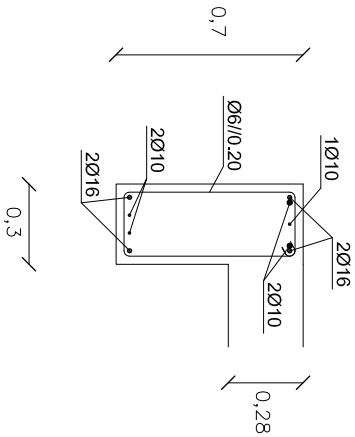
VIGA 7: Corte B-B'



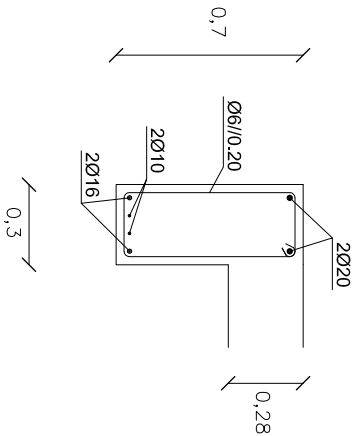
VIGA 7: Corte C-C'



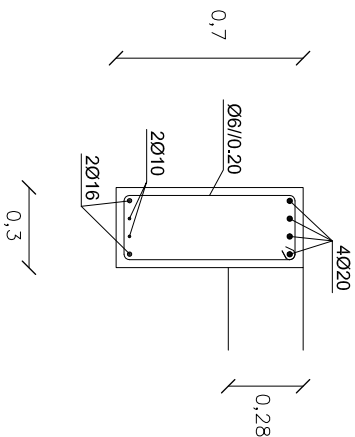
VIGA 8- Corte D-D'



VIGA 8- Corte E-E'



VIGA 8- Corte F-F'



MATERIAIS

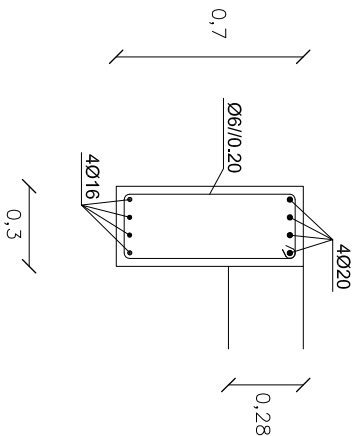
Betão:	B30 (C25/30)
Arço:	A 500
Armaduras:	Recobrimento-4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem- 2Ø



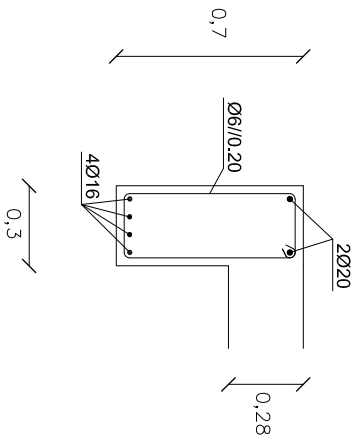
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CORTES VIGAS-PÓRTICO 4			MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	
DESENHO	291	ESCALA: 1:20	DATA	04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			N.º020501158	

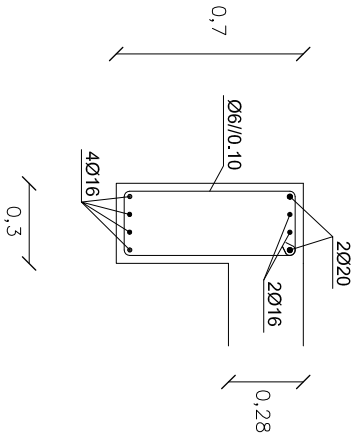
VIGA 9: Corte G-G'



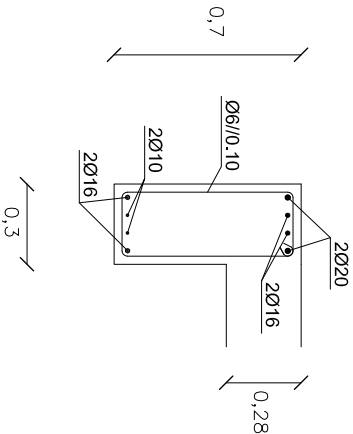
VIGA H: Corte H-H'



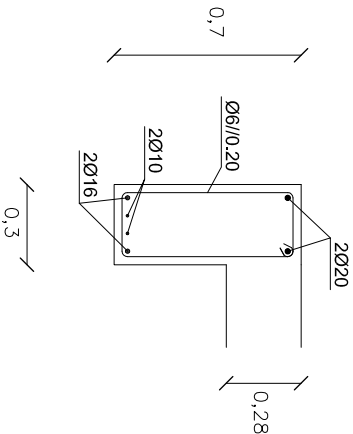
VIGA 9: Corte I-I'



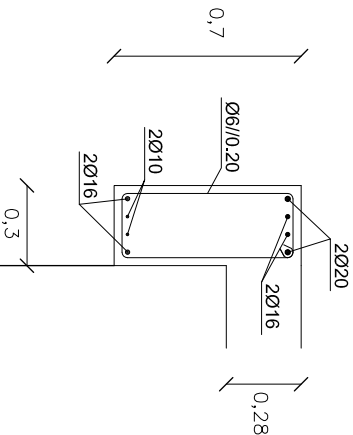
VIGA 10- Corte J-J'



VIGA 10-Corte K-K'



VIGA 10-Corte L-L'



MATERIAIS

Barão:	B30 (C25/30)
Arço:	A 500
Armaduras:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 20



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CORTES VIGAS-PÓRTICO 4			MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	
DESENHO	301	ESCALA: 1:20	DATA	V9 E V10
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			04/07/08	
			N.º020501158	

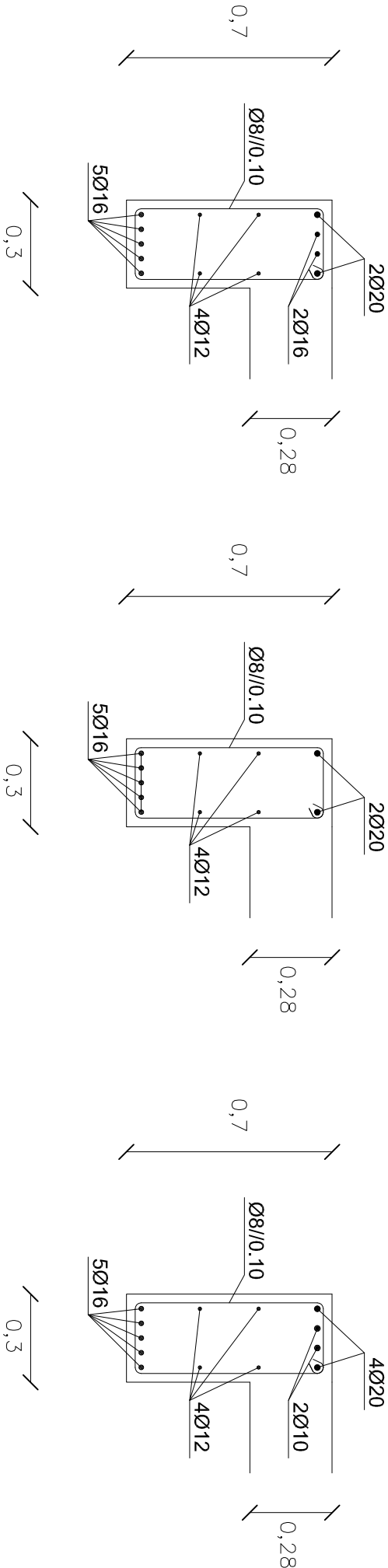
PÓRTICO 4--CORTES DE VIGAS

Escala 1:20

VIGA 11-Corte M-M'

VIGA 11-Corte N-N'

VIGA 11-Corte O-O'



MATERIAIS

Beirão:
B30 (C25/30)
Aço:
A 500
Armaduras:
Recobrimento- 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



Universidade do Porto
FEUP
Faculdade de Engenharia

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRIAS s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

CORTES VIGAS-PÓRTICO 4

V9 E V10

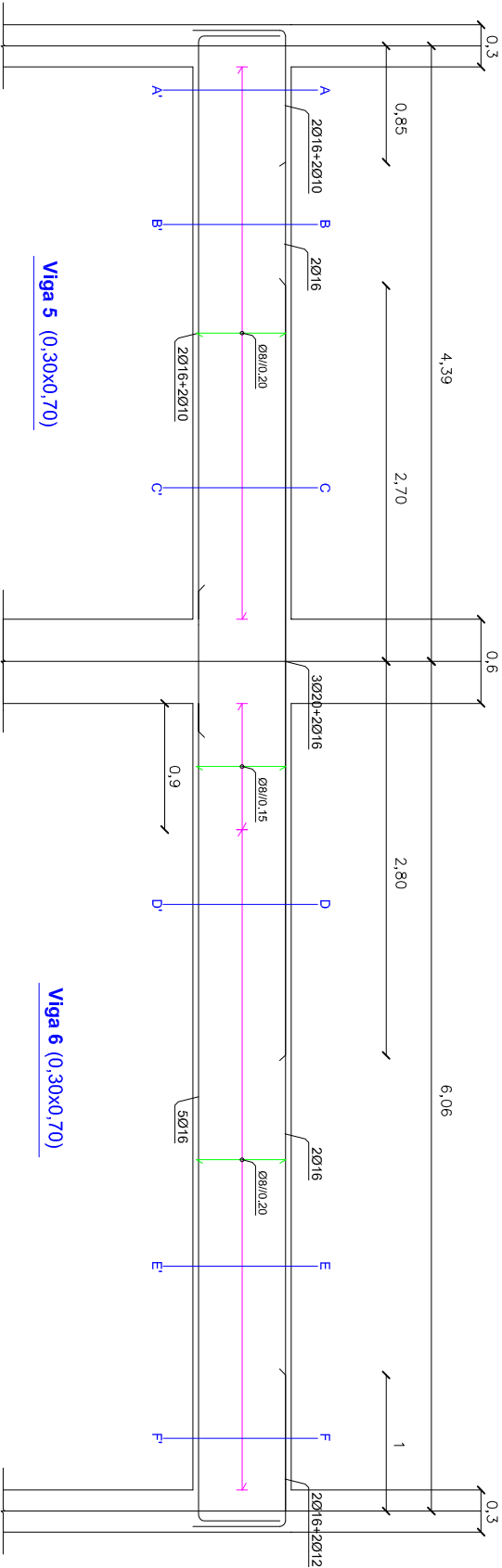
DESENHO 31 | ESCALA:1:20 | DATA 04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158

PÓRTICO 7

Escala 1:50



Viga 5 (0.30x0.70)

Viga 6 (0.30x0.70)

MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)

Aço:
A 500

Armaduras:
Recobrimento-4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

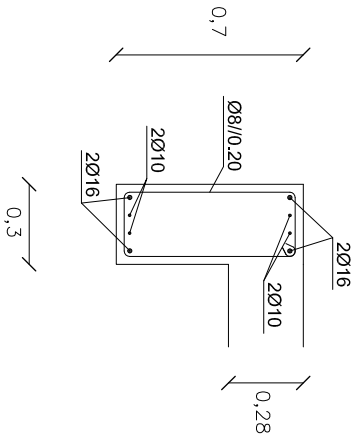
VIGAS-PÓRTICO 7

V5 E V6

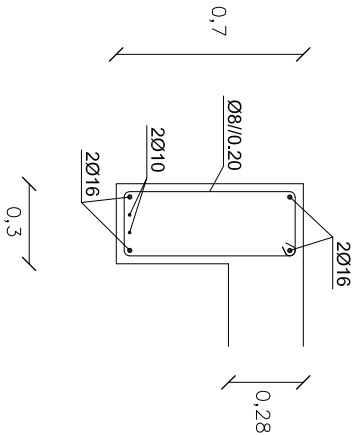
DESENHO 321 ESCALA-1:50 | DATA 04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158

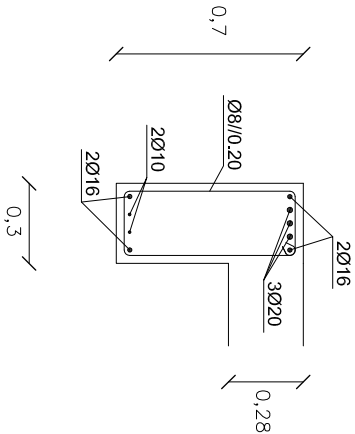
VIGA 5: Corte A-A'



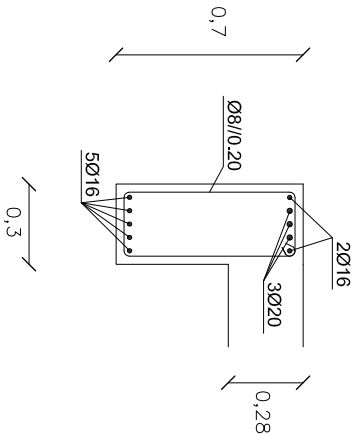
VIGA 5: Corte B-B'



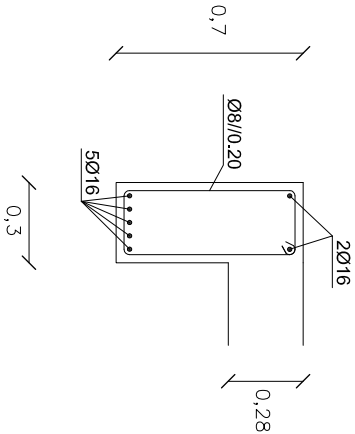
VIGA 5: Corte C-C'



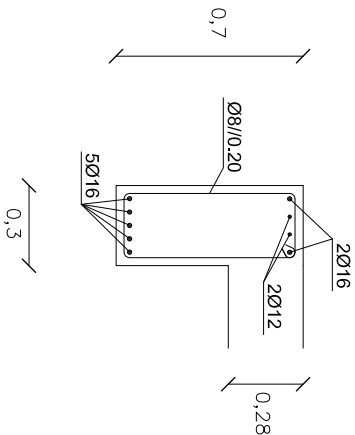
VIGA 6- Corte D-D'



VIGA 6-Corte E-E'



VIGA 6-Corte F-F'



MATERIAIS

Betão:	B30 (C25/30)
Aço:	A 500
Armaduras:	Recobrimento: 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem: 2Ø

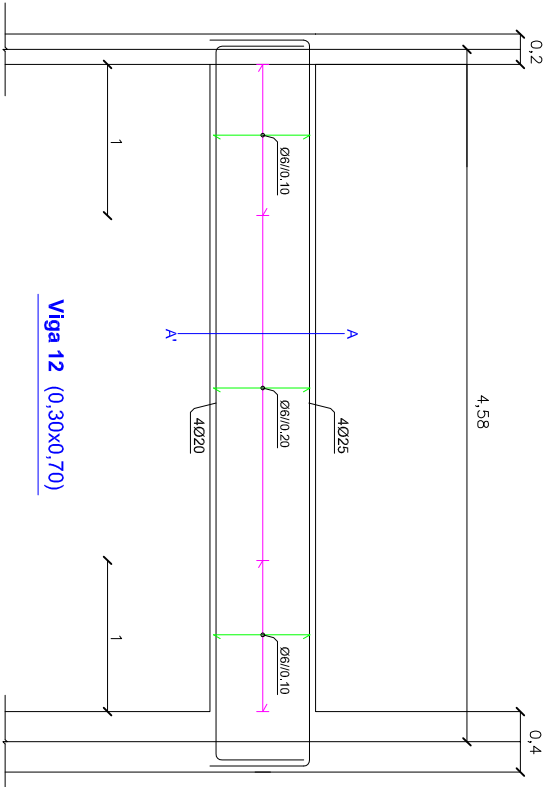


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CORTES VIGAS-PÓRTICO 7			MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	
DESENHO	331	ESCALA: 1:20	DATA	V5 E V6
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			04/07/08	
			N.º020501158	

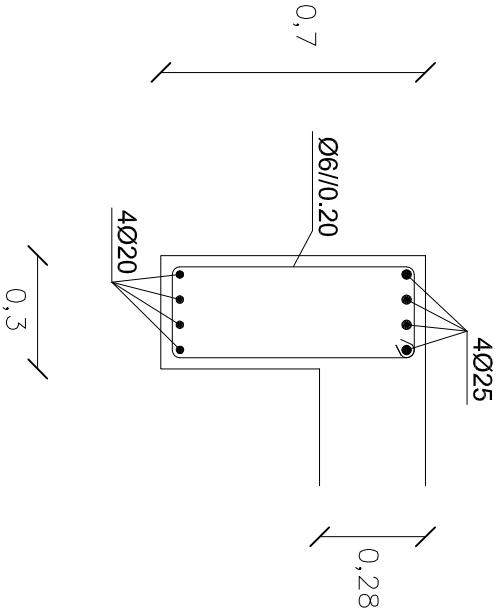
PÓRTICO 12

Escala 1:50



VIGA 12- Corte A-A'

Escala 1:20



MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)

Aço:
A 500

Armaduras:
Recobrimento-4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRÍAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

VIGAS-PÓRTICO 12

V 12

DESENHO 341

ESCALA-1:50

DATA

04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158

A.5- PILARES

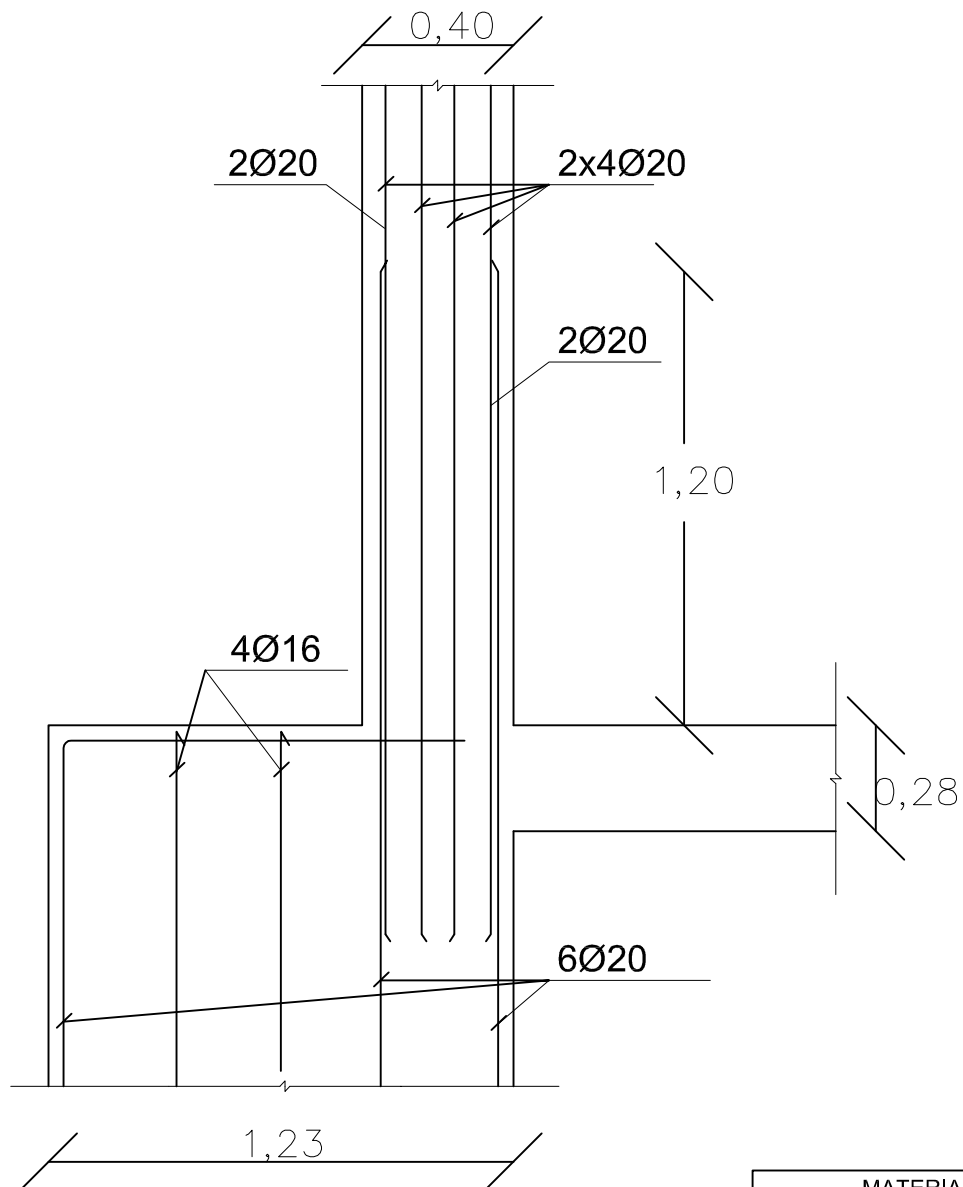
A.5.1-MAPA DE PILARES

Piso 9																	
Piso 8																	
Piso 7																	
Piso 6																	
Piso 5																	
Piso 4																	
Piso 3																	
Piso 2																	
Piso 1																	
Piso 0																	

MATERIAS	
Matrícula	8891 (2020/21)
Appt	4.000
Asignatura	
Requisitos	Requisitos: 444 y 445 (desarrollo 20.1)

PILAR 17-PORMENOR

Escala 1:20



MATERIAIS

Betão:
B30 (C25/30)

Aço:
A 500

Armaduras:
Recobrimento- 4cm
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

RUA ROBERTO FRIAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

PILAR 17-PORMENOR

ZONA DE MUDANÇA DE SECÇÃO

DESENHO 36

ESCALA-1:20

DATA

04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos

N.º020501158

A.6- PAREDES

A.6.1-TABELAS DE ARMADURAS

A.6.2-PEÇAS DESENHADAS

A.6.1-TABELAS DE ARMADURAS

PAREDES

**

		Parede 5		Parede 6	Parede 11	Parede 26	Parede 27
		Até ao piso 5-6	A partir do piso 6-7				
	b (m)	0,3		0,2	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,76		3,76	6,15	3,23	2,1
	d (m)	3,71		3,71	6,1	3,18	2,05
Armadura Vertical	As,min (cm ²)	33,84		22,56	36,9	19,38	12,6
	As (cm ²)	43	33,84	22,56	60	50	30
	As	48,82	39,78	32,74	85,16	51,98	44,08
	Adoptado (cm ²)	8Ø20 + Ø10//0,20	8Ø16 + Ø10//0,20	8Ø12 + Ø10//0,20	8Ø20 + Ø10//0,15	8Ø20 + Ø10//0,15	8Ø20 + Ø10//0,20
Armadura Horizontal	As,min (cm ²)	1,5		1	1	1	1
	As	1,68		1,4	1,4	1,4	1,4
	Adoptado (cm ²)	Ø6//0,15		Ø6//0,20	Ø6//0,20	Ø6//0,20	Ø6//0,20
Armadura de Esforço Transverso	τ ₁ (Mpa)	750		750	750	750	750
	f _{syd} (KN)	435000		435000	435000	435000	435000
	V _{Sd} (KN)	610,58		413,38	674,44	1094,58	527,43
	Asw/S	-0,000154338		-9,9E-05	-0,0001	0,000496	0,000274
	As Adoptado (cm ²)	-		-	-	Ø6//0,20*	Ø6//0,20

*Armadura existente apenas no 1º piso e adicionada à armadura horizontal, para alcançar o valor de armadura de Ø6//0,10, que é o necessário.

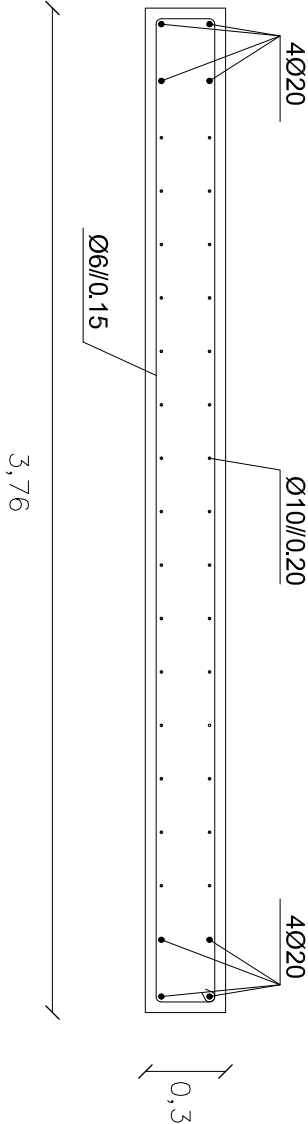
**Os valores a negrito das armaduras, são aqueles que efectivamente serão utilizados.

A.6.2- PEÇAS DESENHADAS

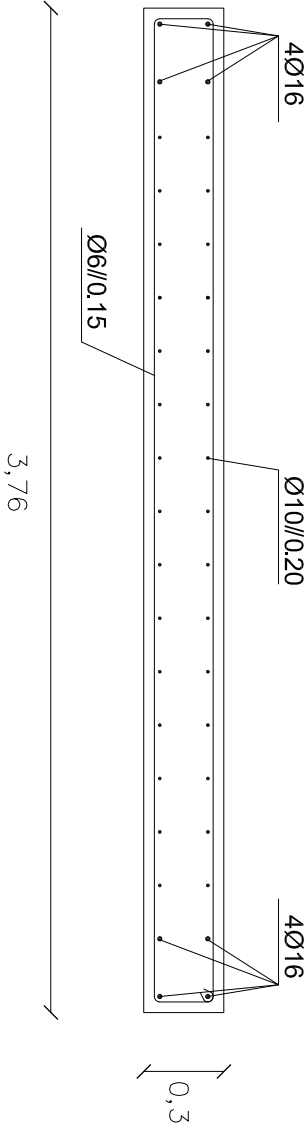
PAREDE 5 – CORTE HORIZONTAL

Escala 1:20

Até ao piso 5–6



A partir do piso 6–7



MATERIAIS	
Belelex	
B30 (C25/30)	
Arco:	
A 500	
Armaduras:	
Recobrimento-4cm	
Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø	

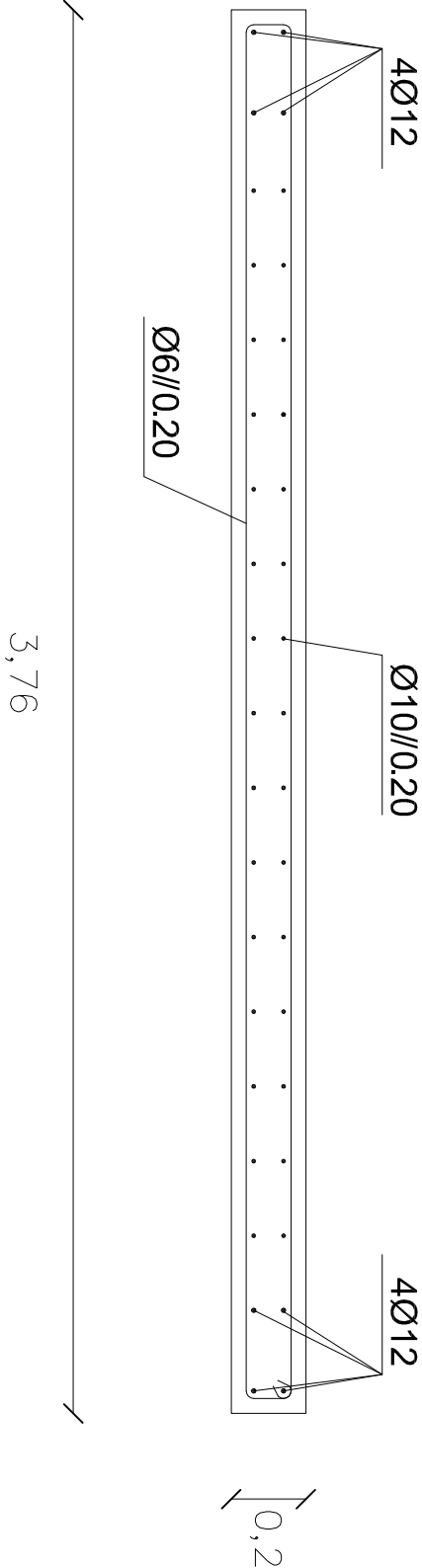


FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS			
PAREDE 5	CORTE HORIZONTAL		
DESENHO	37	ESCALA: 1:20	DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos			
N.º020501158			

PAREDE 6

Escala 1:20



MATERIAIS

Beirão:	B30 (C25/30)
Aço:	A 500
Armaduras:	Recobrimento- 4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRIAS s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

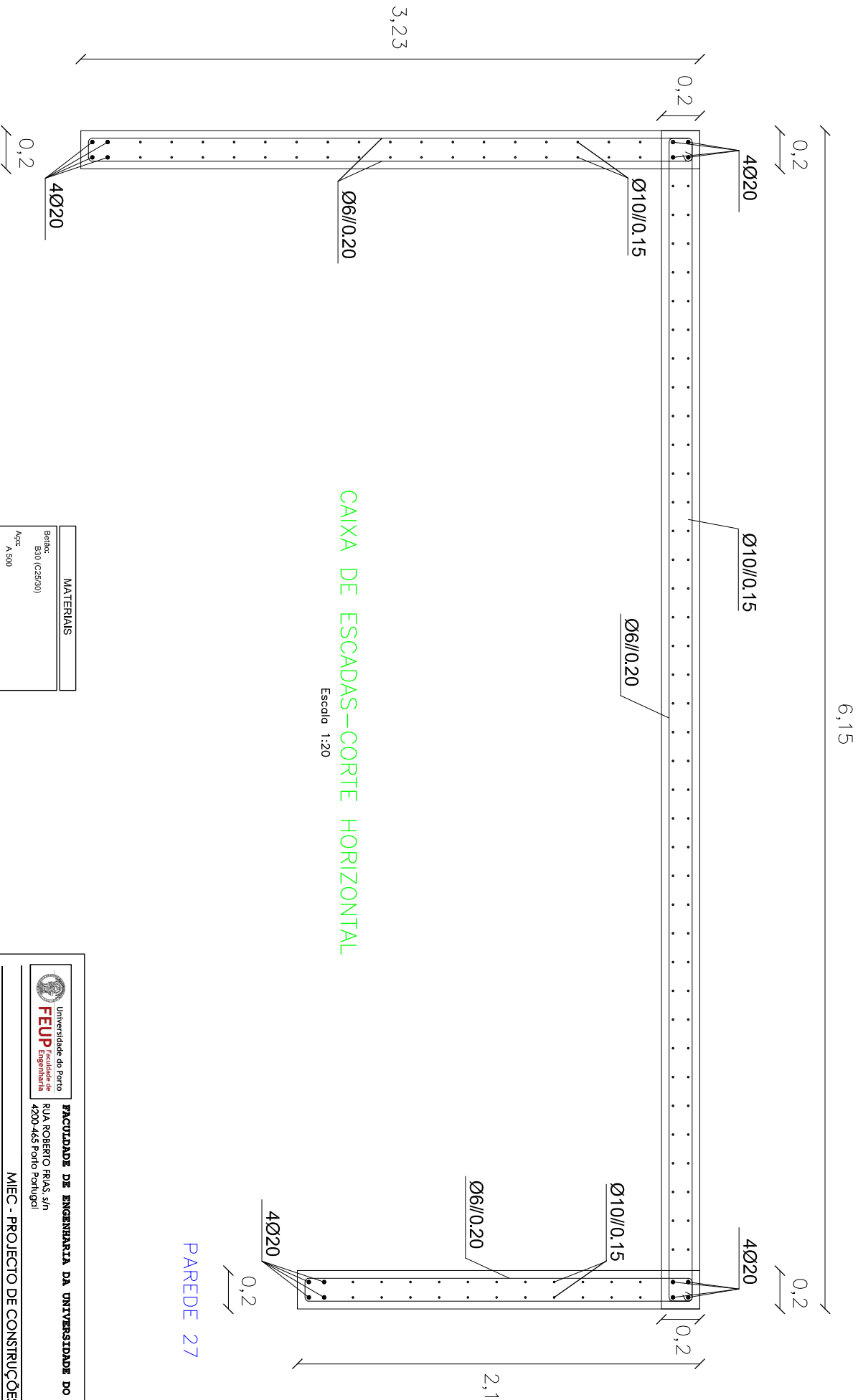
PAREDE 6

CORTE HORIZONTAL

DESENHO 38 | ESCALA-1:20 | DATA 04/07/08

Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158

PAREDE 11



PAREDE 26

MATERIAIS	
Betão:	B30 (C25/30)
Aço:	A 500
Armadura:	Recobrimento -4cm
	Diâmetro mínimo de dobragem- 2Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

CAIXA DE ESCADAS			MEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS		
DESENHO	391	ESCALA: 1:20	DATA	04/07/08	
Trabalho elaborado por: Mónica Santos					
N.º020501158					

A.7- MUROS DE SUPORTE

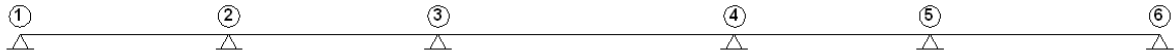
A.7.1-TABELAS DE ARMADURAS

A.7.2-PEÇAS DESENHADAS

A.7.1-TABELAS DE ARMADURAS

MUROS DE SUPORTE

MSP1
MSP7-3



	Apoio 1 - 4	Apoio 4 - 6
As,min (cm ² /m)	3,24	
As,máx (cm ² /m)	3,24	5
As,efect (cm ² /m)	3,95 → Ø10//0,20	7,9 → Ø10//0,10
As,ret (cm ² /m)	Ø12//0,15	

MSP5
MSP6
MSP7-1



	Apoio 1 - 2	Apoio 2 - 4
As,min (cm ² /m)	2,04	
As,máx (cm ² /m)	2,04	5,32
As,efect (cm ² /m)	3,95 → Ø10//0,20	7,9 → Ø10//0,10
As,ret (cm ² /m)	Ø12//0,20	

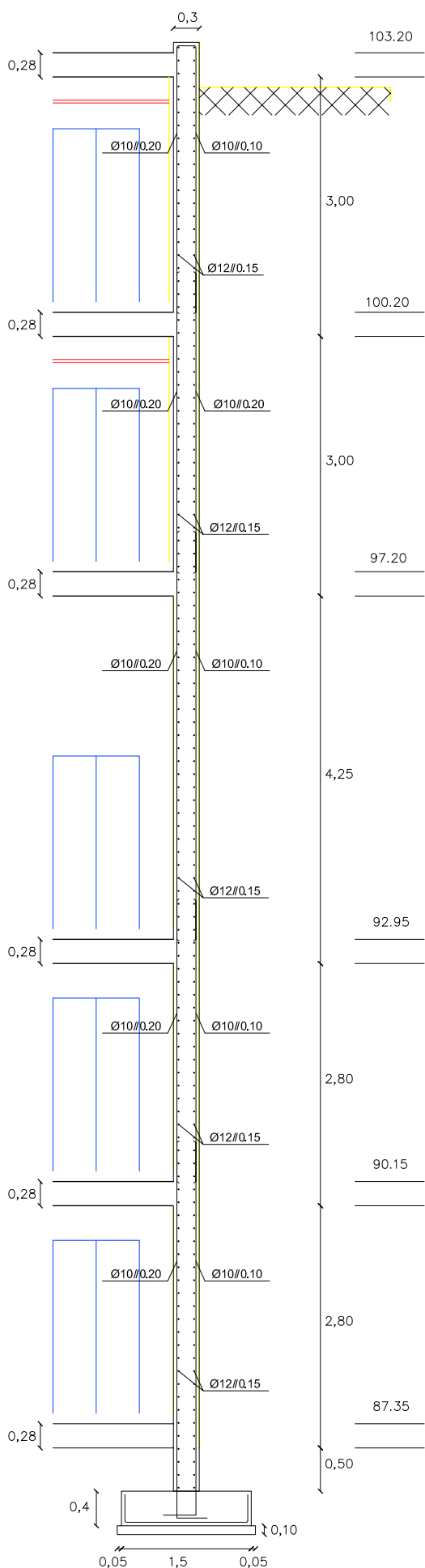
	Apoio 1 - 4
As,min (cm ² /m)	3,24
As,máx (cm ² /m)	3,27
As,efect (cm ² /m)	3,95 → Ø10//0,20
As,ret (cm ² /m)	Ø12//0,15

MSP7-2



	Apoio 1 - 4
As,min (cm ² /m)	3,24
As,máx (cm ² /m)	3,24
As,effect (cm ² /m)	3,95 → Ø10//0,20
As,ret (cm ² /m)	Ø12//0,15

A.7.2- PEÇAS DESENHADAS



MURO DE SUPORTE 1

Escala 1:50

MATERIAIS
Betão: B30 (C25/30)
Aço: A 500
Armaduras: Recobrimento- 4cm Diâmetro mínimo de dobragem- 20 Ø



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FRIAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS
MURO DE SUPORTE 1 CORTE VERTICAL

DESENHO 40 | ESCALA-1:50 | DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158

A.8- SAPATAS

A.8.1-TABELAS SAPATAS QUADRADAS ISOLADAS

A.8.2- TABELAS SAPATAS DE MUROS DE SUPORTE

A.8.3- TABELAS SAPATAS CONJUNTAS

A.8.4- TABELAS SAPATAS DE CAIXA DE ESCADAS + ELEVADOR

A.8.5- PEÇAS DESENHADAS

A.8.1-TABELAS SAPATAS QUADRADAS ISOLADAS

Pilar 9↔Sapata 4

bx (m)	0,4
by (m)	0,8

Comb.	Nsd (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	M _{Sd,y} (kN.m)	σ _{calc} (kPa)	ex (m)	ey (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
1	5786,23	75,49	-15,23	750	-0,003	0,013	2,97	3,1	0,90	0,90	324,34	6110,57
2	5845,17	50,06	-15,75	750	-0,003	0,009	2,98	3,1	0,90	0,90	324,34	6169,51
3	5815,7	62,77	-15,49	750	-0,003	0,011	2,97	3,1	0,90	0,90	324,34	6140,04
4	5815,7	62,77	-15,49	750	-0,003	0,011	2,97	3,1	0,90	0,90	324,34	6140,04
5	4999,15	106,02	-12,08	750	-0,002	0,021	2,78	3,1	0,90	0,90	324,34	5323,49
6	5146,48	42,44	-13,4	750	-0,003	0,008	2,79	3,1	0,90	0,90	324,34	5470,82
7	5072,82	74,23	-12,74	750	-0,003	0,015	2,79	3,1	0,90	0,90	324,34	5397,16
8	5072,82	74,23	-12,74	750	-0,003	0,015	2,79	3,1	0,90	0,90	324,34	5397,16
9	3030,27	130,18	-2,88	750	-0,001	0,043	2,22	3,1	0,90	0,90	324,34	3354,61
10	3403,31	-26,1	-12,88	750	-0,004	-0,008	2,28	3,1	0,90	0,90	324,34	3727,65
11	3216,79	52,04	-7,88	750	-0,002	0,016	2,23	3,1	0,90	0,90	324,34	3541,13
12	3216,79	52,04	-7,88	750	-0,002	0,016	2,23	3,1	0,90	0,90	324,34	3541,13

σ1 (kPa)	σ2 (kPa)	σ3 (kPa)	σ4 (kPa)	σ _{Ref} (kPa)	
647,99	617,58	654,13	623,72	644,99	ok
648,90	628,73	655,24	635,08	648,62	ok
648,44	623,16	654,68	629,40	646,80	ok
648,44	623,16	654,68	629,40	646,80	ok
572,87	530,17	577,74	535,03	565,85	ok
575,13	558,04	580,53	563,44	574,91	ok
574,00	544,10	579,13	549,23	570,38	ok
574,00	544,10	579,13	549,23	570,38	ok
374,71	322,28	375,87	323,44	362,47	ok
380,04	390,56	385,23	395,74	391,82	ok
377,38	356,42	380,55	359,59	374,52	ok
377,38	356,42	380,55	359,59	374,52	ok

σ _{ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
648,62	779,1	1	0,86	0,079	22,48	Ø25//0,2

Pilar 10↔Sapata 5

bx (m)	0,4
by (m)	0,8

Comb.	Nsd (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	M _{Sd,v} (kN.m)	σ,calc (kPa)	ex (m)	ey (m)	B,Teórico (m)	B,Adoptado (m)	H,Teórico (m)	H,Adoptado (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
1	6368,53	205,23	-10,74	750	-0,002	0,032	3,15	3,1	0,90	0,90	324,34	6692,87
2	6290,96	172,8	-11,3	750	-0,002	0,027	3,12	3,1	0,90	0,90	324,34	6615,30
3	6329,74	189,01	-11,02	750	-0,002	0,030	3,14	3,1	0,90	0,90	324,34	6654,08
4	6329,74	189,01	-11,02	750	-0,002	0,030	3,14	3,1	0,90	0,90	324,34	6654,08
5	5750,34	225,43	-8,33	750	-0,001	0,039	3,01	3,1	0,90	0,90	324,34	6074,68
6	5556,43	144,36	-9,75	750	-0,002	0,026	2,94	3,1	0,90	0,90	324,34	5880,77
7	5653,39	184,9	-9,04	750	-0,002	0,033	2,97	3,1	0,90	0,90	324,34	5977,73
8	5653,39	184,9	-9,04	750	-0,002	0,033	2,97	3,1	0,90	0,90	324,34	5977,73
9	3867,87	223,76	-0,22	750	0,000	0,058	2,52	3,1	0,90	0,90	324,34	4192,21
10	3369,38	20,94	-10,95	750	-0,003	0,006	2,26	3,1	0,90	0,90	324,34	3693,72
11	3618,62	122,35	-5,58	750	-0,002	0,034	2,40	3,1	0,90	0,90	324,34	3942,96
12	3618,62	122,35	-5,58	750	-0,002	0,034	2,40	3,1	0,90	0,90	324,34	3942,96

σ1 (kPa)	σ2 (kPa)	σ3 (kPa)	σ4 (kPa)	σ _{Ref} (kPa)	
735,62	652,95	739,95	657,28	718,20	ok
720,90	651,30	725,45	655,85	706,92	ok
728,26	652,13	732,70	656,56	712,56	ok
728,26	652,13	732,70	656,56	712,56	ok
675,85	585,04	679,20	588,40	655,66	ok
639,05	580,90	642,98	584,83	627,46	ok
657,45	582,97	661,09	586,61	641,56	ok
657,45	582,97	661,09	586,61	641,56	ok
481,26	391,12	481,34	391,21	458,79	ok
386,37	377,94	390,78	382,35	387,57	ok
433,82	384,53	436,06	386,78	423,18	ok
433,82	384,53	436,06	386,78	423,18	ok

σ _{ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
718,20	862,7	1	0,86	0,088	25,08	Ø25//0,15

Pilar 16↔Sapata 11

bx (m)	0,7
by (m)	0,3

Comb.	Nsd (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	M _{Sd,v} (kN.m)	σ,calc (kPa)	ex (m)	ey (m)	B _{,Teórico} (m)	B _{,Adoptado} (m)	H _{,Teórico} (m)	H _{,Adoptado} (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
1	4305,36	52,34	-19,82	750	-0,005	0,012	2,57	2,5	0,60	0,60	140,63	4445,99
2	4300,32	46,81	-20,69	750	-0,005	0,011	2,57	2,5	0,60	0,60	140,63	4440,95
3	4302,84	49,57	-20,26	750	-0,005	0,012	2,57	2,5	0,60	0,60	140,63	4443,47
4	4302,84	49,57	-20,26	750	-0,005	0,012	2,57	2,5	0,60	0,60	140,63	4443,47
5	3827,63	52,3	-16,44	750	-0,004	0,014	2,43	2,5	0,60	0,60	140,63	3968,26
6	3815,02	38,48	-18,61	750	-0,005	0,010	2,42	2,5	0,60	0,60	140,63	3955,65
7	3821,33	45,39	-17,53	750	-0,005	0,012	2,42	2,5	0,60	0,60	140,63	3961,96
8	3821,33	45,39	-17,53	750	-0,005	0,012	2,42	2,5	0,60	0,60	140,63	3961,96
9	2386,84	46,54	-21,04	750	-0,009	0,019	1,94	2,5	0,60	0,60	140,63	2527,47
10	2494,25	12,11	-1,12	750	0,000	0,005	1,94	2,5	0,60	0,60	140,63	2634,88
11	2440,55	29,33	-11,08	750	-0,005	0,012	1,94	2,5	0,60	0,60	140,63	2581,18
12	2440,55	29,33	-11,08	750	-0,005	0,012	1,94	2,5	0,60	0,60	140,63	2581,18

σ1 (kPa)	σ2 (kPa)	σ3 (kPa)	σ4 (kPa)	σ _{,Ref} (kPa)	
723,85	683,65	739,07	698,87	725,21	ok
720,58	684,63	736,47	700,52	723,51	ok
722,21	684,14	737,77	699,70	724,36	ok
722,21	684,14	737,77	699,70	724,36	ok
648,69	608,52	661,32	621,15	648,12	ok
640,53	610,98	654,83	625,27	643,86	ok
644,61	609,75	658,07	623,21	645,99	ok
644,61	609,75	658,07	623,21	645,99	ok
414,19	378,44	430,35	394,60	417,37	ok
425,80	416,50	426,66	417,36	424,12	ok
420,00	397,47	428,51	405,98	420,75	ok
420,00	397,47	428,51	405,98	420,75	ok

σ _{,ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
725,21	566,6	1	0,56	0,136	26,42	Ø25//0,15

Pilar 17↔Sapata 12

bx (m)	0,3
by (m)	1,23

Comb.	Nsd (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	M _{Sd,v} (kN.m)	σ _{calc} (kPa)	ex (m)	ey (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
1	3126,07	451,02	56,07	750	0,018	0,144	2,49	2,5	0,73	0,70	164,06	3290,13
2	3069,45	361,21	55,74	750	0,018	0,118	2,41	2,5	0,73	0,70	164,06	3233,51
3	3097,76	406,12	55,9	750	0,018	0,131	2,45	2,5	0,73	0,70	164,06	3261,82
4	3097,76	406,12	55,9	750	0,018	0,131	2,45	2,5	0,73	0,70	164,06	3261,82
5	2850,62	521,59	46,35	750	0,016	0,183	2,46	2,5	0,73	0,70	164,06	3014,68
6	2709,05	297,07	45,54	750	0,017	0,110	2,26	2,5	0,73	0,70	164,06	2873,11
7	2779,84	409,33	45,94	750	0,017	0,147	2,37	2,5	0,73	0,70	164,06	2943,90
8	2779,84	409,33	45,94	750	0,017	0,147	2,37	2,5	0,73	0,70	164,06	2943,90
9	2052,99	562,45	24,68	750	0,012	0,274	2,32	2,5	0,73	0,70	164,06	2217,05
10	1512,16	-15,24	32,15	750	0,021	-0,010	1,57	2,5	0,73	0,70	164,06	1676,22
11	1782,57	273,6	28,42	750	0,016	0,153	1,97	2,5	0,73	0,70	164,06	1946,63
12	1782,57	273,6	28,42	750	0,016	0,153	1,97	2,5	0,73	0,70	164,06	1946,63

σ1 (kPa)	σ2 (kPa)	σ3 (kPa)	σ4 (kPa)	σ _{Ref} (kPa)	
721,14	374,76	678,08	331,70	623,78	ok
677,47	400,06	634,66	357,25	597,42	ok
699,31	387,41	656,38	344,48	610,60	ok
699,31	387,41	656,38	344,48	610,60	ok
700,44	299,86	664,84	264,26	591,39	ok
591,26	363,11	556,29	328,14	525,48	ok
645,85	331,48	610,57	296,20	558,44	ok
645,85	331,48	610,57	296,20	558,44	ok
580,19	148,22	561,23	129,27	467,46	ok
274,69	286,39	250,00	261,70	277,29	ok
427,44	217,31	405,61	195,49	369,45	ok
427,44	217,31	405,61	195,49	369,45	ok

σ _{ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
623,78	487,3	1	0,66	0,084	18,40	Ø20//0,15

Pilar 8↔Sapata 3

bx (m) 0,4

by (m) 0,8

Comb.	Nsd (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	M _{Sd,v} (kN.m)	σ,calc (kPa)	ex (m)	ey (m)	B _{,Teórico} (m)	B _{,Adoptado} (m)	H _{,Teórico} (m)	H _{,Adoptado} (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
1	6093,5	110,47	39,21	750	0,01	0,02	3,07	3,1	0,90	0,90	324,34	6417,84
2	6099,49	86,97	38,69	750	0,01	0,01	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6423,83
3	6096,49	98,72	38,95	750	0,01	0,02	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6420,83
4	6096,49	98,72	38,95	750	0,01	0,02	3,06	3,1	0,90	0,90	324,34	6420,83
5	5450,29	130,31	32,59	750	0,01	0,02	2,91	3,1	0,90	0,90	324,34	5774,63
6	5465,28	71,56	31,3	750	0,01	0,01	2,89	3,1	0,90	0,90	324,34	5789,62
7	5457,79	100,93	31,95	750	0,01	0,02	2,90	3,1	0,90	0,90	324,34	5782,13
8	5457,79	100,93	31,95	750	0,01	0,02	2,90	3,1	0,90	0,90	324,34	5782,13
9	3555,38	137,83	24,61	750	0,01	0,04	2,40	3,1	0,90	0,90	324,34	3879,72
10	3563,01	-2,26	14,87	750	0,00	0,00	2,32	3,1	0,90	0,90	324,34	3887,35
11	3496,59	67,78	19,74	750	0,01	0,02	2,34	3,1	0,90	0,90	324,34	3820,93
12	3496,59	67,78	19,74	750	0,01	0,02	2,34	3,1	0,90	0,90	324,34	3820,93

σ1 (kPa)	σ2 (kPa)	σ3 (kPa)	σ4 (kPa)	σ _{,Ref} (kPa)	
697,98	653,48	682,18	637,68	682,90	ok
693,76	658,73	678,18	643,14	681,11	ok
695,87	656,10	680,18	640,41	682,00	ok
695,87	656,10	680,18	640,41	682,00	ok
633,71	581,22	620,58	568,09	617,30	ok
623,17	594,35	610,57	581,74	612,82	ok
628,44	587,79	615,57	574,92	615,06	ok
628,44	587,79	615,57	574,92	615,06	ok
436,43	380,91	426,52	371,00	420,07	ok
407,05	407,96	401,06	401,97	406,24	ok
415,23	387,92	407,27	379,97	406,41	ok
415,23	387,92	407,27	379,97	406,41	ok

σ _{,ref} (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
682,90	820,3	1	0,86	0,083	23,76	Ø25//0,2

A.8.2- TABELAS SAPATAS DE MUROS DE SUPORTE

MSP1 (Pilar 1+Pilar 2+Pilar 3+ Pilar 4+Parede 5)↔Sapata 1

MSP1	bx (m)	by (m)	Nsd (kN)	Nsd/m (kN/m)
Pilar 1	2,05	0,3	1988,2	969,85
Pilar 2	4,08	0,3	2543,35	623,37
Pilar 3	6,49	0,3	4097,67	631,38
Pilar 4	9,11	0,3	6005,42	659,21
Parede 5	3,76	0,3	3484,21	926,65

Nsd/m (kN/m)	L (m)	B _{,Teórico} (m)	B _{,Adoptado} (m)	H _{,Teórico} (m)	H _{,Adoptado} (m)	PP/m (kN/m)	Nsd _{,Total/m} (kN/m)	σ _{,Ref} (kPa)	
969,85	1,00	1,45	1,50	0,40	0,40	14,48	984,34	679,64	ok

Msd/m (kN)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
196,7	1	0,36	0,091	13,09	Ø20//0,20

MSP7 (Pilar 1+Pilar 7+Pilar 12+ Pilar 18)↔Sapata 2

MSP7	bx (m)	by (m)	Nsd (kN)	Nsd/m (kN/m)
Pilar 1	0,3	2,2	1988,2	903,73
Pilar 7	0,3	5,23	5065,77	968,60
Pilar 12	0,3	3,58	2645,72	739,03
Pilar 18	0,3	0,55	673	1223,64

Nsd/m (kN/m)	L (m)	B _{,Teórico} (m)	B _{,Adoptado} (m)	H _{,Teórico} (m)	H _{,Adoptado} (m)	PP/m (kN/m)	Nsd _{,Total/m} (kN/m)	σ _{,Ref} (kPa)	
1223,64	1,00	1,83	1,90	0,53	0,60	27,41	1251,05	684,64	ok

Msd/m (kN)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
313,0	1	0,49	0,077	15,01	Ø20//0,20

MSP5 (Pilar 18+Pilar 19+Pilar 20+ Pilar 21+Pilar 22)↔Sapata 7

MSP5	bx (m)	by (m)	Nsd (kN)	Nsd/m (kN/m)
Pilar 18	2,02	0,25	673	333,17
Pilar 19	3,41	0,25	531,93	155,99
Pilar 20	4,5	0,25	2318,12	515,14
Pilar 21	4,66	0,25	1866,62	400,56
Pilar 22	1,53	0,25	396,9	259,41

Nsd/m (kN/m)	L (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP/m (kN/m)	Nsd _{Total/m} (kN/m)	σ _{Ref} (kPa)	
515,14	1,00	0,77	0,80	0,18	0,30	5,77	520,91	677,14	ok

Msd/m (kN)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
55,5	1	0,14	0,162	9,88	Ø16//0,20

MSP6 (Pilar 23+Pilar 24+Pilar 25)↔Sapata 13

MSP6	bx (m)	by (m)	Nsd (kN)	Nsd/m (kN/m)
Pilar 23	1,48	0,25	574,63	388,26
Pilar 24	5,12	0,25	1432,65	279,81
Pilar 25	3,67	0,25	1037,16	282,60

Nsd/m (kN/m)	L (m)	B _{Teórico} (m)	B _{Adoptado} (m)	H _{Teórico} (m)	H _{Adoptado} (m)	PP/m (kN/m)	Nsd _{Total/m} (kN/m)	σ _{Ref} (kPa)	
388,26	1,00	0,58	0,60	0,12	0,30	4,35	392,61	677,14	ok

Msd/m (kN)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
31,5	1	0,08	0,321	11,93	Ø16//0,15

A.8.3- TABELAS SAPATAS CONJUNTAS

MSP5 + Pilar 13 ↔ Sapata 8

	bx (m)	by (m)	L (m)	Nsd (kN/m)	Msd _x (kN.m)	Msd _y (kN.m)	Nsd,Res (kN)	x (m)	x' (m)
Pilar 13	0,3	0,3	1,25	1602,51	0,31	1591,37	2890,36	0,56	0,69
MSP 5	0,3	0,8		1287,85					

Nsd (kN)	Msd (kN.m)	Sismo	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	B,Pilar (m)	H,Pilar (m)	S1	S2	S3/4
2890,36	1591,37	x	4,00	2,5	0,9	0,50	0,30	1,42	81,83	559,24	439,88
									93,08	570,49	451,13

Sismo	As,Long (cm ² /m)	Solução Adoptada	As,Transv (cm ² /m)	Solução Adoptada
x	25,79	Ø25//0,125	12,59	Ø20//0,20
	26,45	Ø25//0,125	12,94	Ø20//0,20

MSP5 + Pilar 14 ↔ Sapata 9

	bx (m)	by (m)	L (m)	Nsd (kN/m)	Msd _x (kN.m)	Msd _y (kN.m)	Nsd,Res (kN)	x (m)	x' (m)
Pilar 14	0,7	0,3	1,25	3830,4	51,15	-17,09	5118,25	0,31	0,94
MSP 5	0,3	0,8		1287,85					

Nsd (kN)	Msd (kN.m)	Sismo	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	B,Pilar (m)	H,Pilar (m)	S1	S2	S3/4
5118,25	51,15	x	4,00	2,5	0,9	0,50	0,70	0,92	535,65	550,99	547,16
									546,9	562,24	558,441

Sismo	As,Long (cm ² /m)	Solução Adoptada	As,Transv (cm ² /m)	Solução Adoptada
x	34,12	Ø25//0,125	12,54	Ø20//0,20
	34,98	Ø25//0,125	12,89	Ø20//0,20

MSP5 + Pilar 15 ↔ Sapata 10

	bx (m)	by (m)	L (m)	Nsd (kN/m)	Msdx (kN.m)	Msdy (kN.m)	Nsd,Res (kN)	x (m)	x' (m)
Pilar 15	0,7	0,3	1,25	4231,18	31,96	13,78	5519,03	0,29	0,96
MSP 5	0,3	0,8		1287,85					

Nsd (kN)	Msdx (kN.m)	Msdy (kN.m)	σ ,calc (kPa)	ex (m)	ey (m)	B _{,Teórico} (m)	B _{,Adoptado} (m)	H _{,Adoptado} (m)	PP,Sapata (kN)	Nr (kN)
5519,03	31,96	13,78	750	0,002	0,006	2,89	2,8	0,60	176,40	5695,43

σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_4 (kPa)	$\sigma_{,Ref}$ (kPa)	
738,96	721,49	731,43	713,96	732,71	ok

σ ,ref (kPa)	Msd (kN.m)	b (m)	d (m)	μ	As (cm ² /m)	Solução Adoptada
732,71	718,1	1	0,56	0,172	34,55	Ø25//0,125

A.8.4- TABELAS SAPATAS DE CAIXA DE ESCADAS + ELEVADOR

Direção xx	N _{Sd} (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	Sismo	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	B,Pilar (m)	H,Pilar (m)	S1	S2	S3/4	A _{Long} (cm ² /m)	Solução Adoptada
Parede 6	2921,69	778,54								198,07	264,43	247,84	2,04	Ø25//0,20
	2921,69	778,54	x	8,00	2,2	1,5	0,50	0,20	3,76	179,32	245,68	229,09	20,27	
	1740,4	778,54								130,95	197,31	180,72	16,58	
	1740,4	778,54	x							112,2	178,56	161,97	14,81	
Parede 11	5713,37	-3588,47								207,66	379,90	336,84	27,52	Ø25//0,10
	5713,38	-3588,48	x	10,00	2,5	1,5	0,50	0,20	6,15	188,91	361,15	318,09	26,04	
	3132,41	-3588,48								104,42	276,66	233,6	20,15	
	3132,42	-3588,49	x							85,67	257,91	214,85	18,62	

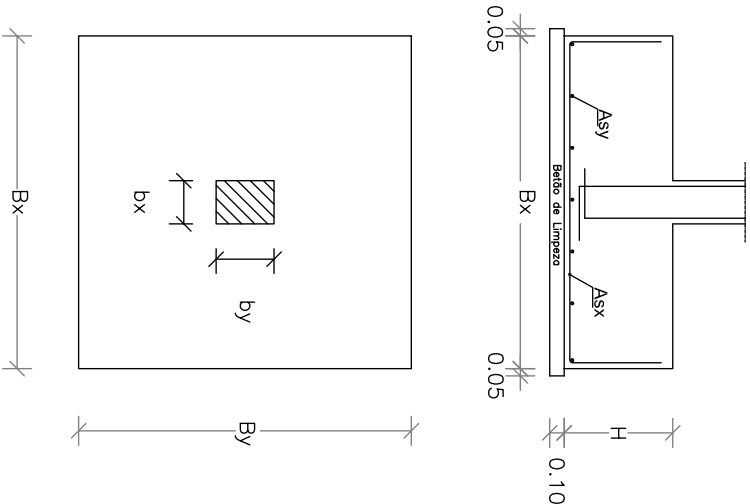
Direção yy	N _{sd} (kN)	M _{Sd,x} (kN.m)	Sismo	L (m)	B (m)	HS (m)	HT (m)	B,Pilar (m)	H,Pilar (m)	L,Comp (m)	S _{max}	S3/4	A _{Long} (cm ² /m)	Solução Adoptada
Parede 26	1863,54	2929,06		5	2	1,5	0,50	0,2	3,23	4,00	627,82	470,87	35,68	Ø25//0,125
	1734,55	3454,13		5,5	2	1,5				4,02	609,35	457,02	40,97	
Parede 27	5713,37	-3513,15		4,00	1,5	1,5	0,50			3,55	590,05	442,54	21,89	Ø20//0,125
	1102,2	1470,25		4,00	1,5	1,5	0,50	0,2	2,1	3,04	653,6	490,2	23,38	
	716,87	1583,82	x	5	1,5	1,5	0,5			3,04	467,2	350,4	24,43	

Relativamente à armadura transversal, uma vez que a sapata na direcção contrária necessitava sempre de maior armadura, foi escolhida sempre a armadura da sapata da direcção oposta. Para armadura superior foi adoptada Ø16//0,20 nas duas direcções.

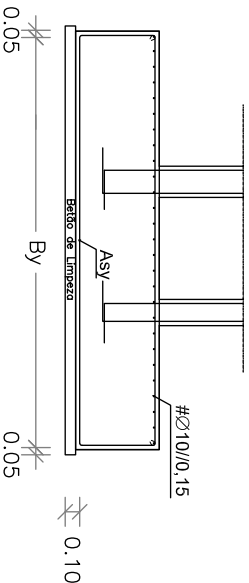
A.8.5- PEÇAS DESENHADAS

SAPATAS
s/ESCALA

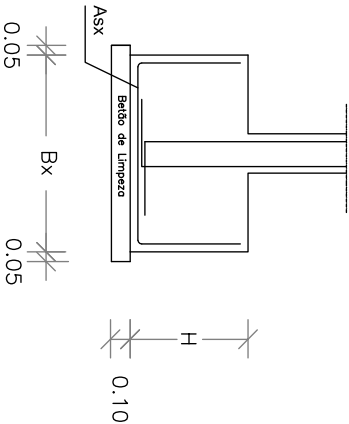
Sapata Quadrada:
S3,S4,S5,S10,S11,S12



Sapata Conjunta: Pilar + Muro de Suporte
S8,S9 e S10



Sapata do Muro de Suporte:
S1, S2, S7, S13



QUADRO DE SAPATAS									
SAPATA	bx	by	Bx	By	H	Asx	Asy		
S1		0,30		1,50	0,40		Ø20//0.20		
S2	0,30		1,90		0,60	Ø20//0.20	Ø25//0.20		
S3	0,40	0,80	3,10	3,10	0,90	Ø25//0.20	Ø25//0.20		
S4	0,40	0,80	3,10	3,10	0,90	Ø25//0.20	Ø25//0.20		
S5	0,40	0,80	3,10	3,10	0,90	Ø20//0.125	Ø20//0.125		
S6			Bx1 = 10,00 Bx2 = 8,00	5,80	1,50	Ver desenho	n°42		
S7	0,25		0,80		0,30		Ø16//0.20		
S8			2,50	4,00	0,90	Ø20//0.20	Ø25//0.125		
S9			2,50	4,00	0,90	Ø20//0.20	Ø25//0.125		
S10			2,80	2,80	0,60	Ø25//0.125	Ø25//0.125		
S11	0,70	0,30	2,50	2,50	0,60	Ø25//0.15	Ø25//0.15		
S12	0,30	1,23	2,50	2,50	0,70	Ø20//0.15	Ø20//0.15		
S13		0,25		0,60	0,30		Ø16//0.15		



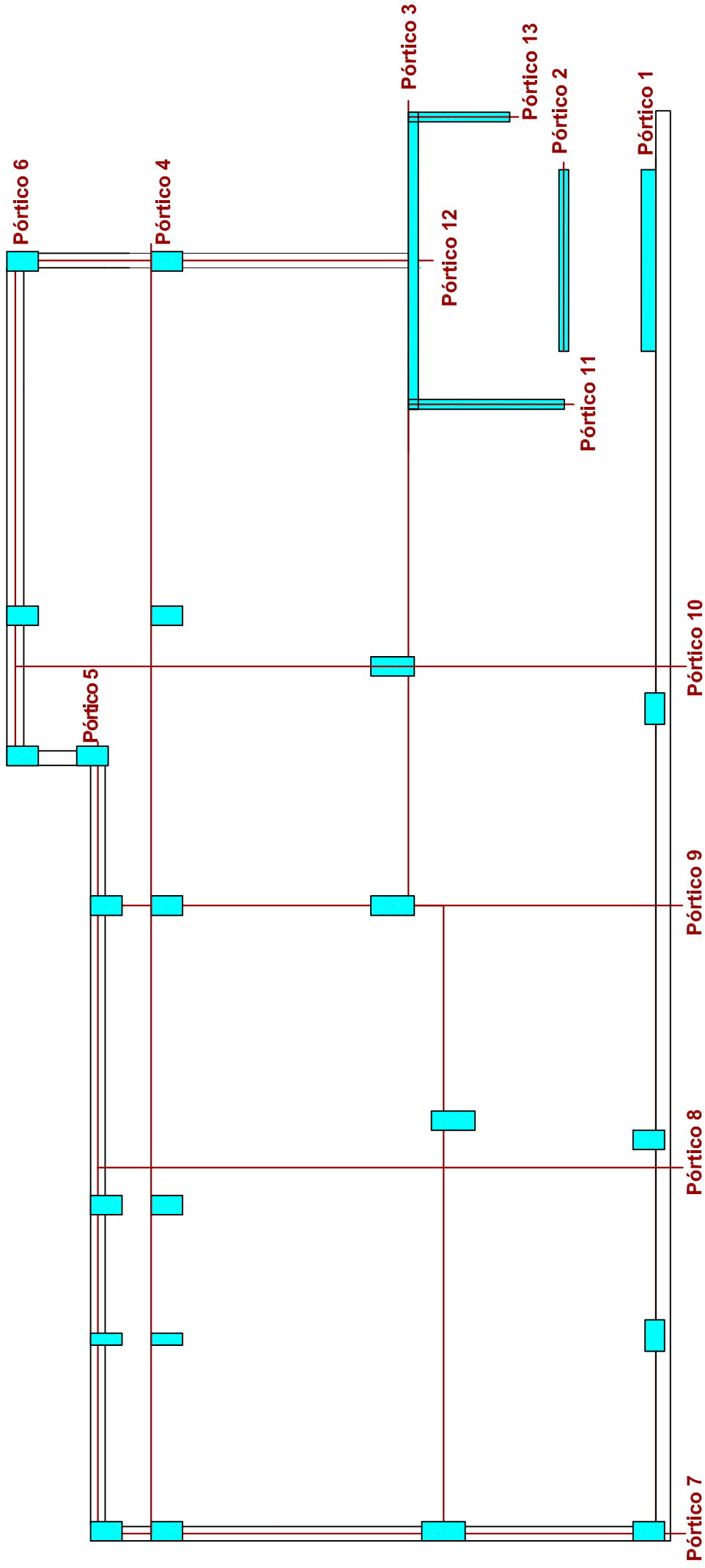
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
RUA ROBERTO FIAS, s/n
4200-465 Porto Portugal

SAPATAS
DESENHO 411 S/ESCALA DATA 04/07/08
Trabalho elaborado por: Mónica Santos N.º020501158

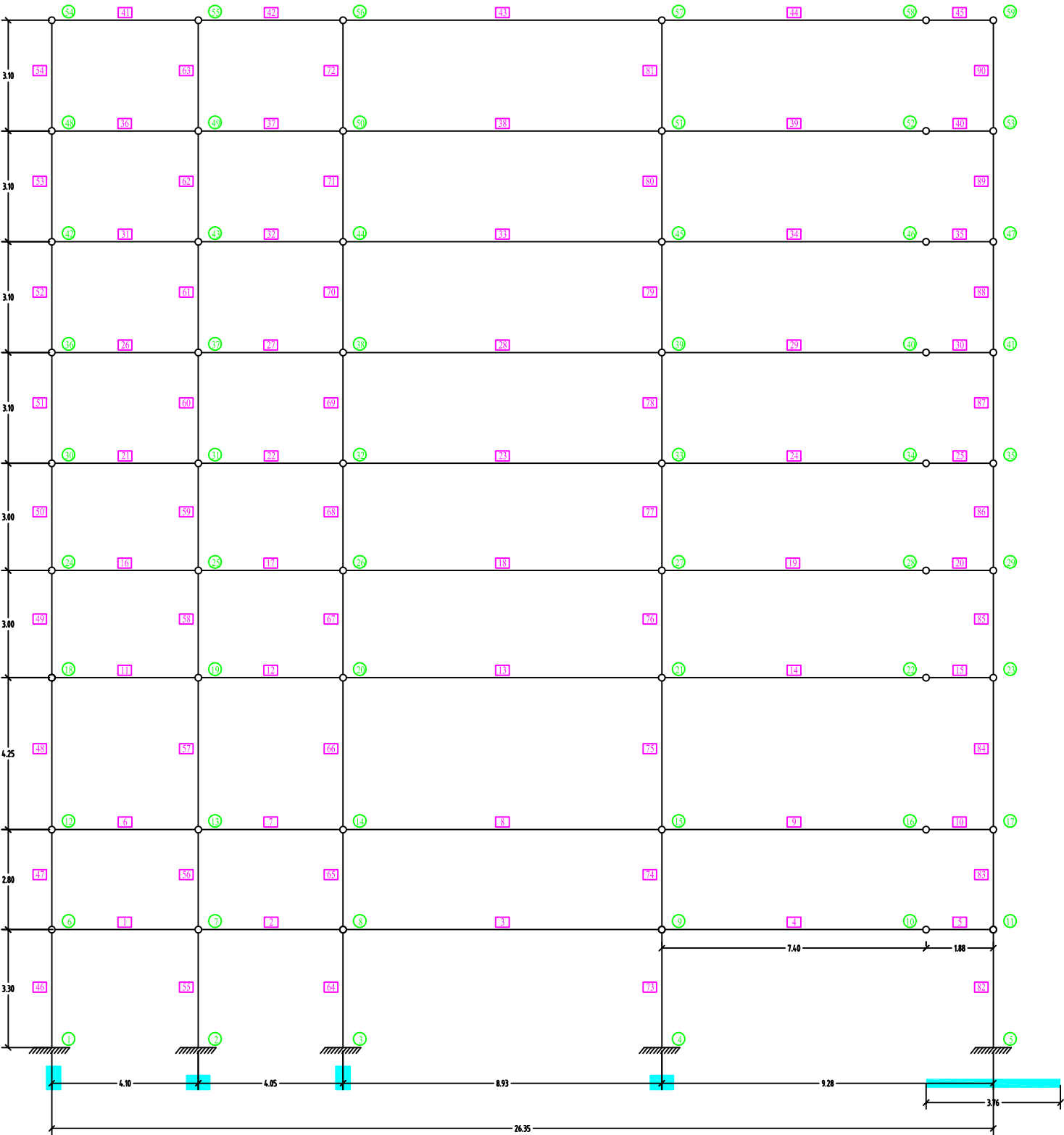
MIEC - PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS

QUADRO DE SAPATAS

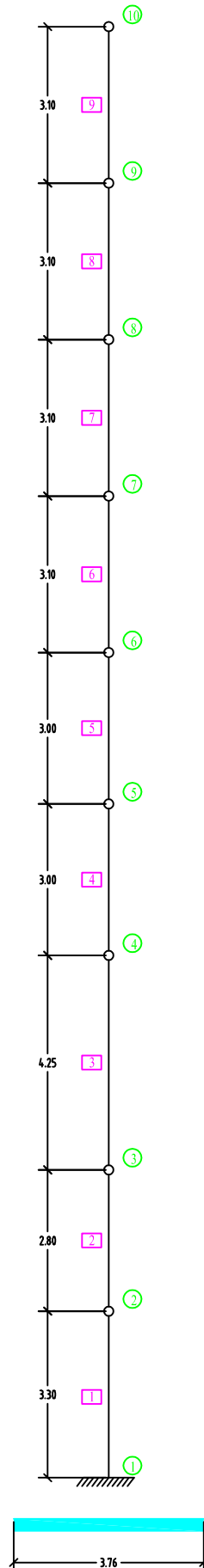
A.9-PÓRTICOS MGE



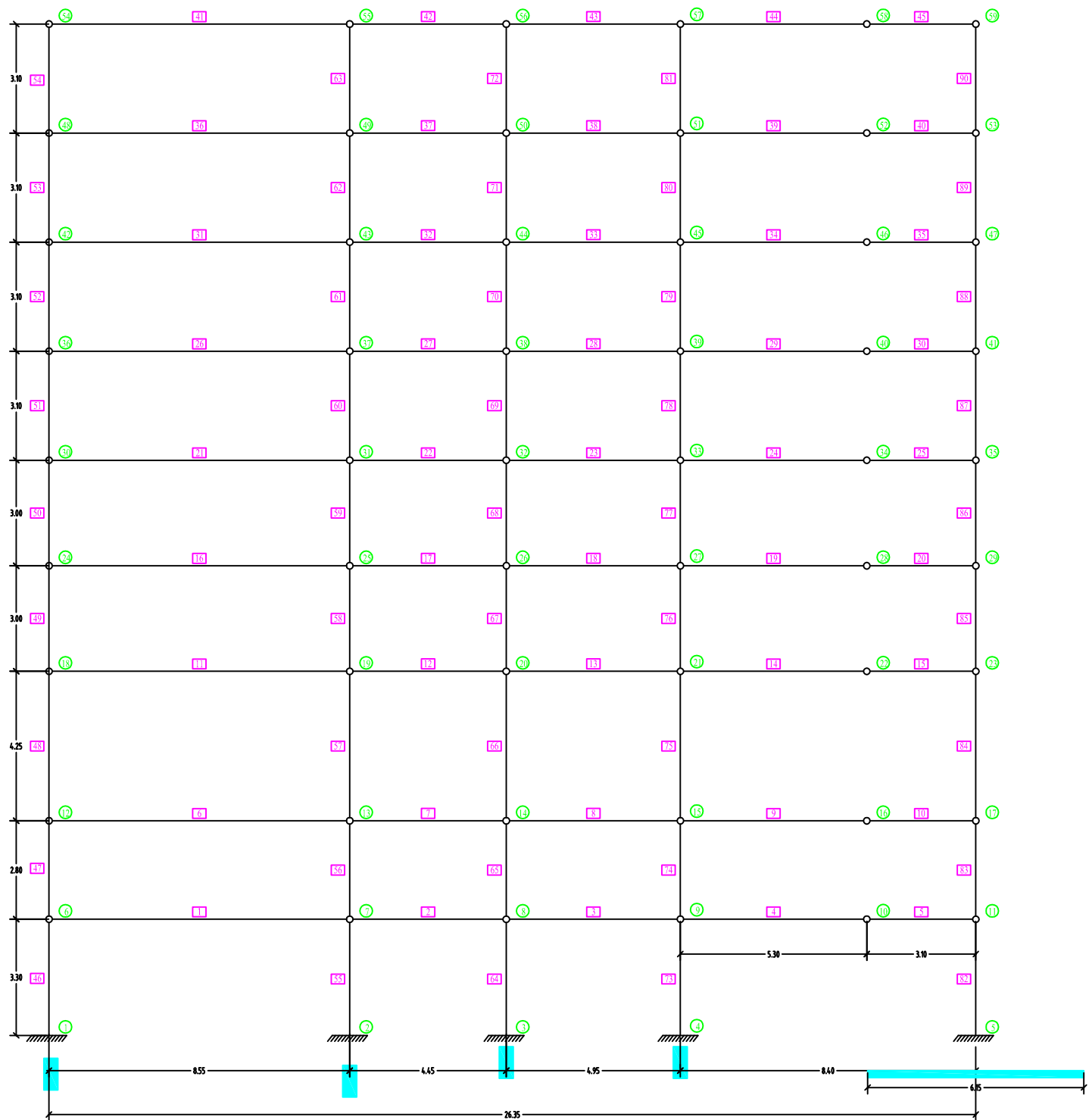
Pórtico 1



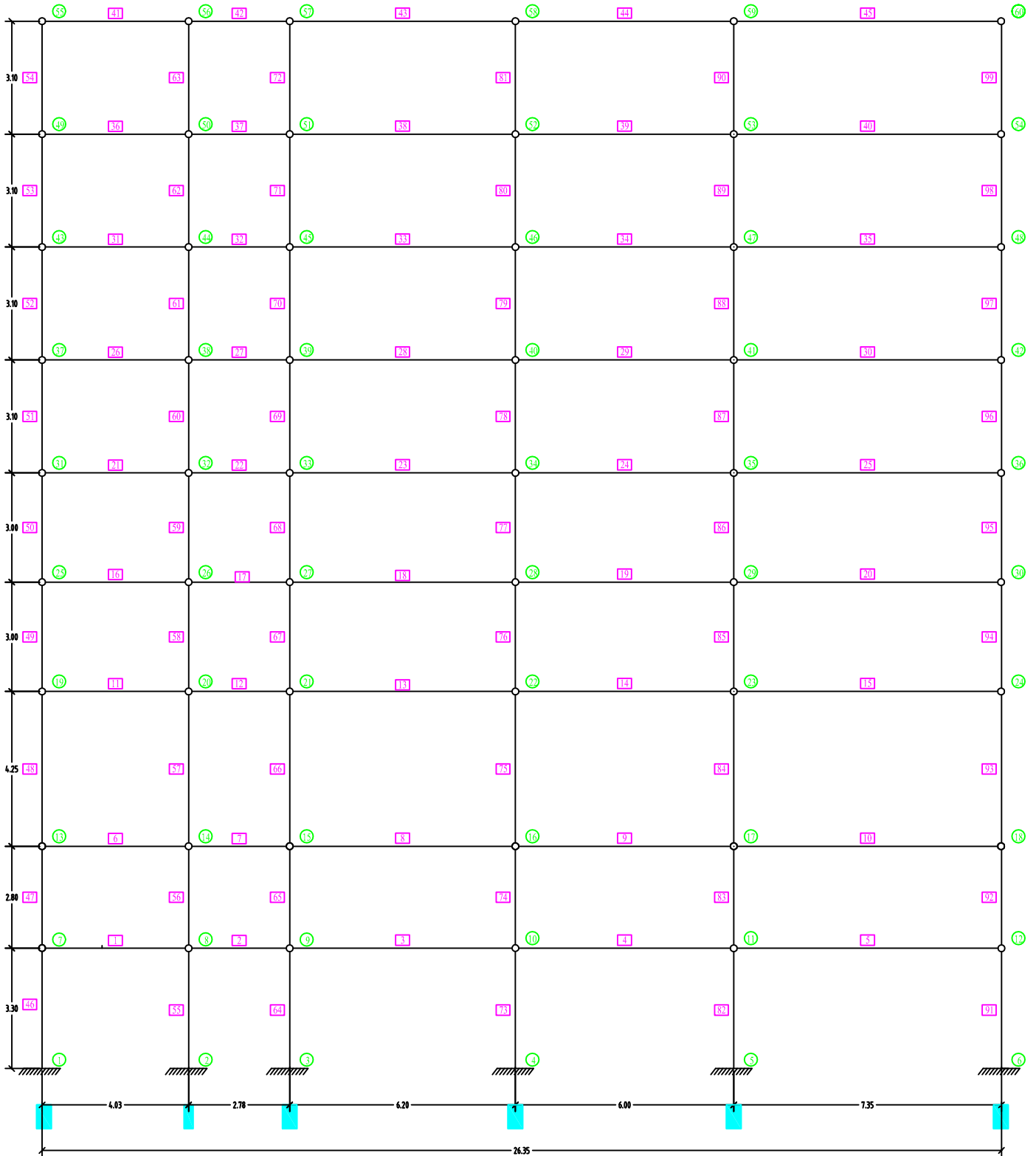
Pórtico 2



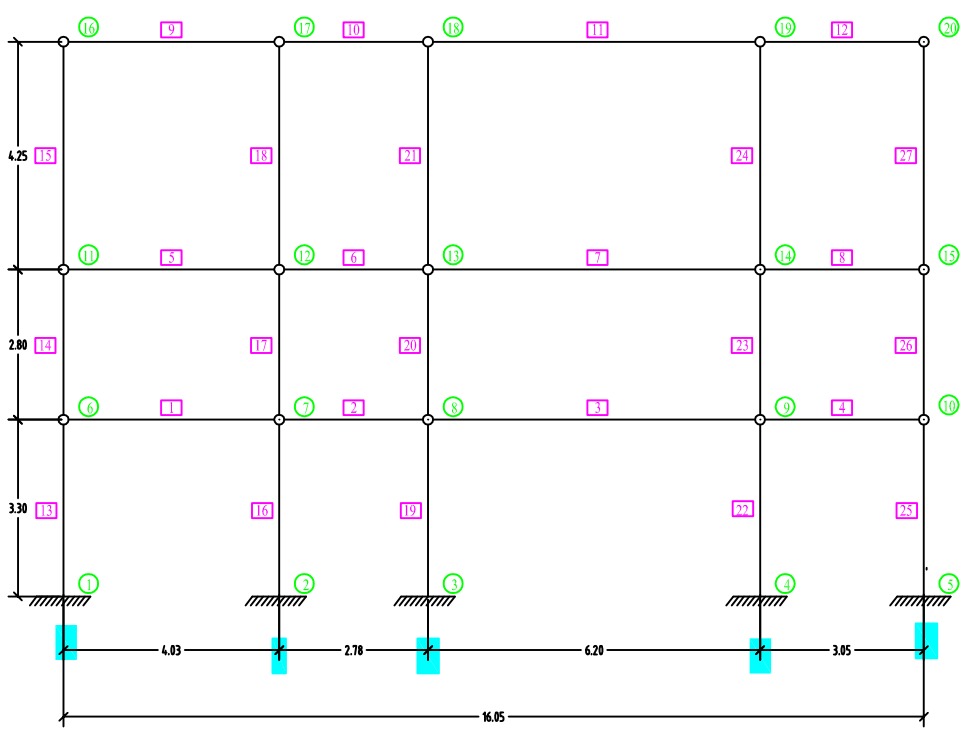
Pórtico 3



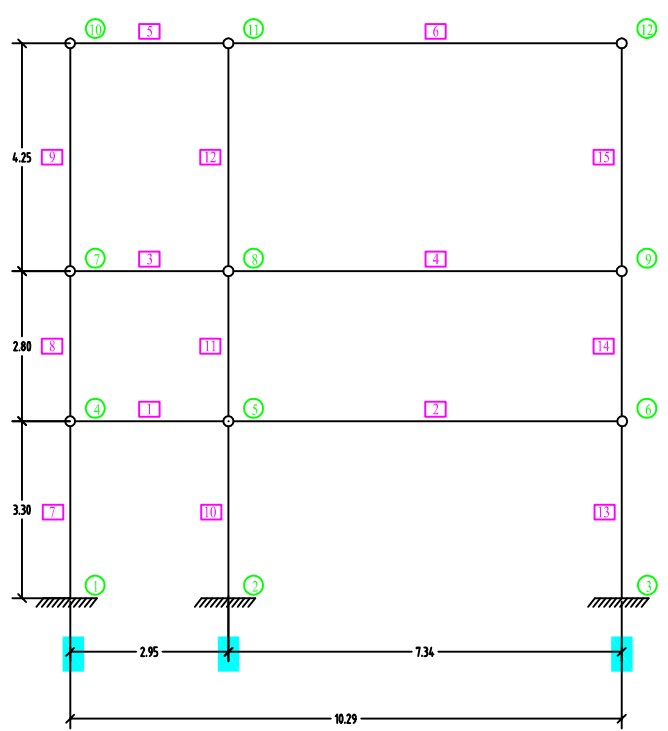
Pórtico 4



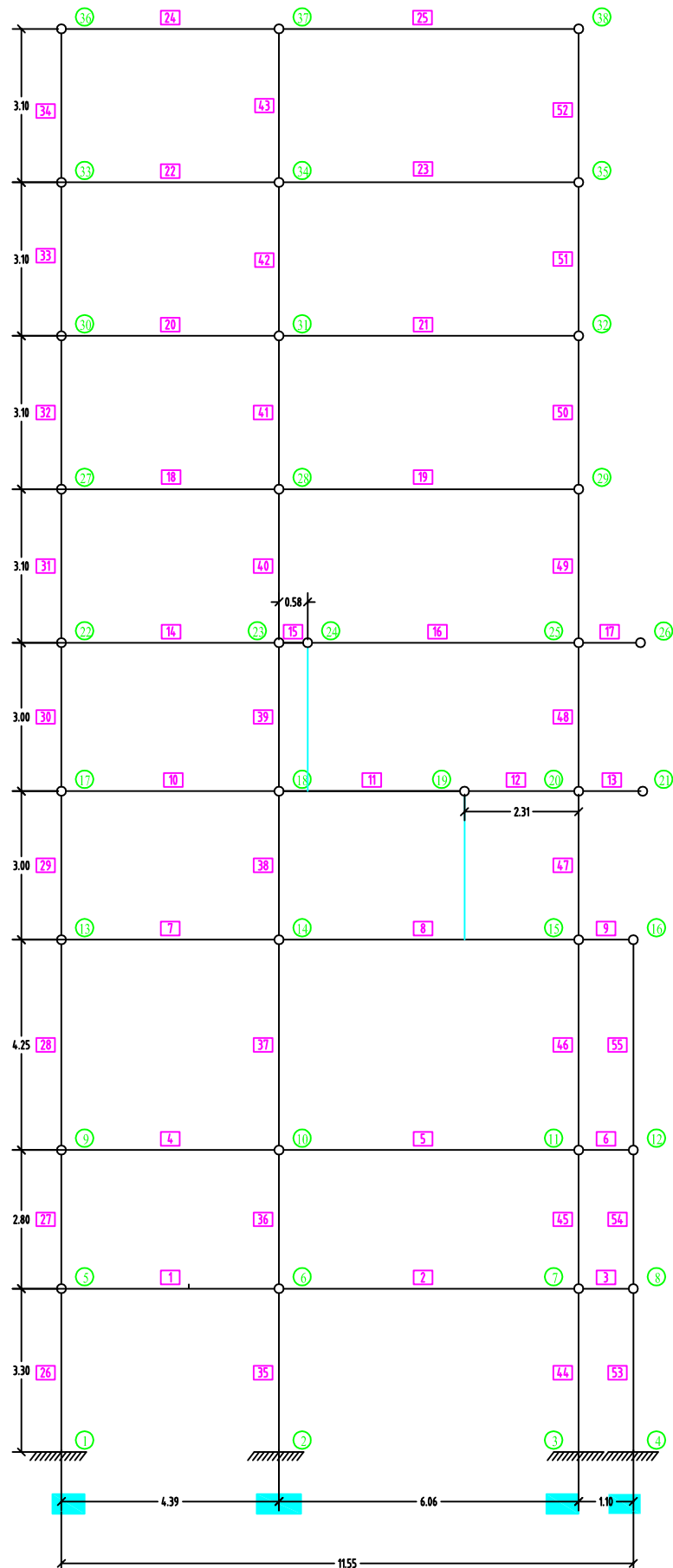
Pórtico 5



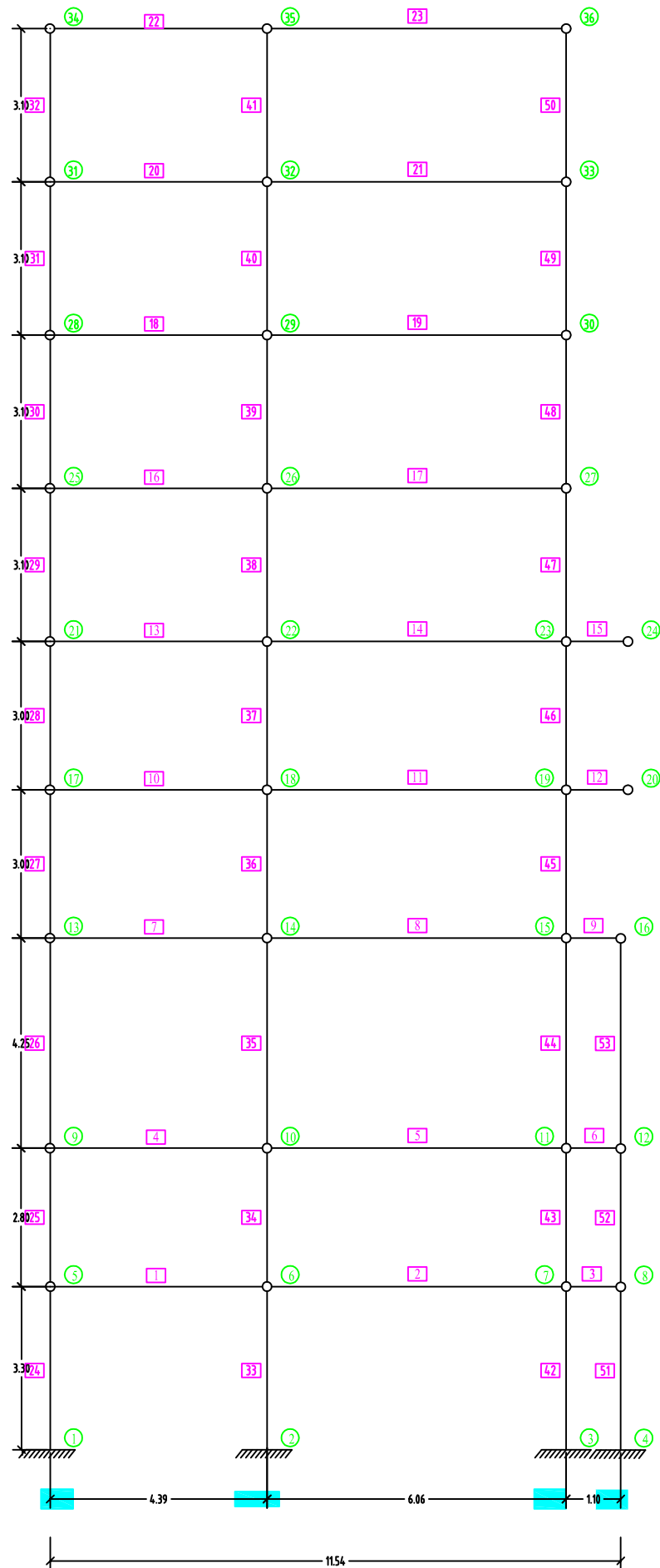
Pórtico 6



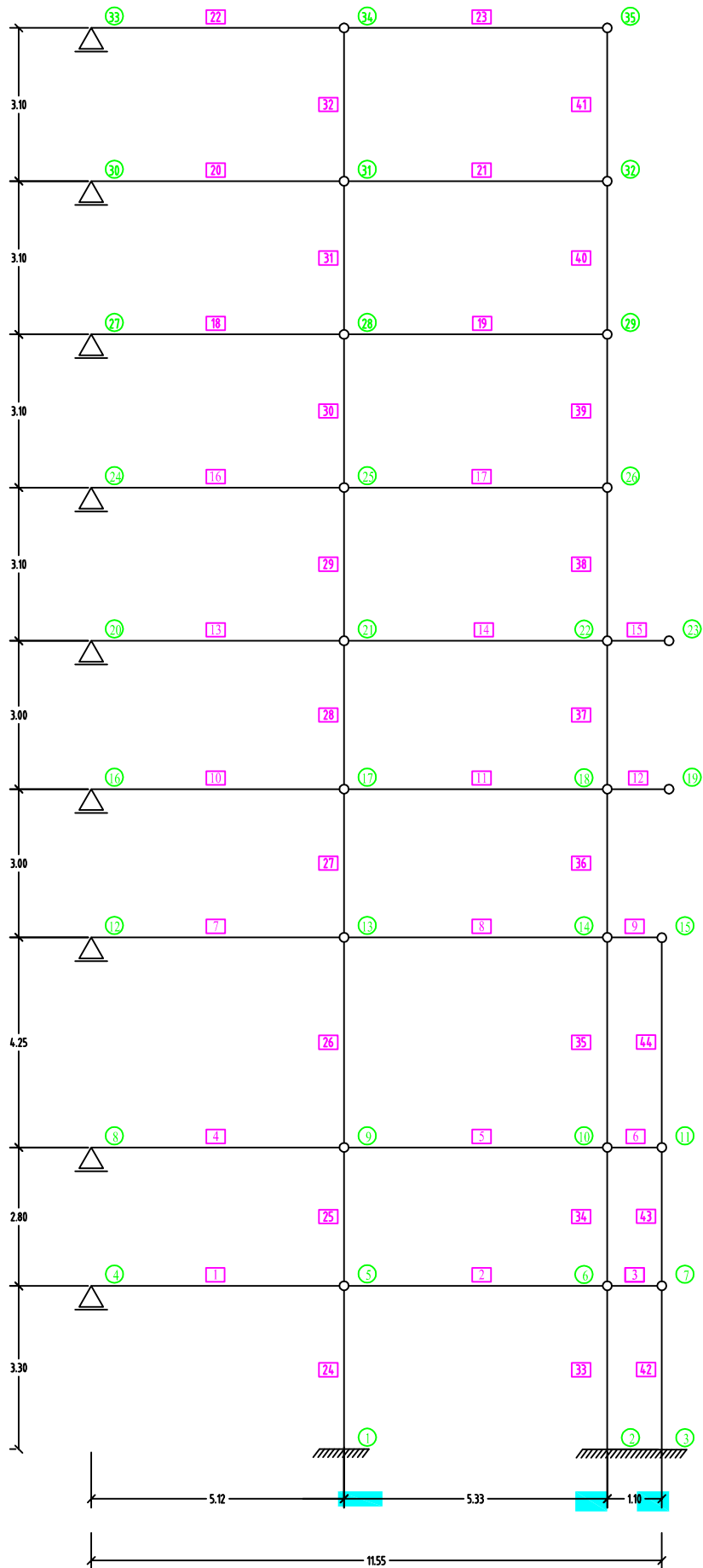
Pórtico 7



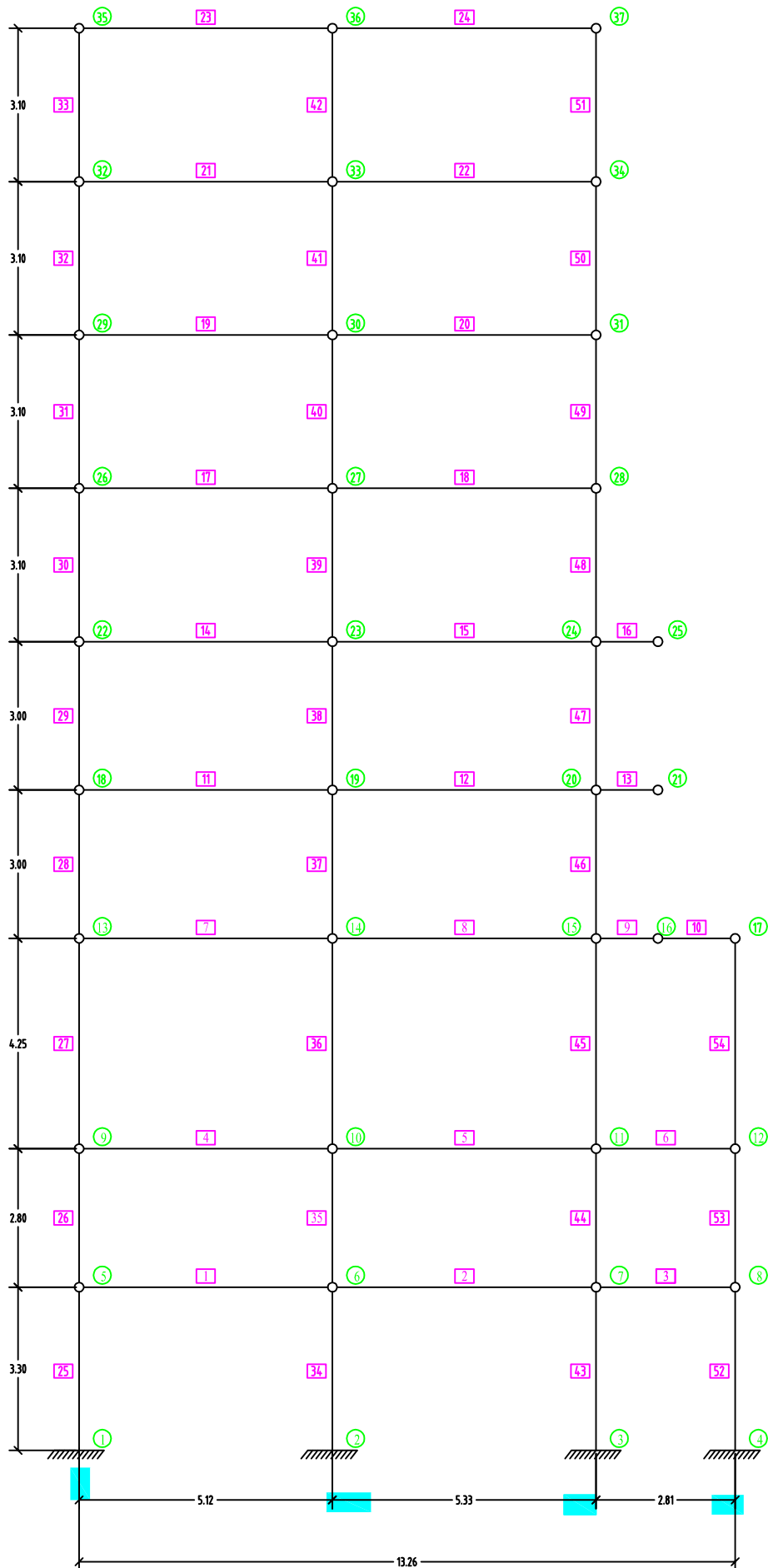
Pórtico 8



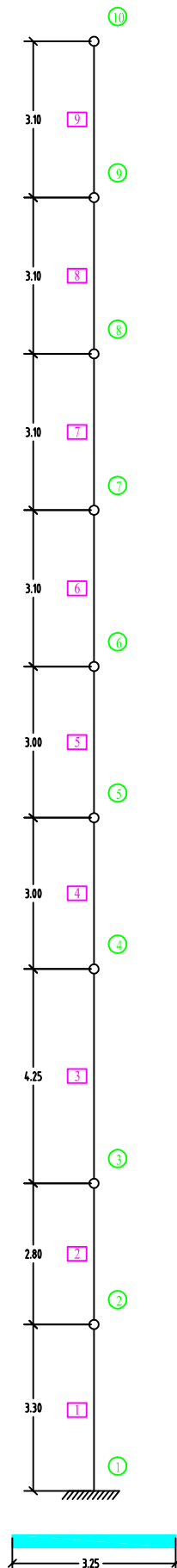
Pórtico 9



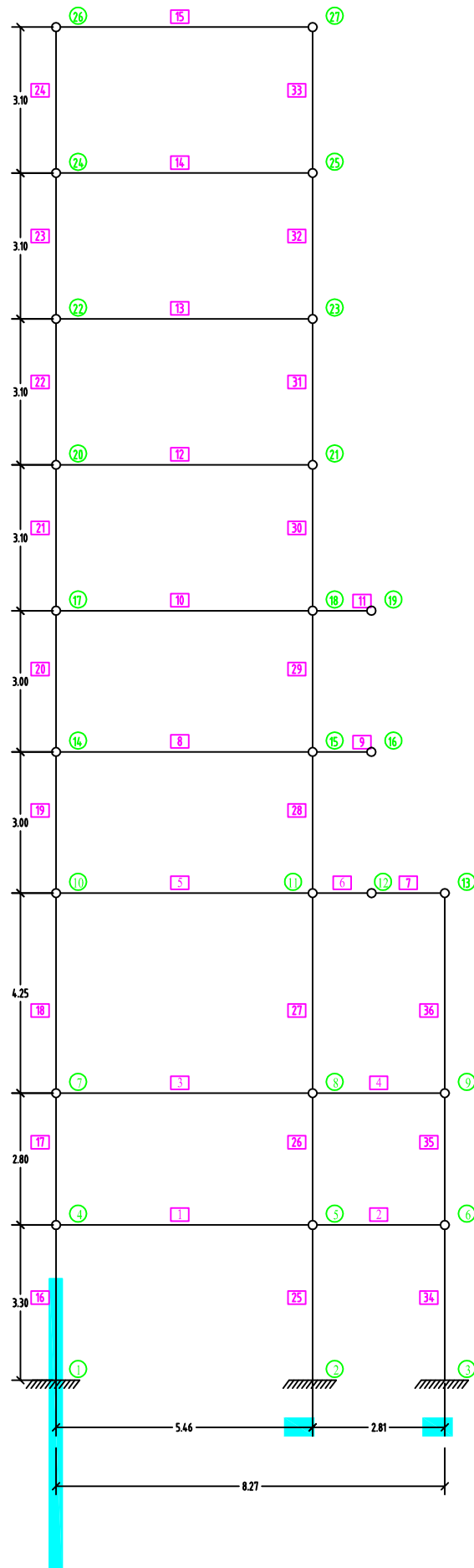
Pórtico 10



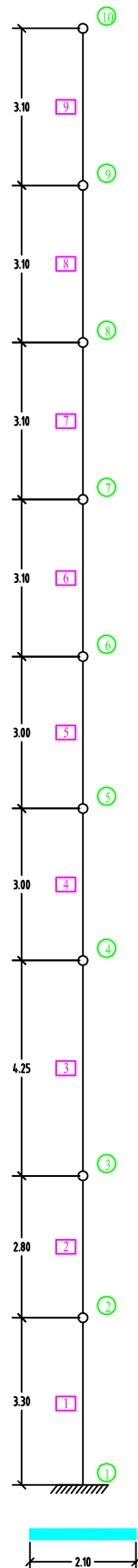
Pórtico 11



Pórtico 12



Pórtico 13



A.10- CARGAS NAS BARRAS

(MENU 6 MGE)

Pórtico 1

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)				Pisos				Cobertura (9)		Pé-Direito (m)	Parede (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)						
MS	1	2,20	7,00	2,50	4,00										20,85	8,78
MS	2	2,20	7,00	2,50	4,00										20,85	8,78
MS	3	2,56	7,00	2,50	4,00										24,32	10,24
MS	4	2,56	7,00	2,50	4,00										24,32	10,24
Parede*	5	1,02	7,00	2,50	4,00										48,26	20,32
MS	6	2,20	7,00	2,50	4,00										20,85	8,78
MS	7	2,20	7,00	2,50	4,00										20,85	8,78
MS	8	2,56	7,00	2,50	4,00										24,32	10,24
MS	9	2,56	7,00	2,50	4,00										24,32	10,24
Parede*	10	1,02	7,00	2,50	4,00										48,26	20,32
MS	11	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	12	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	13	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
MS	14	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
Parede*	15	1,02	7,00					3,50	2,00						53,34	10,16
MS	16	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	17	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	18	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
MS	19	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
Parede*	20	1,02	7,00					3,50	2,00						53,34	10,16
MS	21	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	22	2,20	7,00					3,50	2,00						23,05	4,39
MS	23	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
MS	24	2,56	7,00					3,50	2,00						26,88	5,12
Parede*	25	1,02	7,00					3,50	2,00						53,34	10,16
V1	26	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V2	27	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V3	28	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
V4	29	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
Parede*	30	1,02	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	53,34	10,16
V1	31	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V2	32	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V3	33	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
V4	34	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
Parede*	35	1,02	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	53,34	10,16
V1	36	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V2	37	2,20	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	34,62	4,39
V3	38	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
V4	39	2,56	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	38,43	5,12
Parede*	40	1,02	7,00					3,50	2,00			5,25	1,80	3,50	53,34	10,16
V1	41	2,20	7,00							4,00	1,00				29,42	2,20
V2	42	2,20	7,00							4,00	1,00				29,42	2,20
V3	43	2,56	7,00							4,00	1,00				33,41	2,56
V4	44	2,56	7,00							4,00	1,00				33,41	2,56
Parede*	45	1,02	7,00							4,00	1,00				55,88	5,08

*largura para a carga concentrada= 4,98 m

Pórtico 2

Nó	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)		
Parede*	2	2,43	7,00	2,50	4,00				117,27	49,38
Parede*	3	2,43	7,00	2,50	4,00				117,27	49,38
Parede*	4	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	5	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	6	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	7	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	8	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	9	2,43	7,00			3,50	2,00		129,62	24,69
Parede*	10	2,43	7,00			3,50	2,00	4,00	135,79	12,34

*largura para a carga concentrada= 5,08 m

Pórtico 3

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)		G (KN/m²)	Q (KN/m²)	
			Rev+Div (KN/m²)	Sob (KN/m²)	Rev+Div (KN/m²)	Sob (KN/m²)	Rev+Div (KN/m²)	Sob (KN/m²)			
Laje	1	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	2	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	3	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	4	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Parede*	5	1,83	7,00	2,50	4,00				107,79	45,38	
Laje	6	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	7	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	8	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Laje	9	5,23	7,00	2,50	4,00				49,69	20,92	
Parede*	10	1,83	7,00	2,50	4,00				107,79	45,38	
Laje	11	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	12	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	13	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	14	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	15	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	16	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	17	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	18	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	19	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	20	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	21	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	22	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	23	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	24	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	25	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	26	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	27	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	28	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	29	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	30	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	31	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	32	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	33	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	34	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	35	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	36	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	37	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	38	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Laje	39	5,23	7,00			3,50	2,00		54,92	10,46	
Parede*	40	1,83	7,00			3,50	2,00		119,13	22,69	
Laje	41	5,23	7,00					4,00	1,00	57,53	5,23
Laje	42	5,23	7,00					4,00	1,00	57,53	5,23
Laje	43	5,23	7,00					4,00	1,00	57,53	5,23
Laje	44	5,23	7,00					4,00	1,00	57,53	5,23
Parede*	45	1,83	7,00					4,00	1,00	124,81	11,35

*largura para a carga concentrada= 6,20 m

Pórtico 4

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)			Cobertura (9)		PPViga (KN/m ²)	Pé-Direito (m)	Parede (KN/m ²)	Varanda	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)				G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Laje 1	3,58	7,00	2,50	4,00				4,00	1,00	5,25	2,10	3,50		34,01
Laje 2	3,58	7,00	2,50	4,00						5,25	2,10	3,50		34,01
Laje 3	3,58	7,00	2,50	4,00						5,25	2,10	3,50		34,01
Laje 4	3,22	7,00	2,50	4,00						5,25	2,10	3,50		30,59
Laje 5	4,07	7,00	2,50	4,00						5,25	2,10	3,50		38,67
Laje 6	3,58	7,00	2,50	4,00						5,25	3,55	3,50		34,01
Laje 7	3,58	7,00	2,50	4,00						5,25	3,55	3,50		34,01
Laje 8	3,58	7,00	2,50	4,00						5,25	3,55	3,50		34,01
Laje 9	3,22	7,00	2,50	4,00						5,25	3,55	3,50		30,59
Laje 10	4,07	7,00	2,50	4,00						5,25	3,55	3,50		38,67
Laje 11	3,58	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		37,59
Laje 12	3,58	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		37,59
Laje 13	3,58	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		37,59
Laje 14	3,22	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		33,81
Laje 15	4,07	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		42,74
V7+Vbeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V8+Vbeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V9+Vbeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V10+Vbeq	2,67	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V11+Vbeq	1,83	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V7+Vpeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V8+Vpeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V9+Vpeq	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V10+Vpeq	2,67	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V11+Vpeq	1,83	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V7+Vgran	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V8+Vgran	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V9+Vgran	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V10+Vgran	2,67	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V11+Vgran	1,83	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	4,69	6,25
V7	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V8	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V9	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V10	2,67	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		39,53
V11	1,83	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		30,77
V7	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V8	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V9	3,03	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		43,37
V10	2,67	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		39,53
V11	1,83	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50		30,77
V7	3,03	7,00			3,50	2,00		4,00	1,00	5,25				38,58
V8	3,03	7,00			3,50	2,00		4,00	1,00	5,25				38,58
V9	3,03	7,00			3,50	2,00		4,00	1,00	5,25				38,58
V10	2,67	7,00			3,50	2,00		4,00	1,00	5,25				34,57
V11	1,83	7,00			3,50	2,00		4,00	1,00	5,25				25,38

Pórtico 5

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)		
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	
MS	1	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	2	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	3	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	4	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	5	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	6	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	7	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	8	0,55	7,00	2,50	4,00				
MS	9	0,55	7,00			3,50	2,00		
MS	10	0,55	7,00			3,50	2,00		
MS	11	0,55	7,00			3,50	2,00		
MS	12	0,55	7,00			3,50	2,00		

Pórtico 6

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)
MS 1	1,41	7,00	2,50	4,00			13,35	5,62
MS 2	1,41	7,00	2,50	4,00			13,35	5,62
MS 3	1,41	7,00	2,50	4,00			13,35	5,62
MS 4	1,41	7,00	2,50	4,00			13,35	5,62
MS 5	1,41	7,00			3,50	2,00	14,75	2,81
MS 6	1,41	7,00			3,50	2,00	14,75	2,81

Pórtico 7

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)			Cobertura (9)		PPViga (KN/m ²)	Pé-Direito (m)	Varanda	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)			G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
MS 1	3,00	7,00	2,50	4,00								28,50	12,00
MS 2	3,02	7,00	2,50	4,00								28,69	12,08
MS 3	1,94	7,00	2,50	4,00								18,43	7,76
MS 4	3,00	7,00	2,50	4,00								28,50	12,00
MS 5	3,02	7,00	2,50	4,00								28,69	12,08
MS 6	1,94	7,00	2,50	4,00								18,43	7,76
MS 7	3,00	7,00			3,50	2,00						31,50	6,00
MS 8	3,02	7,00			3,50	2,00						31,71	6,04
MS 9	1,94	7,00			3,50	2,00						5,00	20,37
MS 10	3,00	7,00			3,50	2,00						31,50	6,00
MS 11	3,02	7,00			3,50	2,00						31,71	6,04
V6b 12	1,94	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	31,92	3,88
Var. Peq 13	2,01	7,00			3,50	2,00						3,75	5,00
MS 14	3,00	7,00			3,50	2,00						31,50	6,00
MS 15	4,10	7,00			3,50	2,00						43,05	8,20
V6 16	3,02	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	43,26
Var. Grd 17	2,01	7,00			3,50	2,00						5,00	10,05
V5 18	2,95	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	42,53
V6 19	3,02	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	43,26
V5 20	2,95	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	42,53
V6 21	3,79	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	51,35
V5 22	2,95	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	42,53
V6 23	3,79	7,00			3,50	2,00				5,25	1,80	3,50	51,35
V5 24	2,95	7,00						4,00	1,00	5,25		37,70	2,95
V6 25	3,79	7,00						4,00	1,00	5,25		46,94	3,79

Pórtico 8

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)		Varanda	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Laje 1	6,50	7,00	2,50	4,00					61,75	26,00
Laje 2	6,50	7,00	2,50	4,00					61,75	26,00
Laje 3	4,49	7,00	2,50	4,00					42,66	17,96
Laje 4	6,50	7,00	2,50	4,00					61,75	26,00
Laje 5	6,50	7,00	2,50	4,00					61,75	26,00
Laje 6	4,49	7,00	2,50	4,00					42,66	17,96
Laje 7	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 8	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 9	4,49	7,00			3,50	2,00		5,00	47,15	44,90
Laje 10	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 11	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Var. Peq 12	4,49	7,00			3,50	2,00		3,75	22,45	16,84
Laje 13	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 14	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Var. Grd 15	4,49	7,00			3,50	2,00		5,00	22,45	22,45
Laje 16	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 17	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 18	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 19	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 20	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 21	6,50	7,00			3,50	2,00			68,25	13,00
Laje 22	6,50	7,00						4,00	1,00	71,50
Laje 23	6,50	7,00						4,00	1,00	71,50

Pórtico 9

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)		Varanda	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Laje 1	4,47	7,00	2,50	4,00			4,00	1,00	42,47	17,88
Laje 2	6,10	7,00	2,50	4,00					57,95	24,40
Laje 3	4,63	7,00	2,50	4,00					43,99	18,52
Laje 4	4,47	7,00	2,50	4,00					42,47	17,88
Laje 5	6,10	7,00	2,50	4,00					57,95	24,40
Laje 6	4,63	7,00	2,50	4,00					43,99	18,52
Laje 7	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 8	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Laje 9	4,63	7,00			3,50	2,00		5,00	48,62	46,30
Laje 10	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 11	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Var.Peq 12	6,10	7,00			3,50	2,00		3,75	22,88	30,50
Laje 13	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 14	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Var.Grd 15	6,10	7,00			3,50	2,00		5,00	30,50	30,50
Laje 16	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 17	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Laje 18	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 19	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Laje 20	4,47	7,00			3,50	2,00			46,94	8,94
Laje 21	6,10	7,00			3,50	2,00			64,05	12,20
Laje 22	4,47	7,00						4,00	49,17	4,47
Laje 23	6,10	7,00						4,00	67,10	6,10

Pórtico 11

Nó	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)		Cobertura (9)	
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)
Parede*	2	2,10	7,00	2,50	4,00			
Parede*	3	2,10	7,00	2,50	4,00			
Parede*	4	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	5	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	6	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	7	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	8	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	9	2,10	7,00			3,50	2,00	
Parede*	10	2,10	7,00			4,00	1,00	
							64,84	27,30
							64,84	27,30
							71,66	13,65
							71,66	13,65
							71,66	13,65
							71,66	13,65
							71,66	13,65
							71,66	13,65
							75,08	6,83

*largura para a carga concentrada= 3,25 m

Pórtico 12

Barra	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)				Cobertura (9)		Varanda				
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	PPViga (KN/m ²)	Pé-Direito (m)	Parede (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)		
V12	4,20	7,00	2,50	4,00							5,25	2,10	3,50	52,50	16,80
V20	3,67	7,00	2,50	4,00							5,25	2,10	3,50	47,47	14,68
V12	4,20	7,00	2,50	4,00							5,25	3,55	3,50	57,58	16,80
V20	3,67	7,00	2,50	4,00							5,25	3,55	3,50	52,54	14,68
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,30	3,50	57,40	8,40
V20	3,67	7,00			3,50	2,00					5,25	2,30	3,50	43,79	36,70
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,30	3,50	43,79	7,34
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25			57,40	8,40
Var.Peq	3,67	7,00			3,50	2,00							3,75	18,35	18,35
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,40	3,50	57,75	8,40
Var.Grd	3,67	7,00			3,50	2,00								18,35	18,35
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,40	3,50	57,75	8,40
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,40	3,50	57,75	8,40
V12	4,20	7,00			3,50	2,00					5,25	2,40	3,50	57,75	8,40
V12	4,20	7,00												51,45	4,20

Pórtico 13

Nó	Largura de influência (m)	PP Laje (KN/m ²)	Garagem (1,2)		Pisos (3,4,5,6,7,8)			Cobertura (9)		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
			Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)	Rev+Div (KN/m ²)	Sob (KN/m ²)			
Parede*	Nó 2	1,33	7,00	2,50	4,00					40,56	17,08
Parede*	Nó 3	1,33	7,00	2,50	4,00					40,56	17,08
Parede*	Nó 4	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 5	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 6	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 7	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 8	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 9	1,33	7,00			3,50	2,00			44,83	8,54
Parede*	Nó 10	1,33	7,00					4,00	1,00	46,96	4,27

*largura para a carga concentrada= 3,21 m