

ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DE ALVENARIAS DE FACHADA EXECUTADAS NO BORDO DE ZONAS EM CONSOLA DE LAJES MACIÇAS

VERA LÚCIA MOREIRA DE ABREU

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

SETEMBRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

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 - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

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.

A minha mãe e Rui

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho, apesar de resultar de um processo individual de pesquisa, não seria possível sem o contributo de algumas pessoa, directa ou indirectamente, às quais pretendo expressar os meus agradecimentos.

Assim gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos:

Ao meu orientador, Proj. Jorge Chaves Fernandes por toda a disponibilidade demonstrada e conhecimentos transmitidos, como também por toda generosidade, entusiasmo e acima de tudo paciência e boa disposição com que lidou comigo durante todo o desenvolvimento deste trabalho. A ele, um muito obrigado.

A minha mãe, um agradecimento muito especial, por todos os sacrifícios realizados, carinho e compressão, não só na realização deste trabalho, mas em todo o meu percurso académico. A ela o meu mais profundo obrigado.

Ao Rui, pela paciência, apoio, compressão e carinho com que me acompanhou nesta longa e difícil caminhada. A ele o meu muito obrigado.

A todos os meus amigos e colegas por todo o incentivo, compressão, partilha de conhecimentos e sabedoria para o meu desenvolvimento.

E por fim, muito obrigada a todos aqueles que não foram mencionados mas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

As estruturas devem ser projectadas e construídas com o objectivo de satisfazer um conjunto de requisitos funcionais durante um certo período de tempo, sem originar custos inesperados de manutenção ou reparação. Desta forma, a deformação de um elemento da estrutura não deve ser prejudicial ao correcto funcionamento ou ao aspecto do edifício que ela suporta.

As lajes fungiformes maciças constituem uma solução particularmente atractiva em edifícios, em virtude da versatilidade que permitem em termos arquitectónicos e da economia que lhes está associada. No entanto, as alvenarias não estruturais executadas no bordo de zonas em consola destas lajes apresentam frequentemente patologias associadas com a fissuração, sendo a deformação do elemento de suporte uma das causas normalmente apontadas.

O presente trabalho tem como principal objectivo o estudo de uma situação muito específica, ou seja, o estudo da fissuração de alvenarias de fachada executadas no bordo de zonas em consola de lajes fungiformes maciças, sem vigas de bordo. Para se fazer cumprir o objectivo deste trabalho, procedeu-se à modelação e análise estrutural de um piso tipo de um edifício, com o auxílio do programa de cálculo automático Robot Autodesk 2010.

Assim, no desenvolvimento do presente trabalho, abordar-se-á numa fase inicial a evolução das paredes de alvenaria não estrutural e os valores admissíveis para o limite de deformação destas, assim como a concepção estrutural das lajes fungiformes maciças. Numa fase posterior, será realizado todo o processo de dimensionamento dos elementos em análise, de acordo com as disposições regulamentares. Na fase final será efectuada a análise da deformação da laje fungiforme maciça em consola, através do cálculo das flechas prováveis a longo prazo, recorrendo-se ao Método Bilinear.

Desta forma, terminada a análise da deformação da laje fungiforme maciça em consola, será efectuada uma comparação entre os limites regulamentares admitidos para a deformação de lajes em betão e os resultados obtidos através do cálculo das flechas a longo prazo, assim como a comparação destes com os valores limite de deformação admissíveis para as paredes de alvenaria.

Será então possível ajuizar se as disposições regulamentares são suficientes para que não ocorram patologias nas paredes de alvenaria de fachada suportadas por lajes em consola e se estes dois sistemas construtivos possuem uma correcta compatibilização em termos de deformações.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria não estrutural, laje em consola, deformação, fissuração.

ABSTRACT

The structures must be designed and built with the aim of satisfying a set of functional requirements for a certain period of time without causing unexpected costs of maintenance or repair. This way, the deformation of an element of structure should not be detrimental to the proper functioning or appearance of the building that it supports.

Fungiform massive slabs are a particularly attractive solution in buildings, because of the allowing versatility in architectural terms and the economy associated with them. However, the non-structural masonry performed on the edge of slabs in console often present pathologies associated with cracking, which the deformation of the supporting element is one of the causes usually mentioned.

The present work has as main objective the study of a very specific situation, namely the study of cracking of front masonry performed on the edge of areas in console from fungiform massive slabs without beams aboard. To enforce the purpose of this work, we proceeded to the modeling and structural analysis of a type floor of a building, with the help of the automatic calculation Robot2010 Autodesk.

So, the development of this work will address at an early stage, in the evolution of non-structural masonry walls and the allowable values for the strain limit of these, as well as the structural design of fungiform massive slabs. At a later stage, will be held throughout the sizing process of the elements under consideration, according to the regulations. In the final phase will be carried out the analysis of deformation of the fungiform massive slab in console, by calculating the likely long-term arrows, appealing to Bilinear Method.

This way, after the analysis of deformation of the fungiform massive slab in console, is made a comparison between the regulatory limits allowed for the deformation of concrete slabs and the results obtained by calculating the arrows in the long term, as well as comparing them with the limits permissible for the deformation of masonry walls.

Then, it will be possible to judge if the regulations are sufficient to prevent any pathologies on the walls of front masonry supported by slabs in console and if these two have a proper building systems compatibility in terms of deformations.

KEYWORDS: Non-structural masonry, slab in console, deformation, cracking.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. PAREDES DE ALVENARIA	3
2.1. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL	3
2.1.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA	3
2.1.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS	5
2.1.2.1. Vantagens	5
2.1.2.2. Desvantagens	6
2.2. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA	6
2.2.1. ESTABILIDADE	7
2.2.2. SEGURANÇA AO FOGO	7
2.2.3. ESTANQUEIDADE À ÁGUA	8
2.2.4. CONFORTO TÉRMICO	8
2.2.5. CONFORTO ACÚSTICO	8
2.2.6. DURABILIDADE	8
2.2.7. MANUTENÇÃO	8
2.2.8. HIGIENE	8
2.2.9. ESTÉTICA	8
2.3. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA	8
2.4. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIA	10
2.4.1. PRINCIPAIS CAUSAS DA FISSURAÇÃO EM ALVENARIAS	10
2.4.2. FISSURAÇÃO DEVIDO À DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DOS ELEMENTOS DE SUPORTE	11
2.4.2.1. Fissuração de paredes de alvenaria devida à deformação de lajes em consola	12
2.4.3. VALORES MÁXIMOS DE DEFORMAÇÃO DAS LAJES DE BETÃO ARMADO E DAS PAREDES DE ALVENARIA ...	14

3. LAJES FUNGIFORMES	17
3.1. TIPOS DE LAJES FUNGIFORMES	17
3.1.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS	18
3.1.1.1. Lajes fungiformes maciças de espessura constante	18
3.1.1.2. Lajes fungiformes maciças com capitéis	19
3.1.1.3. Lajes fungiformes com espessamento	19
3.1.1.4. Solução adoptada no presente trabalho	19
3.1.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS	20
3.1.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS LAJES FUNGIFORMES	21
3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE	21
3.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	21
 4. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	 23
4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	23
4.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	25
4.2.1. SISTEMA ESTRUTURAL	25
4.2.2. NORMAS E REGULAMENTOS	26
4.2.3. MATERIAIS	26
4.2.4. PILARES	26
 5. SEGURANÇA E ACÇÕES	 27
5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	27
5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	27
5.1.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	28
5.1.3. DEFINIÇÃO DE ACÇÕES	28
5.1.3.1. Acções Permanentes	28
5.1.3.2. Acções Variáveis - Sobrecarga	29
5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	29
5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	30
5.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	32
 6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	 35

6.1. LAJE FUNGIFORME MACIÇA	35
6.1.1. ESPESSURA MÍNIMA FACE ÀS DEFORMAÇÕES	35
6.2. PILARES	38
6.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P5	40
6.2.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P18	42
6.2.3. SECÇÕES DOS PILARES	46
7. DIMENSIONAMENTO	49
7.1. MODELO DE CÁLCULO	49
7.1.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	49
7.1.2. ACÇÕES	52
7.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	53
7.2.1. RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS	53
7.2.2. DISTÂNCIAS ENTRE ARMADURAS	53
7.2.2.1. Espaçamento máximo da armadura	53
7.2.2.2. Distância livre entre armaduras	54
7.3. LAJE FUNGIFORME MACIÇA	55
7.3.1. ARMADURA INFERIOR	56
7.3.2. ARMADURA SUPERIOR	61
7.3.2.1. Armadura da laje em consola	67
7.3.3. ARMADURA DE PUNÇOAMENTO	69
8. DEFORMAÇÃO	73
8.1. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	73
8.1.1. DISPENSA DO CÁLCULO DA FLECHA	74
8.2. FLECHA ELÁSTICA	75
8.3. FLECHA A LONGO PRAZO	76
8.3.1. MÉTODO BILINEAR	76
8.3.1.1. Flecha a_c – valor de base	78
8.3.1.2. Flecha a_I – Estado I	79
8.3.1.3. Flecha a_{II_0} – estado II_0	80
8.3.1.4. Flecha provável – a	80

8.3.2. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL a	81
8.3.2.1. Coeficiente de Fluência	81
8.3.2.2. Coeficientes k_A^I , k_ψ^I , k_A^{II} e k_ψ^{II}	84
8.3.2.3. Coeficientes de Repartição	87
8.3.2.4. Determinação da Flecha a_I e a_{II_0}	89
8.3.2.5. Determinação da Flecha provável a	89
8.4. ANÁLISE DE RESULTADOS	93
8.4.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE	93
8.4.2. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS EM ALVENARIA.....	93
8.4.3. CRÍTICA SOBRE OS RESULTADOS.....	94
8.5. SOLUÇÕES PARA EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAÇÃO	94
8.5.1. SOLUÇÕES INCORRECTAS.....	96
 9. CONCLUSÃO	 99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Evolução das paredes de alvenaria exterior em Portugal [3]	4
Fig.2.2 – Exigências aplicáveis às paredes de alvenaria ao longo do tempo [4].	6
Fig. 2.3. – Importância relativa das patologias nas paredes de alvenarias [4].	9
Fig. 2.4. – Relação entre as diferentes patologias nas paredes de alvenarias [4].	9
Fig 2.5 e Fig2.6. – Fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola [2]...	13
Fig 2.7 – Exemplo de edifício com parede de alvenaria apoiado em laje em consola.	13
Fig 2.8 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola. .	14
Fig 2.9 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola. .	14
Fig. 3.1 – Trajectória das cargas em lajes fungiformes maciças [11].	18
Fig. 3.2 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com espessura constante.....	18
Fig. 3.3 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com capitéis de espessura constante. .	19
Fig. 3.4 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com capitéis de espessura constante. .	19
Fig. 3.5 – Trajectória das cargas em lajes fungiformes aligeiradas [11].	20
Fig 4.1. – Planta geral do piso tipo.....	23
Fig 4.2. – Alçado norte.	24
Fig 4.3. – Zona do piso 1 seleccionada para análise.....	24
Fig 4.4. – Planta estrutural para a zona do piso tipo em análise.	25
Fig 6.1. – Área de influência dos pilares	38
Fig 6.2. – Área de influência do pilar P5.	40
Fig 6.3. – Área de influência do pilar P18 - Cave.....	42
Fig 6.4. – Área de influência do pilar P18 – Rés-do-chão.	43
Fig 6.5. – Área de influência do pilar P18 – Piso 1 a 2	44
Fig 6.6. – Área de influência do pilar P18 – Piso 3 (Cobertura acessível).....	45
Fig 6.7. – Secções dos pilares.	46
Fig 7.1. – Modelo estrutural.....	50
Fig 7.2. – Malha de elementos finitos.	51
Fig 7.3. – Condições de apoio consideradas.	52
Fig 7.4. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x”	56
Fig 7.5. – Região mais gravosa da “zona superior” da laje do mapa dos momentos flectores.....	57
Fig 7.6. – Região mais gravosa da “zona inferior” da laje do mapa dos momentos flectores.....	58

Fig 7.7. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y”.	59
Fig 7.8. – Região mais gravosa da “zona superior” da laje do mapa dos momentos flectores.	59
Fig 7.9. – Região mais gravosa da “zona inferior” da laje do mapa dos momentos flectores.	60
Fig 7.10. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x”.	61
Fig 7.11. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y”.	62
Fig 7.12. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na zona do pilar P10.	63
Fig7.13. – Corte segundo “x” com a directriz segundo “y”.	63
Fig 7.14. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y” na zona do pilar P10.	64
Fig 7.15. – Corte segundo “y” com a directriz segundo “x”.	65
Fig 7.16. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na zona dos pilar P14 e P17.	66
Fig 7.17. – Corte segundo “x” com a directriz segundo “y”.	66
Fig 7.17.Cargas actuantes na laje em consola.	67
Fig 7.18. – Valores recomendados para β , em função da sua localização	69
Fig 8.1. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações (em cm).	75
Fig 8.2. – Modelo estrutural do Robot com as deformações.....	76
Fig 8.3. – Modelo estrutural do Robot com as deformações.....	76
Fig 8.4. – Relação bilinear momento-flecha [14].....	77
Fig 8.5. Definição dos valores ζ , M_r e M_o [14].....	81
Fig.8.6 – Ábaco do coeficiente $k_{S1} \leftrightarrow k_A^I$	85
Fig.8.7 – Ábaco do coeficiente $k_{\varphi 1} \leftrightarrow k_{\psi}^I$	86
Fig.8.8 – Ábaco do coeficiente $k_{S2} \leftrightarrow k_A^{II}$	86
Fig.8.9 – Ábaco do coeficiente $k_2 \leftrightarrow k_{\psi}^{II}$	87
Fig.8.10 – Mapa de momentos flectores negativos segundo a direcção “y”.....	88
Fig.8.11 – Corte na secção determinante e valor do respectivo integral.	88
Fig 8.12. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações relativas ao peso próprio (em cm).	90
Fig 8.13. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações na extremidade da consola (em cm).	91
Fig 8.14. – Deformação esperada para o bordo da laje em consola, a longo prazo	92
Fig 8.15. – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação.	93
Fig 8.16. – Colocação de paredes de betão nos bordos das zonas de lajes em consola.	94
Fig 8.17. – Parede de alvenaria armada nas juntas horizontais.	95

Fig 8.18. – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício associado à colocação de tirante de pré-esforço nos extremos da laje em consola.	95
Fig 8.19. – Colocação de perfil metálico	96
Fig 8.20. – Sistema de ETICS	97
Fig 8.21. – Colocação de pilar nos extremos das lajes em consola.	97

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Principais exigências funcionais das paredes de alvenaria e desempenho esperado.....	7
Quadro 2.2 – Principais causas da fissuração em alvenarias [5].	11
Quadro 2.3 – Limites de deformação de estrutura.....	15
Quadro 3.1 – Classificação das lajes fungiformes [9].	17
Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção	28
Quadro 5.2 – Acções permanentes	29
Quadro 5.3 – Acções variáveis	29
Quadro 5.4 – Quadro A 1.1 do EC 0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ para edifícios [12].	31
Quadro 5.5 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto B) [12].....	32
Quadro 5.6 – Quadro A1.2 do EC0 com valores de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto C). [12].....	32
Quadro 5.7 - Quadro A1.4 d EC0 com os valores de cálculo das acções a considerar na combinação de acções. [12]	34
Quadro 6.1 – Valores básicos da relação vão/altura útil para o elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [13].	36
Quadro 7.1 – Armadura de punçoamento.	71
Quadro 8.1 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=0$	92
Quadro 8.1 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=t$	92

SÍMBOLOS

A_c – Área da secção transversal do betão

A_{inf} - Área de influência do pilar

A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,ef}$ – Secção da armadura efectivamente adoptada

$A_{s,min}$ - Área da secção mínima de armadura

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante

M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante

M_D – Momento flector actuante na secção determinante

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente

E_d - Valor de cálculo do esforço actuante

d – Altura útil da secção

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

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão

f_{bd} – Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias

h – Altura total de uma secção transversal

a_I - Flecha no estado I

a_{II_0} - Flecha no estado II0

β_1 – Coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões

β_2 – Coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

ϕ – Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento

ψ - Coeficiente de fluência

k_A^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_ψ^I - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_A^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_{ψ}^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

ξ – Coeficiente de repartição

λ - Coeficiente que depende das condições higrométricas do ambiente

ρ – Percentagem de armadura de tracção

ρ' - Percentagem de armadura de compressão

α – Coeficiente de homogeneização

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Com a realização do presente trabalho pretende-se verificar a influência dos elementos estruturais de suporte, nomeadamente as deformações de lajes em consola, na fissuração das paredes de alvenaria exteriores apoiadas sobre as mesmas.

As paredes de alvenaria não estrutural apresentam frequentemente patologias associadas à fissuração, sendo a deformação dos elementos de suporte uma das principais causas. Este fenómeno nos últimos anos vem sendo agravado devido às tendências arquitectónicas, proporcionadas pelo avanço da tecnologia das estruturas de betão armado, que permitem uma maior rapidez de execução dos edifícios, o aumento de vãos entre pilares e a execução de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, tornando-se as estruturas de betão mais deformáveis. Por outro lado, a utilização frequente e generalizada dos blocos vazados, tanto de cerâmica como de betão, diminui a capacidade das alvenarias absorverem as deformações. Esta conjugação de factores contribui para o surgimento e agravamento de patologias, nomeadamente, a fissuração de alvenarias.

Nos últimos anos as paredes de alvenaria sem função estrutural têm sido objecto de preocupação crescente a vários níveis, nomeadamente sob o ponto de vista do conforto térmico, do conforto acústico e na segurança contra o fogo, existindo já um enquadramento legal com a imposição de satisfação de exigências regulamentares, traduzindo-se estas na execução de projectos de especialidade específicos.

No entanto, sob o ponto de vista da estabilidade, estas não dispõem de enquadramento legal, não se verificando por isso a execução de um projecto de especialidade específico, o que resulta numa falta de pormenorização em projecto deste elemento construtivo e a ausência de um responsável pelo comportamento do mesmo.

Embora os projectistas de estruturas limitem às deformações dos elementos de suporte aos impostos pela regulamentação em vigor, esta geralmente não tem em consideração as patologias que a deformação dos elementos de suporte podem causar nas alvenarias.

Assim, mesmo que os projectistas cumpram a regulamentação em vigor e mesmo que o construtor cumpra o projecto de estabilidade e execute as paredes de alvenaria de acordo com as regras gerais de construção, verifica-se muitas vezes o aparecimento de patologias nas paredes de alvenaria.

Desta forma, surge o interesse em analisar a real influência do comportamento de elementos não estruturais nos respectivos elementos de suporte, e qual a compatibilização entre os valores de

deformação impostos regulamentarmente, aqueles que são na realidade previsíveis e a sua influência no comportamento das alvenarias.

1.2. OBJECTIVOS

O principal objectivo deste trabalho consiste no estudo da deformabilidade de alvenarias de fachada executadas no bordo de zonas em consola de lajes maciças. Assim, para se cumprir este objectivo será necessário verificar se os limites de deformação impostos pela regulamentação, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 0, relativamente às lajes de betão armado, representam valores compatíveis com a deformação máxima que os elementos não estruturais (alvenaria em tijolo) podem sofrer.

Para tal será necessário:

- Avaliar a utilização das regras simplificadas, nomeadamente a limitação da relação vão/altura útil, propostas pelo Eurocódigo 2, como processo de garantia de limitação das deformações;
- Avaliar as consequências da consideração da verificação do Estado Limite de Deformação, nas paredes de alvenaria de fachada, comparando os valores das deformações obtidas com valores de deformações admissíveis para paredes de alvenaria propostos por vários autores;
- Analisar a influência da concepção estrutural no comportamento em serviço da estrutura, nomeadamente no que respeito, à deformação do elemento estrutural de suporte das paredes de alvenaria de fachada, e suas consequências no referido elemento construtivo (alvenaria).

Desta forma será estudado um piso tipo de um edifício, procedendo-se ao seu dimensionamento e modelação com recurso ao programa de cálculo automático Robot 2010, incluindo a caracterização e quantificação de acções aplicáveis ao edifício em análise.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é composto por mais oito capítulos, encontrando-se os mesmos divididos de acordo com a temática abordada em cada um, Assim, o capítulo 2 diz respeito às paredes de alvenaria onde é descrita a sua evolução, vantagens, exigências funcionais e patologias associadas a estas. No capítulo 3, são abordadas aos diferentes tipos de lajes fungiformes. Os capítulos 4,5,6 e 7 dizem respeito ao dimensionamento do edifício, desde a sua descrição, definição de acções, pré-dimensionamento e dimensionamento, respectivamente. Por fim vêm os capítulos 8 e 9, que dizem respeito ao cálculo da deformação e respectivas conclusões finais.

2

PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria representam um papel importante no contexto da construção nacional e possuem grandes potencialidades para satisfazerem as diversas imposições funcionais que lhes correspondem. No entanto, é evidente a insatisfação de muitos utentes no que diz respeito aos defeitos que estas por vezes apresentam. Estes defeitos provocam reflexos na segurança, conforto e salubridade do dia-a-dia, tornando-se por isso urgente prevenir estas patologias ou corrigi-las de modo eficiente, quando a prevenção não for realizada atempadamente [1].

2.1. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

As paredes de alvenaria sem função estrutural são o sistema construtivo mais utilizado em Portugal para a execução de paredes de fachada e divisórias, de tal forma que se estima que os trabalhos de alvenaria, incluindo os respectivos revestimentos, representam cerca de 13 a 17% do valor total da construção [2].

Estas têm tido uma atenção crescente nos últimos anos, no entanto ainda não existe um estudo muito aprofundando da evolução das soluções de paredes de alvenaria em Portugal. Esta subvalorização do papel das alvenarias estende-se na actividade de projecto à actividade de construção, incluindo o sector da produção de materiais e acessórios [1].

2.1.1. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria utilizadas na construção em Portugal evoluíram durante o último século, sendo que esta evolução se deu significativamente, tendo em consideração a lentidão e inércia habituais no domínio da construção, nas décadas de 70 e 90.

No que respeita às paredes de fachada, estas desenvolveram-se em diferentes níveis [1]:

- Introdução de novos materiais;
- Modificação das características dos materiais existentes;
- Aligeiramento global da paredes, acompanhando o aligeiramento da construção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito à filosofia da concepção;
- Alterações tecnológicas, no que diz respeito às técnicas de execução;

- Introdução de materiais com funções complementares;
- Introdução de acessórios/componentes complementares;
- Introdução de novos tipos de revestimentos;
- Evolução/alteração de revestimentos tradicionais.

A figura abaixo representada procura demonstra a evolução das paredes de alvenaria exteriores em Portugal.

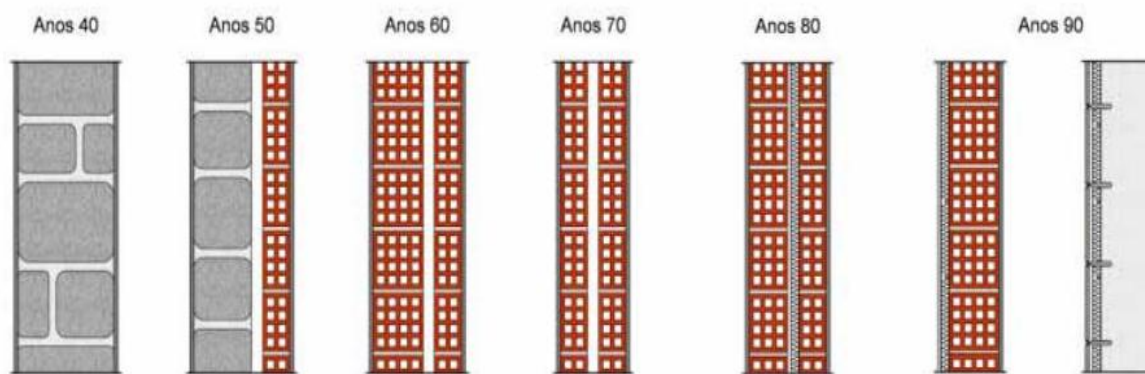


Fig 2.1. – Evolução das paredes de alvenaria exterior em Portugal [3].

Desta forma, a evolução das paredes de alvenaria de fachada evoluem da seguinte da forma:

- Parede simples de tijolo maciço ou perfurado e espessas;
- Paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar;
- Paredes duplas de tijolo furado com um pano espesso;
- Paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida
- Paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico preenchendo total ou parcialmente a caixa-de-ar;
- Paredes simples de tijolo furado com isolamento térmico pelo exterior.

Assim, as alterações/evolução das paredes de alvenaria exteriores tiveram sempre subjacente a intenção de reduzir custos (das paredes em si e consequentemente das estruturas de suporte), de aumentar a produtividade e de melhorar o desempenho funcional destas, com particular cuidado no que diz respeito à resistência mecânica, resistência à acção da água e ao comportamento higrométrico [1].

Actualmente, as soluções mais correntes para as paredes exteriores de alvenaria são [4]:

- Paredes duplas a revestir, realizadas a partir de alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal, não ultrapassando a parede mais espessa 15 cm. O isolamento térmico é executado com placas de poliestireno ou com poliuretano projectado, preenchendo parcialmente a caixa-de-ar. Normalmente, estas paredes são pouco cuidadas em termos de projecto e execução, apresentando assim sistemáticos vícios, nomeadamente ao nível da ligação à estrutura, no

número de ligadores entre panos, na drenagem da caixa-de-ar, na fixação e no posicionamento do isolamento térmico e redução de pontes térmicas;

- Paredes duplas, com o pano exterior à vista, executadas em alvenaria de tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou ainda de blocos de betão. O pano interior é normalmente realizado por alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal com 11 cm ou 15 cm, no máximo. Geralmente a estanquidade à água da face exterior do pano interior é melhorada através de um barramento ou pintura, e em alguns casos armado com rede de fibra de vidro. O isolamento térmico é realizado da mesma forma referida anteriormente. Para drenagem da caixa-de-ar são executados orifícios na parte inferior da parede;
- As paredes duplas de alvenaria de blocos de betão têm utilização reduzida. São geralmente utilizadas quando se pretende tirar partido estrutural da alvenaria, sendo esta confinada por elementos de betão levemente armado. Nesta solução o pano interior é, correntemente, em alvenaria de tijolos cerâmicos de furação horizontal;
- As paredes simples têm vindo a ser utilizadas com mais frequência, no entanto esta solução é ainda reduzida. Nesta solução, normalmente são utilizados blocos de betão e a estanquidade à água e o isolamento térmico e acústico são solucionados com recurso à aplicação, na face exterior, do sistema ETICS. Este sistema é constituído por placas de poliestireno expandido, coladas ao suporte e revestidas por um reboco fino, de ligante sintético em emulsão aquosa para misturar com cimento Portland e armado com malha de fibra de vidro, sendo o acabamento executado com um revestimento plástico.

2.1.2.VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS

A evolução tem sempre inerente a procura da melhoria do desempenho das paredes, no entanto desta pode resultar por vezes, de forma quase inevitável, algumas desvantagens ou disfunções originado desta forma novas anomalias e novos desafios de melhoria. [2].

2.1.2.1 Vantagens

Resumidamente pode-se apresentar como vantagens desta solução construtiva, o seguinte:

- Bom desempenho funcional, nomeadamente no que diz respeito a isolamento térmico e acústico, estanquidade à água, resistência ao fogo e resistência mecânica;
- Durabilidade superior à de qualquer outro material (superior a 1000 anos dos elementos cerâmicos, e superior a 100 anos das argamassas);
- O fabrico dos elementos é fácil e de baixo custo;
- A sua produção não é poluente e possui um custo energético relativamente baixo e quando demolidas podem ser 100% reutilizáveis;
- Fácil produção e manuseamento, dada a baixa massa por unidade e formato paralelepípedo;
- Socialmente são de maior aceitação pelo utente e pela sociedade, sendo actualmente a primeira opção de compra do mercado [5].

2.1.2.2 Desvantagens

Como desvantagens, podem-se apontar:

- Necessidade de mão-de-obra especializada para a sua execução;
- Baixa produtividade na execução (elevado consumo de mão-de-obra);
- Domínio técnico centrado na mão-de-obra executora;
- Elevada massa por unidade de superfície;
- Necessidade de revestimentos adicionais para ter textura lisa [5].

2.2. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria devem ser construídas de forma a satisfazer as exigências gerais de desempenho. As exigências funcionais dependem de agentes mecânicos, electromagnéticos, térmicos, químicos ou biológicos.

As exigências funcionais das paredes de alvenaria evoluíram ao longo dos tempos, procuram acompanhar desta forma a evolução dos tempos e as exigências dos utentes, como se pode verificar no gráfico abaixo apresentado.

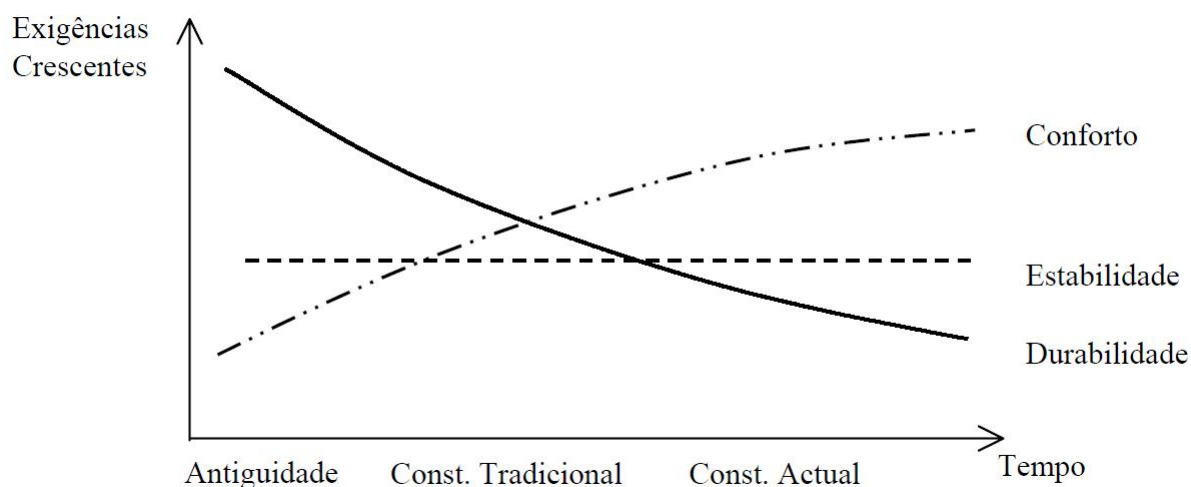


Fig 2.2. – Exigências aplicáveis às paredes de alvenaria ao longo do tempo [4].

O quadro que segue, procura resumir o desempenho esperado sob o ponto de vista qualitativo das paredes de alvenaria face as exigências que as mesma devem satisfazer, na actualidade.

Quadro 2.1 – Principais exigências funcionais das paredes de alvenaria e desempenho esperado [5].

Exigências funcionais	Desempenho Esperado
Estabilidade	Bom a excelente
Segurança ao fogo	Excelente
Estanquidade à água (quando revestida)	Boa
Conforto térmico	Regular a bom
Conforto acústico	Regular a bom (isolamento a sons aéreos)
Durabilidade	Boa a excelente
Manutenção	Baixos custos
Higiene (quando revestida)	Boa
Estética	Regular a excelente

2.2.1. ESTABILIDADE

As paredes de alvenaria devem ser capazes de assegurar um perfeito comportamento durante a construção e todo o seu período de vida útil. Quer sejam paredes sem função estrutural ou paredes com função resistente (vertical e horizontal), durante a fase de construção vão estar sujeitas a esforços idênticos. Porém, durante a sua vida útil os esforços a que estas irão estar sujeitas poderão ser bem diferentes.

Durante a construção as paredes devem ter capacidade para resistir a acções devidas aos equipamentos de construção e serem estáveis em situações transitórias de execução. Durante a sua vida útil as alvenarias sem função estrutural deverão suportar tanto cargas verticais como cargas normais ao seu plano, em particular as forças do vento. No que diz respeito às acções de acidente (choques violentos ou explosões) deverá existir uma ponderação prévia para analisar se será economicamente viável dimensionar uma parede sem função estrutural para este tipo de esforços. Nas paredes resistentes as exigências de estabilidade deverão ser maiores durante a sua vida útil. Estas deverão ser estáveis suportar as acções verticais e horizontais a que irão estar sujeitas e contribuir para o contavento do edifício. Nestas as acções de acidente devem ser consideradas sob o risco de um desmoronamento progressivo.

2.2.2. SEGURANÇA AO FOGO

As paredes devem ser dimensionadas e construídas de forma a limitar o risco de incêndio e a propagação dos mesmos. Desta forma, os materiais e elementos de construção devem apresentar uma reacção e uma resistência ao fogo de acordo com as disposições regulamentares para o efeito.

Nas paredes estruturais é importante a sua estabilidade ao fogo, ou seja, o tempo entre o início do fogo e o momento em que se esgota a sua capacidade resistente. Nas paredes de compartimentação interessa o momento em que se atinge determinados valores de temperaturas na face não exposta ao fogo.

2.2.3. ESTANQUEIDADE À ÁGUA

As paredes devem ser estanques à água, quer estas seja proveniente do exterior ou do interior. A satisfação desta exigência consegue-se com a colocação de barreiras estanques e sistemas drenantes. A resistência à penetração da chuva depende dos materiais constituintes das paredes, existência de corte hídrico e da existência e revestimento exterior estanque.

2.2.4. CONFORTO TÉRMICO

Os edifícios devem possuir condições satisfatórias em termos de temperatura, humidade, velocidade e qualidade do ar. O conforto higrotérmico traduz-se pela resistência da parede à passagem de calor (isolamento térmico), pela ausência condensações superficiais.

2.2.5. CONFORTO ACÚSTICO

A execução das paredes em termos acústicos deverá assegurar o isolamento sonoro aos sons aéreos, os tempos de reverberação adequados à utilização dos espaços, a minimização dos ruídos de percussão e dos ruídos propagados pelas paredes.

2.2.6. DURABILIDADE

As paredes devem possuir resistências aos agentes climáticos, aos movimentos da estrutura, à erosão das partículas em suspensão no ar, à corrosão electroquímica e aos agentes biológicos.

2.2.7. MANUTENÇÃO

Durante o seu tempo de vida útil as paredes devem ser de fácil e de baixos custos de manutenção.

2.2.8. HIGIENE

A higiene no que diz respeito às paredes, traduz-se na propensão destas à emissão ou desenvolvimento de substâncias nocivas ou insalubres.

2.2.9. ESTÉTICA

As paredes devem possuir arestas rectilíneas, superfícies planas e homogeneidade de cor e brilho.

2.3. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria contribuem significativamente para as patologias existentes nos edifícios em Portugal, sendo estas o principal foco de anomalias existentes, apesar da sua importância significativa, particularmente as paredes de fachada, que separam o interior do exterior visto que sobre estas recaem mais exigências [4]. No entanto, apesar de possuírem uma inegável importância, geralmente são objecto de poucos cuidados, menosprezando-se o contributo das suas singularidades como elemento contributivo.

Como singularidades, das paredes de alvenaria podemos destacar o seguinte:

- Constituem o sistema construtivo mais antigo, resultando quer os materiais quer as tecnologias da herança construtiva das regiões, possuindo desta forma uma grande diversidade de materiais e soluções;
- Asseguram várias exigências funcionais, sendo o seu desempenho fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- O estudo das alvenarias através de métodos modernos ocorreu muitos anos mais tarde do que o verificado noutros domínios da engenharia e da construção;
- A caracterização experimental das alvenarias é muito mais complexa e dispendiosa do que noutros materiais de construção.

As singularidades acima descritas aliadas à falta de tradição de investigar, ensinar e pormenorizar cuidadosamente as alvenarias, representam um enorme obstáculo, pois as paredes de alvenaria são um dos subsistemas onde se constata maiores desajustes de desempenho e consequente de patologias [5]. Na figura 2.3 podemos verificar que as anomalias referentes as paredes de alvenaria constituem 25 % de todas as anomalias nos edifícios.

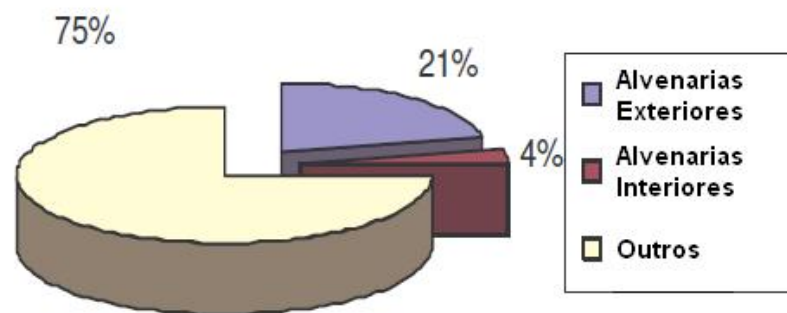


Fig 2.3. – Importância relativa das patologias nas paredes de alvenarias [4].

A fissuração de paredes exteriores e interiores e as humidades por infiltração ou por condensação são as principais patologias existentes nas construções. A figura que se segue representa a relação entre as diferentes patologias em França, cujo resultado será semelhante à situação portuguesa [4].

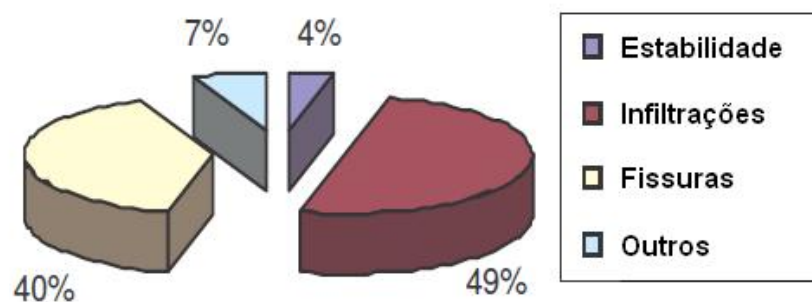


Fig 2.4. – Relação entre as diferentes patologias nas paredes de alvenarias [4].

Aspectos de carácter económico, qualidade da mão-de-obra, práticas construtivas correntes e deficiente pormenorização em projecto estão directamente relacionados com este tipo de anomalias.

Como origem das anomalias mais correntes nas paredes de alvenaria em Portugal, podemos apontar o seguinte [4]:

- Deformabilidade excessiva do suporte, que se traduz numa incompatibilidade de deformação a longo prazo dos dois elementos construtivos ligados rigidamente. A enorme diversidade de configurações geométricas das lajes e dos seus apoios, bem como da disposição das paredes, conduz a um número bastante considerável de combinações possíveis de deformação;
- Paredes exteriores e de compartimentação pouco resistente, com dificuldade em suportar as acções a que estão sujeitas;
- Juntas de dilatação inadequadas ou inexistentes, que conduzem a fenómenos de fissuração, esmagamento localizado e destacamento de revestimento;
- Apoio deficiente das paredes para correcção das pontes térmicas, que pode levar a fissuras horizontais ou nos casos mais graves à criação de condições de instabilidade que podem levar ao colapso parcial ou total da parede;
- Pontos singulares de paredes, por exemplo em torno de aberturas, resolvidos com excessiva improvisação;
- Ausência de grampeamento em paredes duplas que leva ao aparecimento de um comportamento diferencial entre os dois panos de parede;
- Deficiente execução da caixa-de-ar de paredes duplas nomeadamente no que diz respeito à drenagem e ventilação, que se traduz em consequências nefastas;
- Erro de escolha ou colocação de isolamento térmico nas caixas-de-ar que pode levar ao humedecimento e deterioração dos materiais e como consequência a criação de pontes térmicas localizadas, com a criação de fungos e bolores;
- Soluções arquitectónicas para as fachadas definidas sem ter em consideração a incidência da água da chuva e a necessidade de durabilidade.

2.4. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIAS

2.4.1. PRINCIPAIS CAUSAS DA FISSURAÇÃO EM ALVENARIAS

A fissuração pode afectar qualquer uma das exigências funcionais das paredes através dos efeitos indesejados que pode desenvolver sobre a estabilidade, a salubridade, o aspecto, a textura e estanqueidade das paredes.

A fissuração de paredes tem vindo a ser referida, conjuntamente com a humidade e o envelhecimento dos materiais, como sendo um dos fenómenos patológicos mais frequente nos edifícios. A maior parte dos casos detectados de fissuração de paredes está relacionada com deformações excessivas dos elementos de construção, nomeadamente as flechas dos pavimentos que suportam as paredes.

Além da deformação excessiva dos pavimentos, os assentamentos diferenciais das fundações e as alterações dimensionais devidas a variações de temperatura e humidade podem também causar deformação nos elementos estruturais e o aparecimento de fissuração.

No quadro que se segue encontram-se indicadas as principais causas da fissuração de alvenarias.

Quadro 2.2 – Principais causas da fissuração em alvenarias [5].

Principais causas da fissuração em alvenarias	
Fissuração devida a movimentos da fundação	Assentamentos diferenciais de fundações directas; Assentamentos diferenciais devido à variação do teor de humidade no solo; Assentamento diferencial da estrutura reticulada de suporte.
Fissuração devida à concentração de cargas	Fissuração devida à acção de vigas transversais e outras cargas localizadas; Fissuração devida à concentração de tensões nas zonas de apoio de lintéis; Fissuração devida à concentração de esforços em zonas enfraquecidas da parede.
Fissuração devida à deformação excessiva dos elementos de suporte	Fissuração devida à divergência de deformações dos pavimentos; Fissuração devido à colocação em carga do pavimento; Alteração da orientação das fendas devido às aberturas nas paredes; Fissuração entre painéis pré-fabricados; Fissuração devido à rotação do apoio por deformação excessiva da laje; Fissuração devido à deformação das consolas.
Fissuração devida a variações de temperatura dos materiais ou elementos de construção	Fissurações de paredes com grande vão por ausência de juntas de dilatação; Fissuração em paredes de pequena dimensão devido à expansão dos materiais; Fissuração em cunhais não travados; Encurvadura e expansão por fissuração em parede esbelta e rigidamente confinada; Fissuração por expansão ou contracção em função da resistência relativa dos materiais e das suas ligações;
Fissuração devida a variações de teor em água, dos materiais ou elementos de construção	Fissuração de paredes de enchimento de estruturas reticuladas devido à variação do teor de humidade; Fissuração devida à expansão por humidade.
Fissuração devida à expansão das argamassas por acção dos sulfatos	Fissuração horizontal dos revestimentos por expansão das juntas de argamassa.

Uma vez que o presente trabalho tem como objectivo o estudo da deformabilidade das paredes de alvenaria executadas no bordo de consolas, e de forma a não tornar este capítulo demasiado extenso, no subcapítulo que segue será feita apenas uma descrição mais detalhada no que diz respeito à fissuração das paredes de alvenaria devida a deformação dos suportes de apoio.

2.4.2. FISSURAÇÃO DEVIDA À DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DOS ELEMENTOS DE SUPORTE

As paredes de alvenaria são relativamente frágeis e tem pouca capacidade para se adaptarem às deformações dos elementos suporte, mesmo que pequenas. Desta forma, a deformação excessiva dos elementos estruturais de betão armado (lajes e vigas), será provavelmente a causa predominante da fissuração das paredes de alvenaria.

Os elementos estruturais, vigas e lajes, deformam-se naturalmente sob acção do peso próprio e das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retracção e da deformação lenta do betão. Estes admitem flechas que podem não comprometer em nada a sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção. No entanto, tais flechas podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes que, apesar de geralmente não serem em causa a estabilidade da parede, são inestéticas, e podem pôr em causa o desempenho de algumas das suas funções (estanquidade, por exemplo) e a sua progressão no tempo pode provocar nos utentes uma sensação de insegurança [5].

Assim, como adiante se verá, pode-se afirmar que as flechas máximas admitidas pelas regulamentações de estruturas de betão armado são correctas do ponto de vista estrutural, mas demasiado permissivas para prevenir fenómenos de fissuração das paredes de alvenaria rígidas que suportam.

Como causas para a fissuração por deformação excessiva do suporte, podemos enunciar o seguinte:

- Utilização crescente de pavimentos sem vigas ou sem vigas salientes, devido a questões estéticas, o que faz com que as paredes passem a sofrer directamente o efeito da deformação das lajes;
- Desrespeito pelas boas regras de construção, que aconselham a que as alvenarias apenas sejam executadas após a conclusão de toda a estrutura resistente e que a sua execução se deve iniciar pelos pisos superiores, para que quando se executem os pisos inferiores já toda a estrutura superior esteja em carga e sofra a primeira deformação inicial. Com o actual ritmo da construção (demasiado rápido) o que se verifica é precisamente o inverso, ou seja, a execução é feita de baixo para cima, havendo uma transmissão significativa de cargas dos pisos superiores para os inferiores através das paredes;
- Ausência de medidas construtivas que minimizem os efeitos das deformações dos pavimentos.

2.4.2.1. Fissuração de paredes de alvenaria devida à deformação de lajes em consola

O presente trabalho tem como objecto de estudo a fissuração das paredes de alvenaria devida à deformação de lajes em consola. De facto, a deformação devida a este elemento de suporte é uma das que produz consequências mais gravosas para as paredes de alvenaria.

Arquitecturas cada vez mais exigentes têm como consequência lajes mais flexíveis e com maiores vãos, verificando-se um agravamento das deformações destas, quer a curto prazo quer a médio/longo prazo. Desta forma, os esforços transmitidos às paredes criam tensões de compressão e tracção para as quais as paredes não estão preparadas [6].

As figuras que se seguem representam, esquematicamente, a fissuração das paredes de alvenarias exteriores devida à deformação das lajes em consola. Assim, a fissuração com desenvolvimento diagonal observada, resulta da deformação excessiva da laje em consola em que se encontra apoiada a parede de alvenaria.

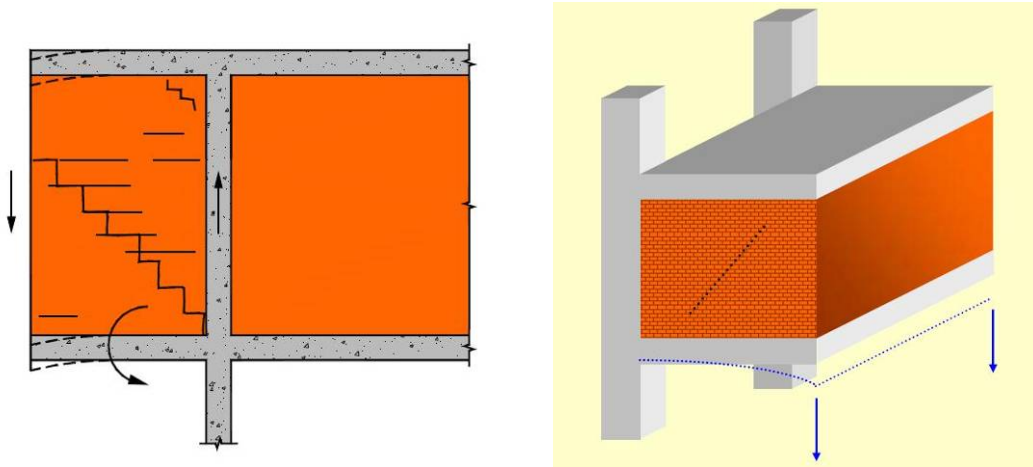


Fig 2.5 e Fig2.6. – Fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola

As imagens que seguem demonstram casos reais da fissuração em análise.



Fig 2.7 – Exemplo de edifício com parede de alvenaria apoiado em laje em consola.



Fig 2.8 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola.



Fig 2.9 – Caso real de fissuração de parede de alvenaria devida à deformação de laje em consola

2.4.3. VALORES MÁXIMOS DE DEFORMAÇÃO DAS LAJES DE BETÃO ARMADO E DAS PAREDES DE ALVENARIA

A deformação dos elementos de betão armado tem assumido cada vez mais um papel de elevada importância, não por tratar de um problema novo, mas porque, quer devido a alterações dos métodos de cálculo, quer devido à melhoria das características resistentes dos materiais envolvidos, se utilizam

cada vez mais elementos estruturais que vencem grandes vãos sem necessidade de aumento da sua rigidez, o que leva a que cada vez sejam maiores as deformações sofridas por estes elementos.

Desta forma, hoje em dia, os regulamentos obrigam a que além de se efectuar uma verificação da segurança em relação ao estado limite de último também se efectue uma verificação em relação ao estado limite de deformação.

Assim, de acordo com Eurocódigo 2 ponto 7.4.1 (5), e tendo em consideração que a análise do presente trabalho será relativa às lajes em consola, tem-se que “*As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado...*”

No que diz respeito aos valores máximos para deformações das paredes de alvenaria encontram-se valores bastantes desiguais, dependendo do autor, citando-se como mais relevantes:

Pferffermann realizou estudos envolvendo tijolos de barro e constatou o aparecimento das primeiras fissuras na alvenaria quando a flecha de suporte era de $L/1150$. Este constatou ainda o aparecimento de fissuras na alvenaria mesmo com flechas na ordem de $L/1500$ [7].

As prescrições belgas, por norma bastante severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes, não ultrapasse $L/2500$. Este valor, apesar de desejável, é praticamente impossível de assegurar com recurso a estruturas em betão armado. Mathez, da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeiffermann [6], recomenda que a flecha máxima em lajes de piso não ultrapasse $L/1000$.

Por seu turno, Manuel Paulo Pereira e José Barroso Aguiar realizaram um estudo, que consistiu na realização de ensaios com modelos à escala real, de forma a comparar, em termos de deformações, o comportamento de paredes simples de tijolo furado usando dois tipos de argamassa de assentamento. Num dos casos a deformação máxima fixou-se em $L/1073$ e no outro em $L/769$ [10].

O quadro que se segue, resume os valores limites para as deformações nas paredes de alvenaria, considerados pelos diferentes autores.

Quadro 2.3 – Limites de deformação de estrutura

Autor do estudo	Valores limite da flecha para o aparecimento das primeiras fissuras
Pteffermann	$1/1150$ até $1/1500$
Normas Belgas	$1/2500$
Conseil International du Bâtiment	$1/1000$
Manuel Paulo Pereira e José Barroso Aguiar	$1/1073$
	$1/769$

No presente trabalho, considerou-se que a relação de $L/1000$, será a que melhor se adapta à realidade da construção portuguesa.

3

LAJES FUNGIFORMES

Entende-se por lajes fungiformes as lajes contínuas apoiadas directamente em pilares ou paredes de betão armado, armadas em duas direcções ortogonais e que podem ser aligeiradas nas zonas centrais dos vãos. Estes tipos de lajes, maciças ou aligeiradas, transferem as suas acções directamente para os pilares ou paredes que as suportam, ou através de capitéis ou espessamento da laje nas ligações aos pilares, sem a interferência de vigas aparentes no processo de transmissão de cargas [9].

3.1. TIPOS DE LAJES FUNGIFORMES

As lajes fungiformes podem ser de classificadas de acordo com o indicado no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Classificação das lajes fungiformes [9].

Lajes fungiformes		
Maciças	Armadas	
	Pós-tensionadas	
Aligeiradas	Com blocos perdidos	Cerâmicos
		Betão
		Betão leve
	Com blocos recuperáveis	Armados
		Pós-tensionadas
	Com blocos especiais	Poliestireno
		Metálicos
		Plásticos
		Fibras
		etc.

Uma vez que o presente trabalho tem como objecto de estudo as lajes fungiformes maciças, estas serão abordadas de forma mais detalhada, fazendo-se apenas uma breve descrição para os outros tipos de lajes fungiformes.

3.1.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

Nas lajes fungiformes maciças a trajectória das cargas é transmitida de forma multi-direccional, progredindo do ponto de aplicação das cargas para os pilares que a suportam. A trajectória das cargas atrás referida cargas encontra-se exemplificada na figura 3.1.

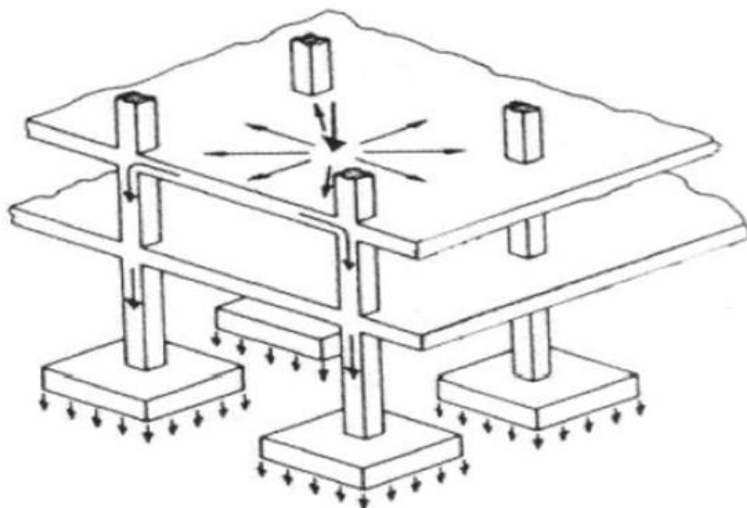


Fig. 3.1 – Trajectória das cargas em lajes fungiformes maciças [11].

Estão lajes podem ser executadas das seguintes formas:

- Lajes fungiformes maciças de espessura constante (sem capitéis);
- Lajes fungiformes maciças com capitéis;
- Lajes fungiformes com espessamento (ou capitel de espessura constante).

3.1.1.1. Lajes fungiformes maciças de espessura constante

Este tipo de lajes é normalmente utilizado para vãos de 4,5 a 6 metros e para cargas de utilização de valor moderado. Para esta ordem de grandeza de vãos, estas apresentam-se como a solução mais económica, devido à sua facilidade de execução e à necessidade de menor mão-de-obra, comparativamente com outras soluções, possuindo ainda a vantagem de proporcionar tectos lisos [9].

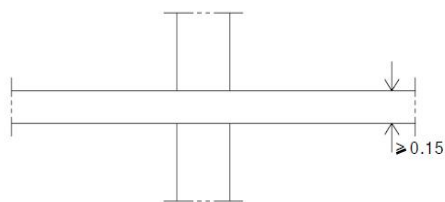


Fig. 3.2 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com espessura constante.

3.1.1.2. Lajes fungiformes maciças com capitéis

Na presença de maiores vão e/ou de maiores cargas, a espessura necessária para transmitir as acções verticais aos pilares excede a exigida pela flexão. Desta forma, para resolver o problema de transferência de carga para os pilares, procede-se ao aumento da espessura da laje junto ao pilar e/ou alargamento da secção na zona superior do pilar, formando assim um capitel.

Assim, a execução do capitel proporciona resistência aos momentos flectores e aos esforços de corte na região do pilar. Este tipo de solução é utilizado para vãos de 6 a 10 metros [11]

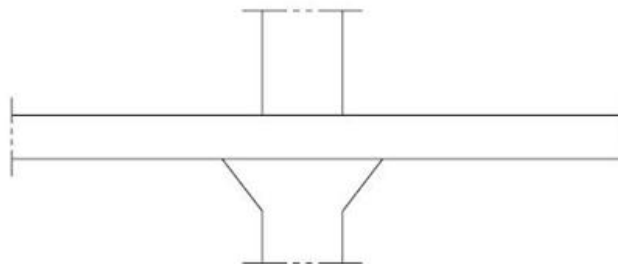


Fig. 3.3 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com capitéis de espessura constante.

3.1.1.3. Lajes fungiformes com espessamento (ou capitel de espessura constante).

Para a resolução do problema de transferência de carga para os pilares, face à presença de maiores vãos e/ou cargas, pode também proceder-se ao espessamento da laje junto ao pilar, normalmente cerca de 1/6 do vão para cada lado do pilar, obtendo-se o mesmo efeito que com os capitéis, ou seja maior resistência aos momentos flectores e aos esforços de corte na região do pilar. Este tipo de solução é utilizado para vãos de 6 a 10 metros, tal como a solução anterior [9].

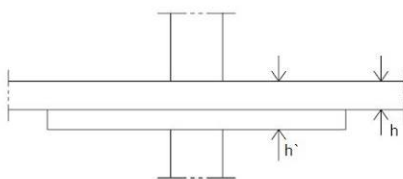


Fig. 3.4 – Esquema e exemplo de lajes fungiformes maciças com capitéis de espessura constante.

3.1.1.4. Solução adoptada no presente trabalho.

No presente trabalho a solução adoptada foi a de laje fungiforme maciça de espessura constante e apesar de os vão se inserirem no intervalo de valores entre os 3 e 8 metros, não foram utilizados capitéis.

No entanto, uma vez que foram respeitados os requisitos impostos para este tipo de lajes, nomeadamente o valor mínimo da espessura absoluta para as lajes maciças (50mm), a verificação do valor limite da relação vão/altura face às deformações e a verificação da resistência ao punçoamento

de acordo com o estabelecido Eurocódigo 2, considera-se que a solução adoptada é viável, considerando-se os valores atrás mencionados conservativos.

3.1.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS

As lajes fungiformes aligeiradas surgem com o objectivo de diminuir o peso próprio das estruturas, incorporando-se para o efeito blocos de aligeiramento nas lajes. Estas são constituídas por um sistema de nervuras em duas direcções ortogonais, combinado com uma zona de maciçamente junto aos pilares e eventualmente com vigas no alinhamento dos pilares, que se designam por bandas de acerto com altura igual a da espessura da laje. Este tipo de bandas confere uma maior resistência para transmitir esforços transversos e momentos aos pilares, fornecendo maior resistência e rigidez para receber forças horizontais.

Quanto à zona de aligeiramento, esta pode ter dimensões variadas, que resultam em geral das disposições regulamentares que indicam as condições para que as lajes aligeiradas possam ser tratadas como lajes maciças para efeitos de análise. Deste sistema, resulta uma rigidez e comportamento análogo ao da laje maciça com espessamento na região do pilar [9].

No que respeita às lajes fungiformes aligeiradas, a transferência de cargas verticais é feita segundo trajectórias rectilíneas ortogonais quebradas, através das nervuras. Estas lajes utilizam-se para vãos de 6 a 12 metros.

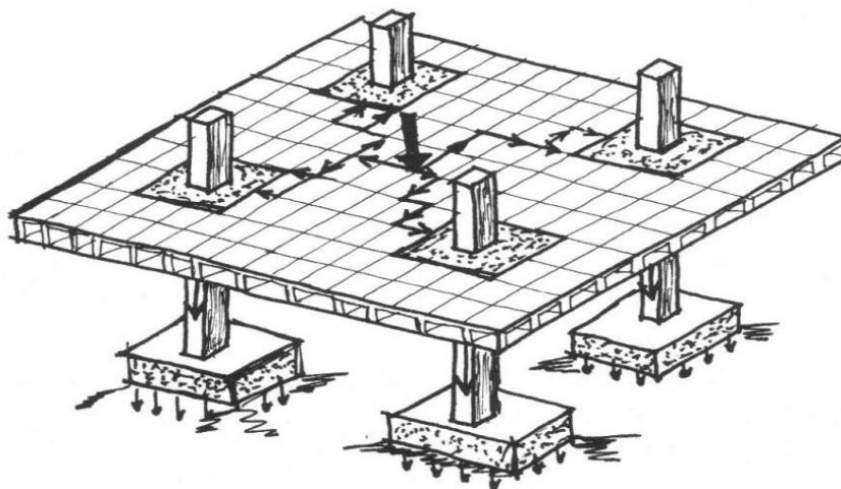


Fig. 3.5 – Trajectória das cargas em lajes fungiformes aligeiradas [11].

O aligeiramento deste tipo de lajes pode ser executado com recurso a moldes reutilizáveis, com blocos maciços ou vazados de betão leve ou com blocos de poliestireno expandido com dimensões *standard*. Quando se utiliza blocos de poliestireno expandido para o aligeiramento, há que tomar algumas precauções para que, aquando da betonagem da laje, as armaduras não fiquem cravadas no bloco, o que originaria uma falha no recobrimento das armaduras e consequentemente falha no envolvimento pelo betão.

3.1.3.VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS LAJES FUNGIFORMES

As lajes fungiformes são cada vez mais utilizadas na construção de edifícios de betão armada. Este facto deve-se às diversas opções que estas proporcionam e as suas variadas vantagens, tais como:

- Menor espessura total, o que implica menor altura do edifício;
- Tectos falsos planos, facilitando desta forma a instalação de condutas;
- Facilidade de colocação de paredes divisórias;
- Simplicidade de execução que resulta num menor custo.

No entanto, embora sejam uma boa solução construtiva também podem ocorrer alguns problemas relacionados com a utilização destas lajes. Estes problemas estão muitas vezes relacionados ao facto de os apoios possuírem dimensões reduzidas, nomeadamente:

- Concentração de deformações nos apoios e deformabilidade em geral;
- Concentração de esforços nos apoios (flexão e punçoamento);
- Flexibilidade às acções horizontais;
- Comportamento sísmico.

3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

Os métodos de análise estrutural para lajes fungiformes podem-se dividir em dois grupos. Os métodos simplificados que conduzem a valores aproximados mas sempre pelo lado da segurança e os métodos mais rigorosos que são mais ou menos elaborados e conduzem a resultados mais precisos.

Dentro de cada grupo os métodos tradicionalmente utilizados são:

- Métodos simplificados
 - Método dos pórticos equivalentes;
 - Método directo;
 - Método das linhas de rotura.
- Métodos rigorosos
 - Método das grelhas ou dos pórticos tridimensionais;
 - Método dos elementos finitos.

3.2.1.MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

No presente trabalho o método utilizado para a análise estrutural é método dos elementos finitos. Este método é um método geral de análise estrutural, com recurso a programas de cálculo automático, que pode ser utilizado na análise de lajes, paredes de estruturas porticadas ou outros tipos de estruturas mais complexas.

O método de elementos finitos permite uma análise da estrutura na sua globalidade, ou seja, associando pilares, vigas, lajes e paredes, ou pode ser utilizado apenas para se efectuar a análise de partes da estrutura com comportamentos mais complexos.

Na análise de lajes fungiformes muitas vezes é apenas detalhada a análise por elementos finitos de cada um dos pisos do edifício isolados, devendo para este caso ser introduzidos nos apoios as cargas devidos às acções horizontais que são determinadas por análise global simplificada da estrutura (pré-dimensionamento).

Este método apresenta as seguintes vantagens:

- Melhor simulação da deformabilidade da laje comparativamente com o método das grelhas;
- Permite ter em consideração acções horizontais;

O programa de cálculo utilizado no presente trabalho para aplicação deste método será o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis Professional 2010.

4

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício objecto de estudo do presente trabalho irá localizar-se na periferia do grande Porto. É um edifício de utilização habitacional que se encontra inserido num condomínio privado. A figura 4.1 apresenta a planta geral do piso tipo, sendo o bloco que se encontra delimitado a zona do piso que será analisada.

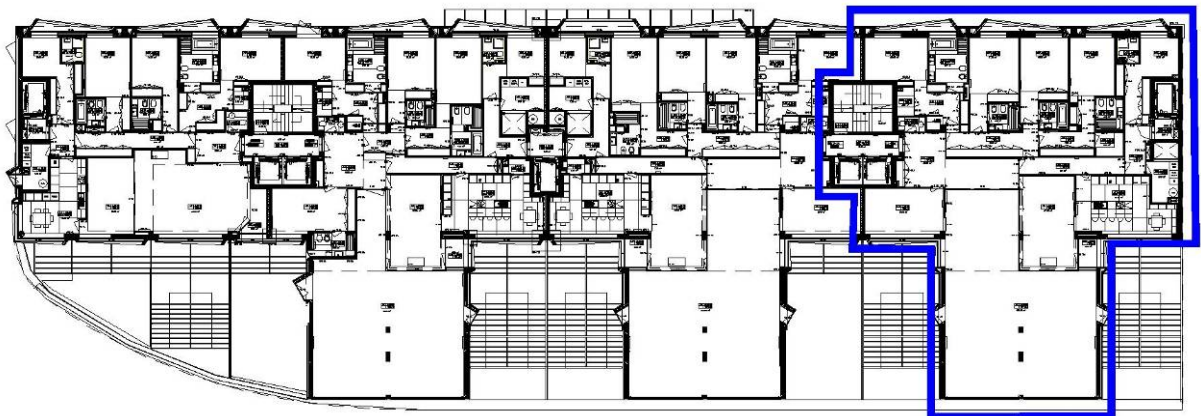


Fig 4.1. – Planta geral do piso tipo.

De acordo com o projecto de arquitectura, o edifício é constituído por 5 pisos acima do solo, super-estrutura e 2 pisos enterrados, cave e sub-cave.

A cave e sub-cave funcionam como parque de estacionamento comum a todos os blocos, os restantes pisos são de uso exclusivo habitacional. Os acessos verticais são efectuados por meio de elevadores e escadas.

Na figura seguinte, apresenta-se o alçado norte, onde é visível uma zona em avançado que apenas se verifica nos pisos 1,2 e 3. É neste avançado que se localiza a laje em consola objecto de análise do presente trabalho.



Fig 4.2. – Alçado norte.

O piso escolhido para se efectuar análise pretendida no presente trabalho foi o piso 1, uma vez que é neste onde se verificam os esforços mais condicionantes, na zona de laje em consola.

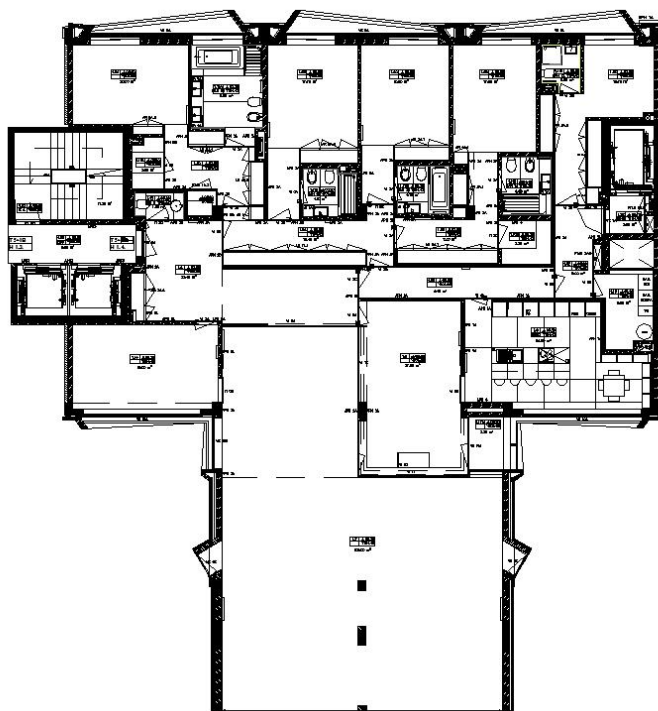


Fig 4.3. – Zona do piso 1 seleccionada para análise.

As restantes plantas e cortes arquitectónicos encontram-se no Anexo I.

4.2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

4.2.1. SISTEMA ESTRUTURAL

A estrutura do edifício é constituída por lajes fungiformes maciças, suportadas por uma malha de pilares e paredes. Esta solução, devido à espessura constante da laje, permite uma maior versatilidade em termos de divisão de espaço no edifício.

Os elementos de comunicação vertical, escadas e elevadores, são delimitados por paredes de betão armado que por sua vez conferem maior rigidez ao edifício, uma vez que funcionam como elementos de contraventamento, conferindo desta forma maior resistência às acções horizontais.

A figura que se segue, ilustra o sistema estrutural adoptado para análise no presente trabalho.

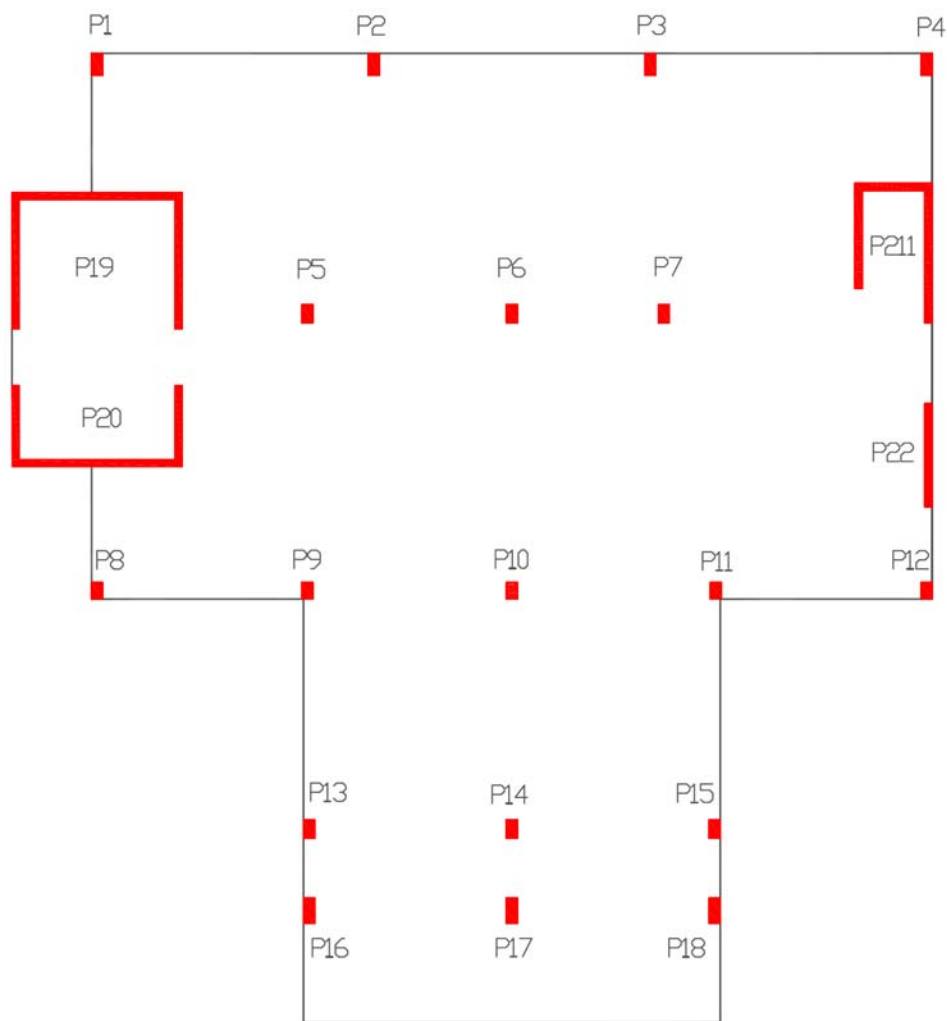


Fig 4.4. – Planta estrutural para a zona do piso tipo em análise.

4.2.2.NORMAS E REGULAMENTOS

O dimensionamento da estrutura será executado com base no Eurocódigo 2, Eurocódigo 1 e Eurocódigo 0.

4.2.3.MATERIAIS

As classes de betão e aço utilizadas no presente trabalho foram C30/37 e A500NR, respectivamente.

4.2.4.PILARES

O esquema estrutural de pilares adoptado está representado na figura 4.4 e é o proposto pela arquitectura.

5

SEGURANÇA E ACÇÕES

As estruturas devem durante o seu tempo de vida útil garantir segurança e durabilidade, adequados à sua utilização. Desta forma, devem ser projectadas mediante as funções que irão desempenhar.

Para se assegurar a segurança e a durabilidade pretendidas, utiliza-se o dimensionamento por estados limites. Estes são os estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica afectada, total ou parcialmente, para desempenhar as suas funções, ou seja, são os estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios de projecto relevantes. Desta forma, a verificação da segurança é efectuada através da comparação de determinados estados limites com os estados a que a estrutura é conduzida pela combinação das acções a que esta sujeita. Existem dois tipos de estados limites a considerar na verificação da segurança [12]:

- Estados limites últimos – Estados associados ao colapso ou outros semelhantes de ruína estrutural;
- Estados limites de utilização – Estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura deixam de ser satisfeitos.

Para efeitos de verificação de segurança, será considerado: o Eurocódigo 0 – Bases para projecto de estruturas; o Eurocódigo 1 – Acções em estruturas; e o Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão.

5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

No dimensionamento de um edifício é necessário ter em conta a existência de uma variedade de acções simultâneas a actuar sobre o mesmo, umas de forma permanente e outras variando no espaço e no tempo. Surge assim, a necessidade de classificar e quantificar estas acções de forma a se obter um correcto dimensionamento.

5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

De acordo com o Eurocódigo 0, as acções devem ser classificadas em função da sua variação no tempo, da seguinte forma [12]:

- Acções permanentes (G), que assumem valores constantes durante praticamente toda a vida do edifício, tais como o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos, e dos pavimentos rodoviários, e as acções indirectas causadas por retracção e assentamentos diferenciais;

- Acções variáveis (Q), que assumem valores com variação significativa ao longo da vida da estrutura, como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a acção do vento ou a acção da neve;
- Acções de acidente (A), que possuem fraca probabilidade de assumir valores significativos na vida da estrutura, tais como explosões, choques de veículos e incêndios.

5.1.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

As acções são em geral quantificadas por valores característicos, porém no caso das acções variáveis podem tomar valores reduzidos.

Para determinação e quantificação das acções para o dimensionamento dos elementos estruturais foram consideradas as acções permanentes e variáveis pressupostas no Eurocódigo 1

5.1.3. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

5.1.3.1 Acções permanentes

As acções permanentes verticais consideradas no presente trabalho foram:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Paredes exteriores;
- Revestimentos;
- Paredes divisórias.

No quadro seguinte apresentam-se os pesos específicos dos materiais considerados.

Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção

	Betão armado	Argamassa tradicional
Peso específico (KN/m ³)	25	24

O peso próprio dos elementos estruturais resulta do produto do peso específico do betão armado pelo respectivo volume.

No que diz respeito aos revestimentos em argamassa tradicional, foram consideradas as espessuras abaixo descritas.

Cave:

- Face superior das lajes maciças fungiformes – 5 cm;
- Face inferior das lajes maciças fungiformes – 2cm;
- Face das alvenarias – 1,5 cm.

Habitação:

- Face superior das lajes maciças fungiformes – 6 cm;
- Face inferior das lajes maciças fungiformes – 2cm;

- Face das alvenarias – 1,5 cm.

Para as paredes divisórias foi considerada uma parede simples de tijolo normal furado de 11cm, e para as paredes exteriores foi considerada uma parede dupla de tijolo, sendo o pano exterior constituído por tijolo normal furado de 15cm, seguido de caixa-de-ar com 6cm e o pano interior constituído por tijolo normal furado de 11cm.

No caso das acções permanentes para a varanda e cobertura, pelo lado da segurança, considerou-se o correspondente ao somatório dos revestimentos e divisórias utilizados na habitação.

No quadro abaixo apresentado, encontram-se resumidas as acções permanentes consideradas.

Quadro 5.2 – Acções permanentes

	Revestimentos (KN/m ²)	Paredes divisórias ((KN/m ²)/ml)	Paredes exteriores (KN/m ²)
Cave	2	2	--
Habitação	2	2	4
Varanda	4	--	--
Cobertura	4	--	--

5.1.3.2 Acções variáveis - Sobrecarga

As acções variáveis (sobrecarga) são definidas em função do tipo de utilização do edifício e para o caso em estudo foram consideradas as seguintes acções:

Quadro 5.3 – Acções variáveis

	Sobrecarga (KN/m ²)
Cave (garagem para automóveis ligeiros)	2,5
Habitação	2
Cobertura (acessível)	2
Cobertura (não acessível)	1

5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança é feita em termos de estados limites, através da comparação de parâmetros que definem esses estados com os valores obtidos através das combinações de acções. As combinações de acções a ter em conta são aquelas cuja actuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis.

Desta forma, as acções permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as acções variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura

Tal como já referido, existem dois estados limites a considerar na verificação da segurança, os Estados limites últimos e os Estados limites de utilização, os quais serão descritos detalhadamente de seguida, assim como o tipo de combinações existentes para cada estado.

Assim, o dimensionamento de armaduras é realizado considerando os estados limites últimos e a determinação de deformações é realizada considerando os estados limites de utilização.

5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Como estados limites últimos devem ser considerados aqueles que se referem à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura [12].

Nestes estados, a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência implica prejuízos muito elevados que põem em causa a capacidade de suporte da estrutura.

Quando pertinente, devem ser verificados os seguintes estados limites últimos [12]:

- EQU: perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada como corpo rígido;
- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, em que a resistência dos materiais é condicionante;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT: rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1.)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções, tal como um esforço, ou um vector representando vários esforços;

R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo do efeito das acções devem ser calculadas de acordo com as regras de combinação que se seguem:

- Combinações de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais)

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.2.)$$

- Combinações de acções para situações de projecto acidentais

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{1,2}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{k,i} \quad (5.3.)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções;

E – Efeito de uma acção;

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

$G_{K,j}$ – Valor característico da acção permanente j ;

γ_p – Coeficiente relativo a acções de pré-esforço;

P – Valor representativo de uma acção de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ – Coeficiente parcial relativo às acções variáveis;

$\gamma_{Q,i}$ – Coeficiente parcial relativo às acções variáveis i ;

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável;

$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ – Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma acção variável;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de quase-permanente de uma acção variável;

$Q_{K,j}$ – Valor característico da acção variável acompanhante i ;

A_d – Valor de cálculo da acção acidente;

"+" – A combinar com.

Os valores dos coeficientes γ e ψ relativos às acções e combinações de acções são os indicados na EN 1991 e no Anexo A do Eurocódigo 0. Estes valores encontram-se apresentados nos quadros que se seguem.

Quadro 5.4 – Quadro A 1.1 do EC 0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ para edifícios[12].

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. ^{*)} Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Quadro 5.5 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto B) [12].

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.

NOTA 2: Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\xi = 0,85$ (de modo que $\xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).
 Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{G,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{G,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_s e γ_Q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{δ} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{δ} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

Quadro 5.6 – Quadro A1.2 do EC0 com valores de cálculo das acções (STR/GEO) (conjunto C). [12]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)

A combinação, objecto de estudo deste trabalho, corresponde as combinações de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais).

5.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Como estados limites de utilização devem ser considerados aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspecto da construção [12]

Assim, os estados limites de utilização são definidos através da duração, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Isto significa que determinado comportamento da estrutura só

corresponderá a um estado limite de utilização quando permanece durante uma certa parcela do período de vida da estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$E_d \leq C_d \quad (5.4.)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

R_d – Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Para se cumprir o critério de segurança, tem que se assegurar que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das seguintes acções combinadas:

- Combinação característica:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.5.)$$

- Combinação frequente:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6.)$$

- Combinação quase-permanente:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.7.)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das acções;

$G_{K,j}$ – Valor característico da acção permanente j ;

P – Valor representativo de uma acção de pré-esforço;

$\psi_{1,1}$ – Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma acção variável;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de quase-permanente de uma acção variável;

$Q_{K,j}$ – Valor característico da acção variável acompanhante i ;

"+" – A combinar com.

Os valores dos coeficientes ψ são os indicados no Quadro 5.4, atrás apresentado

Para os estados limites de utilização, os coeficientes parciais relativos às acções devem ser tomados iguais a 1, salvo indicações em contrário nas EN 1991 e EN 1999.

No presente trabalho, a deformação será calculada tendo por base a combinação de acções quase-permanente.

Quadro 5.7 - Quadro A1.4 d EC0 com os valores de cálculo das acções a considerar na combinação de acções.

[12]

Combinação	Acções permanentes G_d		Acções variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

6

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para se obter um bom dimensionamento é importante definir à partida as secções dos diversos elementos do sistema estrutural, tais como lajes, vigas e pilares, ou seja, deve ser efectuado um correcto pré-dimensionamento. Caso este não esteja bem executado, será necessário a alteração de secções e por consequência análise estrutural terá de ser repetida.

6.1. LAJE FUNGIFORME MACIÇA

Para o pré dimensionamento das lajes fungiformes maciças devem considerar-se os seguintes aspectos [1]:

- $l_x / l_y \leq 2$, sendo l_x o maior vão, para evitar o funcionamento apenas numa das direcções;
- Pré dimensionamento da espessura face ao maior vão, face as deformações e face aos esforços, para acções verticais;
- Para resistência às acções horizontais (em Portugal, principalmente a acção sísmica) devem ser ligadas a paredes resistentes e/ou pórticos pilar-viga na periferia.

6.1.1 ESPESSURA MÍNIMA FACE ÀS DEFORMAÇÕES

O pré-dimensionamento da laje será feito em função do Eurocódigo2, no qual o valor limite da relação vão/altura é dado pela expressão a seguir apresentada, que permite um controlo indirecto da deformação [13]:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d} \right)_o \cdot k_{\sigma} \cdot k_T \cdot k_l \quad (6.1.)$$

Em que:

$\left(\frac{l}{d} \right)_o$ – Relação vão/altura útil, de acordo com o estabelecido no quadro 5.1.;

$k_{\sigma} = \frac{310}{\sigma_s}$, ou seja, é um coeficiente que depende da tensão instalada no aço traccionado em condições de serviço, em que σ_s é a tensão de tracção no aço a meio vão para as acções de cálculo no

estado limite de utilização. Este factor encontra-se definido no quadro 5.1, em função dos diferentes sistemas estruturais;

k_T – Factor de correcção em função da secção em que apenas assume valor diferente de 1 para vigas em T com $\frac{b}{b_w} \geq 3$;

k_l – Factor de correcção em função do vão em que para lajes fungiformes quando $l_{eff} \geq 8,5m$ toma o valor de $\frac{8,5}{l_{eff}}$, caso contrario toma o valor de 1.

Quadro 6.1 – Valores básicos da relação vão/altura útil para o elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [13].

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simples apoiada, na laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

Tendo em conta o acima descrito, para o caso da laje em estudo, e considerando:

$$l = 7,55m \text{ (maior vão)}$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_o = 24 \text{ (betão levemente solicitado, percentagem de armaduras moderadas } \rho=0,5\%)$$

$$k_{os} = 1,2$$

$$k_T = 1 \text{ (laje fungiforme)}$$

$$k_l = 1 \text{ (} l_{eff} \leq 8,5m \text{)}$$

Vem:

$$\frac{7,55}{d} \leq 24 \times 1,2 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d \geq 0,26m$$

Assim considera-se uma espessura de laje, $h = 0,28m$. Esta altura será considerada também considerada para a laje em consola, visto que verifica os requisitos.

De forma a se analisar a adequabilidade da solução adoptada, proceder-se-á ao cálculo do valor do momento reduzido, para a espessura da laje determinada. Para se verificar a que a altura considerada é suficiente face aos esforços actuante e é economicamente aceitável, o valor deste deverá ser inferior a 0,20 [4].

O momento reduzido é determinado através da expressão que se segue:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.2.)$$

Em que,

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente;

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante;

b – Largura da secção;

d – Altura útil da secção;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Acções verticais a considerar:

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32kN / m^2$.
- Sobrecarga em habitação – $2kN / m^2$.

Considerando,

- $f_{cd}(30/37) = 20MPa$;
- $d = 0,26m$;
- $l = 7,55m$ (maior vão).

Tem-se:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2 = 18,28kN / m^2 \quad (6.3.)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{8} = 130,25kNm / m \quad (6.4.)$$

Utilizado a expressão (6.2.), obtêm-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,5 \times 130,25}{1,0 \times 0,26^2 \times 20 \times 10^3} = 0,144 < 0,20$$

6.2. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares terá por base unicamente as acções verticais, ou seja, os esforços axiais, apesar da presença de momentos nestes originar por vezes um aumento das secções.

Assim, acumulando-se as respectivas cargas de cada piso e partindo do conhecimento da disposição dos pilares e da área de influência dos mesmos, obtiveram-se as respectivas secções. A área de influência de um pilar pode ser entendida como a parcela da carga total do pavimento transferida para o pilar correspondente.

Na figura abaixo, encontram-se apresentadas as áreas de influência consideradas para cada pilar, do piso em análise.

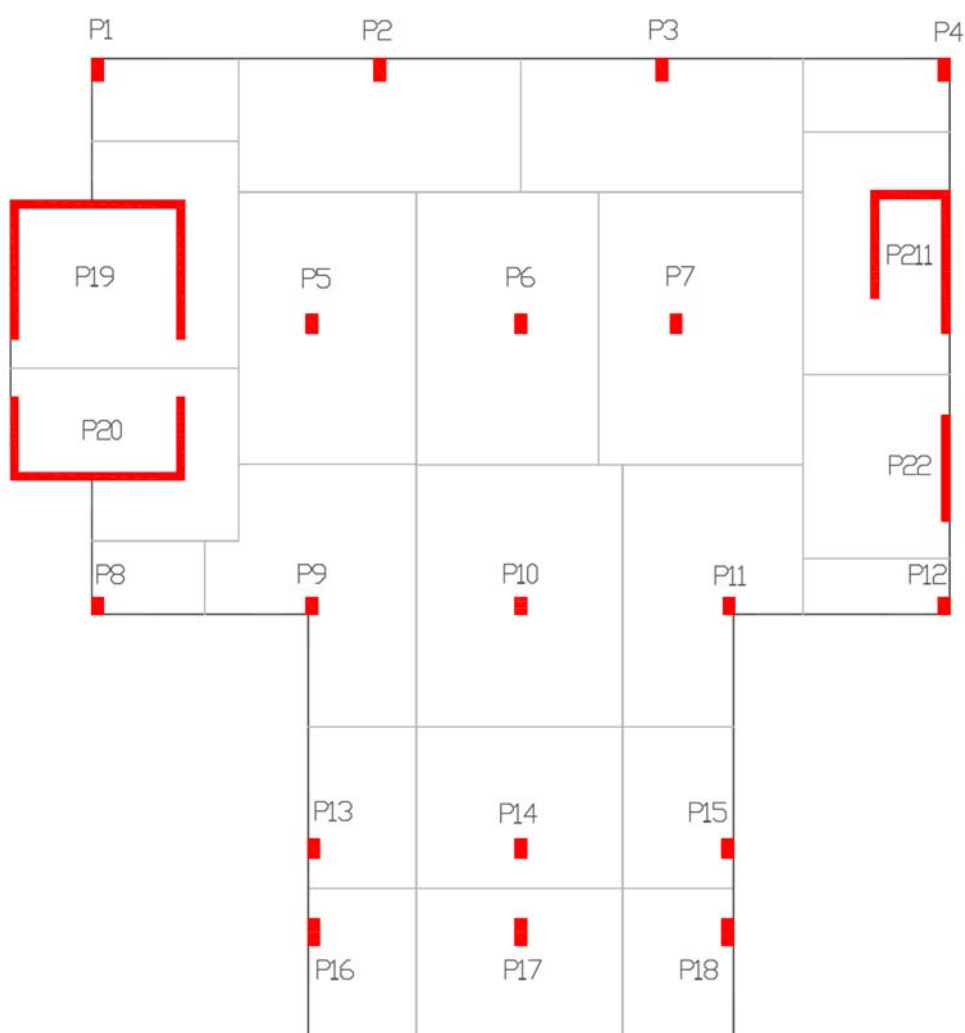


Fig 6.1. – Área de influência dos pilares

A verificação da segurança para peças sujeitas à compressão simples é dada pela seguinte expressão:

$$N_{ED} \leq N_{RD} \quad (6.5.)$$

O esforço resistente (N_{RD}) contabiliza a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão e é obtido pela expressão que se segue:

$$N_{RD} = f_{cd} \cdot A_c + f_{syd} \cdot A_s \quad (6.6.)$$

Em que:

A_c – Área da secção do pilar;

A_s – Área de aço;

N_{sd} – Valor de cálculo do esforço normal actuante;

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

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.

Uma vez que foi considerada uma percentagem de aço A500 na ordem de 1% da área de armadura:

$$A_s = 0,01 \cdot A_c \quad (6.7.)$$

E considerando:

$$f_{cd} = 20000 KPa$$

$$f_{syd} = 435000 KPa$$

Temos,

$$N_{sd} = 20000 \times A_c + 435000 \times 0,01 \times A_c \Leftrightarrow$$

$$N_{sd} = 24350 \times A_c \Leftrightarrow$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \quad (6.8.)$$

Para determinar os esforços actuantes foi utilizada a seguinte expressão:

$$N_{sd} = N_1 \times A_{inf} + N_2 \times l_{inf} \quad (6.9.)$$

Em que:

N_1 – Esforços actuantes correspondentes à laje de piso;

A_{inf} – Área de influência do pilar;

N_2 – Esforços actuantes correspondentes às paredes de fachada;

l_{inf} – Desenvolvimento correspondente aos esforços das paredes de fachada que actuam sobre os pilares.

Utilizando o método acima descrito foram obtidas as áreas de betão e definidas as secções dos pilares. Estas foram obtidas ao nível da base dos pilares, uma vez que é aí onde se encontram os valores axiais máximos, ou seja os esforços mais condicionantes.

De seguida será apresentado, como exemplo de cálculo, o pré-dimensionamento do pilar P5 e P18, de forma a demonstrar o método de pré-dimensionamento utilizado. Estes pilares foram escolhidos, por se encontrarem localizados em zonas do edifício que apresentam características estruturais diferentes.

6.2.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P5

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência considerada para o pilar P6, no piso em análise do presente trabalho.

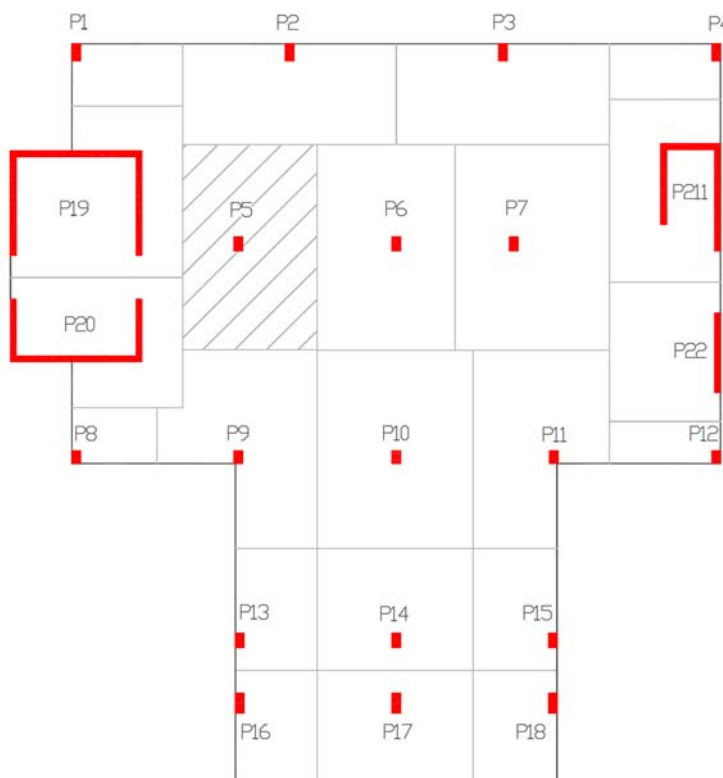


Fig 6.2. – Área de influência do pilar P5.

Acções a considerar no pré-dimensionamento:

- Cave
 - Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
 - Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
 - Peso próprio da paredes divisórias – $3,36 \times 2 \times 0,4 = 2,68kN / m^2$;
 - Sobrecarga em garagens – $2,5kN / m^2$
 - Área de influência – $34,59m^2$

$$N_{sd}^{Cave} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,68) + 1,5 \times 2,5) \times 34,59 = 675,13kN \quad (6.10.)$$

- Habitação – rés-do-chão:

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32kN / m^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2kN / m^2$
- Área de influência – $34,59m^2$

$$N_{sd}^{R/C} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 34,59 = 632,37kN \quad (6.11.)$$

- Habitação – Piso 1 a 3:

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32kN / m^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2kN / m^2$
- Área de influência – $34,59m^2$

$$N_{sd}^{piso1a3} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 34,59 \times 3 = 1897,12kN \quad (6.12.)$$

- Habitação – Piso 4

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32kN / m^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2kN / m^2$
- Área de influência – $34,59m^2$

$$N_{sd}^{piso4} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 34,59 = 632,37kN \quad (6.13.)$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $4kN / m^2$;
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis – $1kN / m^2$
- Área de influência – $34,59m^2$

$$N_{sd}^{cobertura} = (1,35 \times (7 + 4) + 1,5 \times 1) \times 34,59 = 565,55kN \quad (6.14.)$$

O valor total de cálculo do esforço normal actuante será:

$$N_{sd}^{total} = N_{sd}^{cave} + N_{sd}^{R/C} + N_{sd}^{piso1a3} + N_{sd}^{piso4} + N_{sd}^{cobertura} = 4402,27kN \quad (6.15.)$$

Assim,

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \Leftrightarrow A_c = \frac{4402,7}{24350} = 0,1808m^2 \quad (6.16.)$$

Como para este pilar existem limitações arquitectónicas, ao nível do piso tipo, no que diz respeito ao seu comprimento (direcção Lyy), ou seja o comprimento deste terá que ser de 0,50m, temos

$$\begin{aligned} A_c &= l \text{ argura} \times \text{comprimento} \\ \Leftrightarrow l \text{ argura} &= 0,1809 / 0,50 = 0.36m \cong 0,40m \end{aligned} \quad (6.17.)$$

Desta forma, a secção do pilar P5 considerada é de 0,40x0,50 m².

Chama-se atenção que a primeira dimensão considerada (largura) referida nos pilares, no presente trabalho, é sempre considerada em relação ao eixo das abcissas (xx) e a segunda dimensão (comprimento) é sempre considerada em relação ao eixo das ordenadas (yy).

6.2.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PILAR P18

Dada a particularidade do corpo edifício em análise este pilar está sujeito a diferentes áreas de influência, dependendo do piso de que se trate. Este pilar por se encontrar na zona do “avançado” do edifício recebe esforços apenas da cave -1, do rés-do-chão, piso1, piso 2 e da cobertura acessível (Piso 3) acima destes dois últimos, sendo que a cobertura acessível se situa na zona do “avançado” do edifício.

- Cave

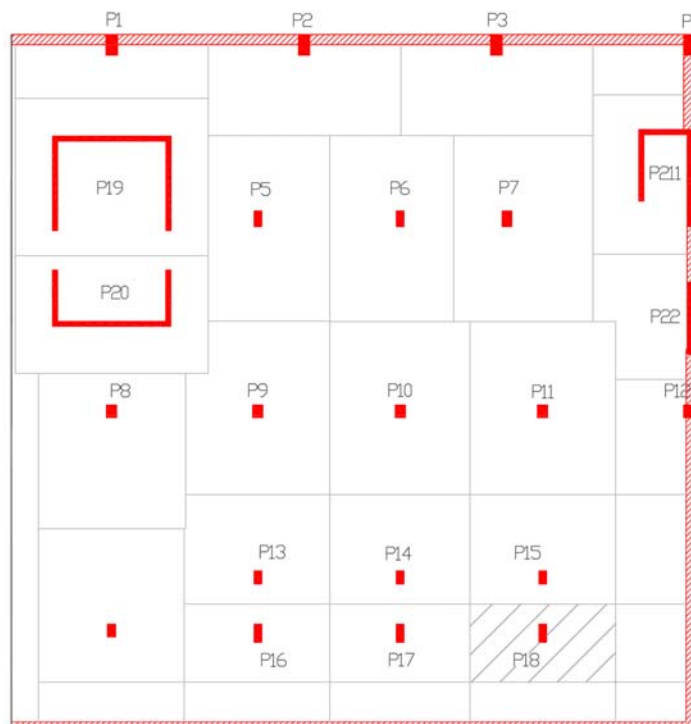


Fig 6.3. – Área de influência do pilar P18 - Cave.

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $3,36 \times 2 \times 0,4 = 2,68 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Sobrecarga em garagens – $4 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Área de influência – $17,47 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{Cave} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,68) + 1,5 \times 2,5) \times 17,47 = 340,98 \text{ kN} \quad (6.18.)$$

- Habitação – rés-do-chão:

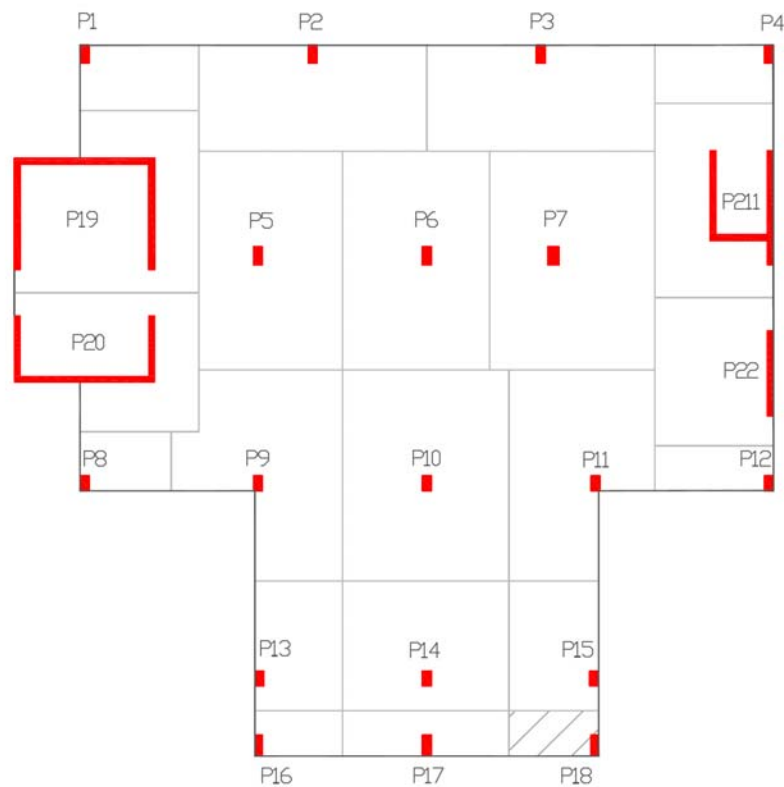


Fig 6.4. – Área de influência do pilar P18 – Rés-do-chão.

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN} / \text{m}$;
- Sobrecarga em habitação – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Área de influência – $5,24 \text{ m}^2$
- Peso próprio da parede de fachada – $2,5 \times 4 = 10 \text{ kN} / \text{m}$

- Desenvolvimento da parede de fachada – 1,77m

$$N_{sd}^{R/C} = (1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2) \times 5,24 + 1,35 \times 10 \times 1,77 = 119,69 \text{ kN} \quad (6.19.)$$

- Habitação – Piso 1 a 2

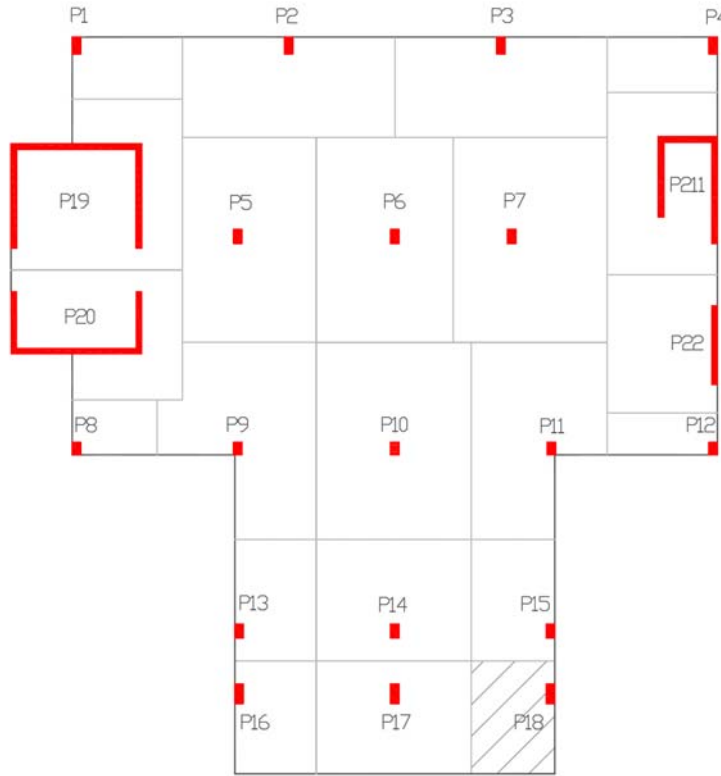


Fig 6.5. – Área de influência do pilar P18 – Piso 1 a 2.

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Área de influência – $12,47 \text{ m}^2$
- Peso próprio da parede de fachada – $2,5 \times 4 = 10 \text{ kN} / \text{m}$
- Desenvolvimento da parede de fachada – 4,20m

$$N_{sd}^{pisola2} = 2 \times [1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 12,47 + 1,35 \times 10 \times 4,20 = 569,35 \text{ kN} \quad (6.20.)$$

- Piso 3 (Cobertura acessível)

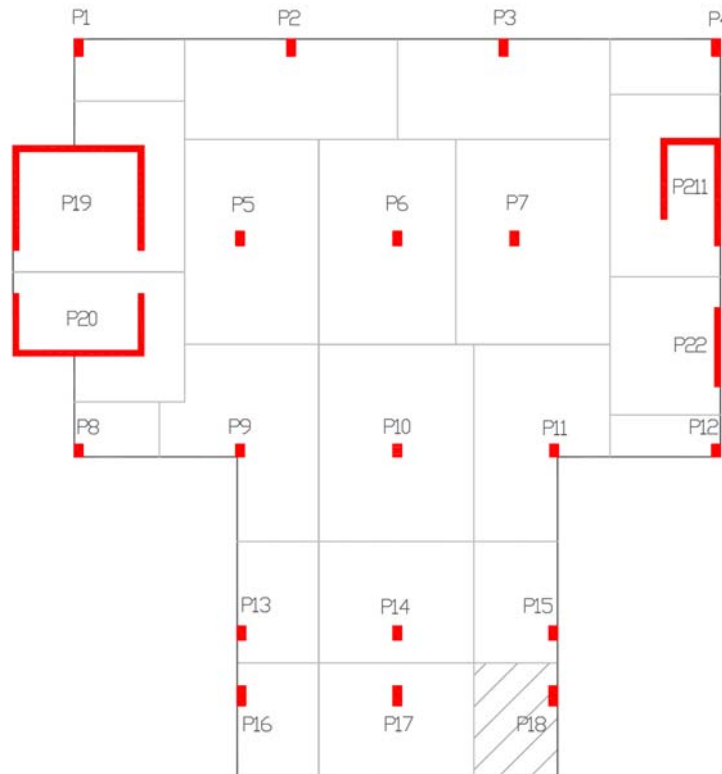


Fig 5.6. – Área de influência do pilar P18 – Piso 3 (Cobertura acessível).

- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $4 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Sobrecarga em coberturas acessíveis – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Área de influência – $12,47 \text{ m}^2$

$$N_{sd}^{cobertura} = (1,35 \times (7 + 4) + 1,5 \times 2) \times 12,47 = 222,59 \text{ kN} \quad (6.21.)$$

O valor total de cálculo do esforço normal actuante será:

$$N_{sd}^{total} = N_{sd}^{cave} + N_{sd}^{R/C} + N_{sd}^{piso1a2} + N_{sd}^{cobertura} = 1252,59 \text{ kN} \quad (6.22.)$$

Assim,

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \Leftrightarrow A_c = \frac{1252,59}{24350} = 0,0514 \text{ m}^2 \quad (6.23.)$$

Fixando a largura do pilar em 0,30m, temos:

$$A_c = largura \times comprimento \quad (6.24.)$$

$$\Leftrightarrow comprimento = 0,0514 \times 0,30 = 0.171m$$

No entanto, por razões construtivas, adopta-se uma secção de 0,30x0,30 para o pilar P18.

6.2.3 SECÇÕES DOS PILARES

Na figura abaixo encontram-se representadas as secções de todos dos pilares, obtidas no pré-dimensionamento, para o piso em análise no presente trabalho.

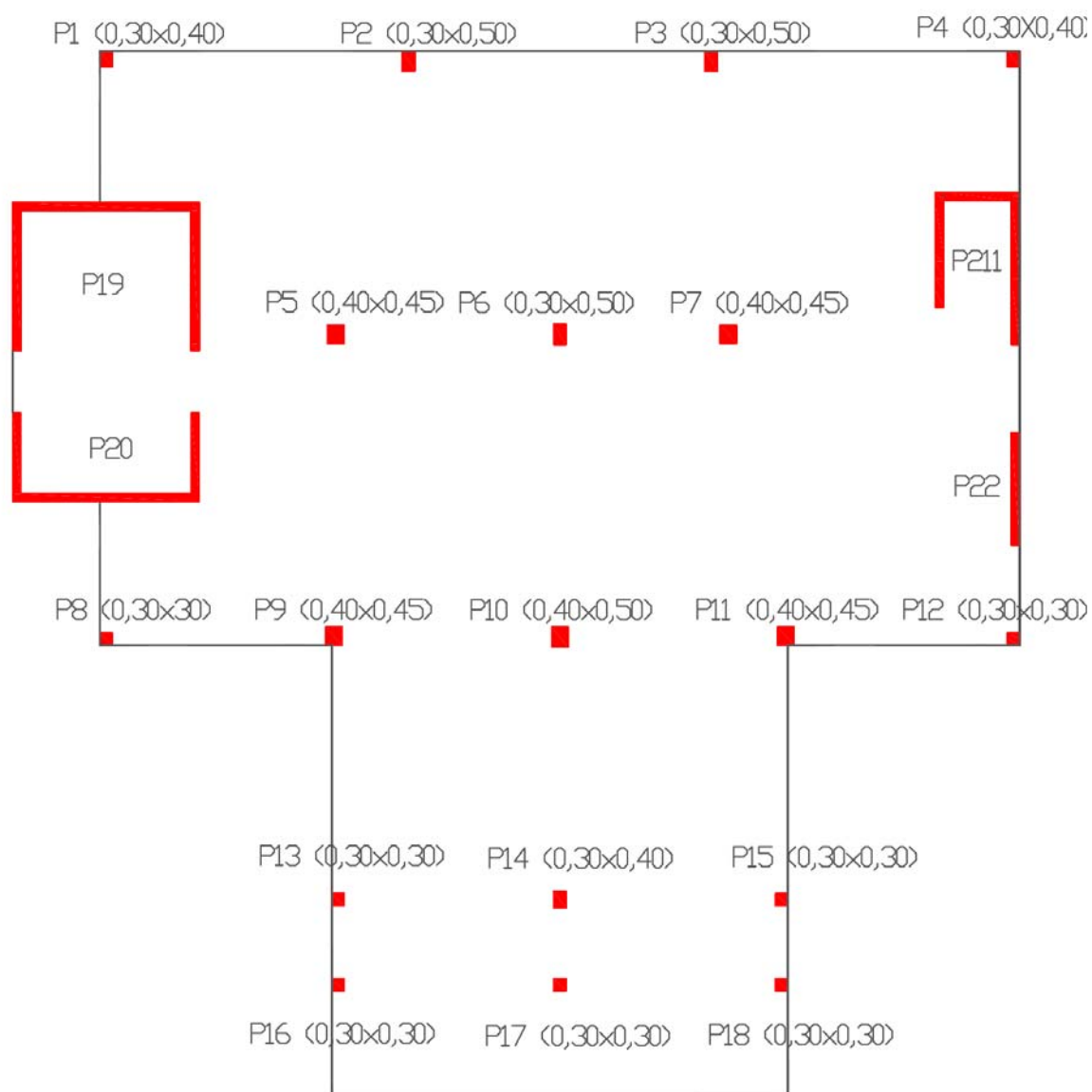


Fig 6.7. – Secções dos pilares.

Todas a secções representadas foram obtidas com a mesma base de cálculo dos pilares P5 e P18, acima exemplificado.

No anexo 2, apresenta-se as tabelas de cálculo das secções de todos os pilares, assim como as plantas de todos os pisos e respectivas áreas de influência consideradas.

7

DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos estruturais do edifício em estudo será feito com base no Eurocódigo 2 e com recurso ao programa de cálculo automático Robot Structural Analysis Professional 2010. Assim, para a obtenção dos esforços e deformações do edifício em estudo procedeu-se a uma análise estática tridimensional com o recurso ao programa atrás mencionado, modelando-se para esse efeito a estrutura com os elementos estruturais resultantes do pré-dimensionamento atrás efectuado.

Dada a natureza do presente trabalho, apenas se irá dimensionar a laje do piso em estudo, visto ser este o elemento estrutural que irá interessar na análise de deformações, que serão objecto de estudo no próximo capítulo.

7.1 MODELO DE CÁLCULO

O modelo estrutural adoptado resulta do pré-dimensionamento efectuado anteriormente, como já referido. Este procura retratar o mais aproximadamente possível a estrutura real, neste caso do piso tipo em análise. Assim, do pré-dimensionamento resultou um piso tipo com uma laje fungiforme maciça de 0,28m e pilares com secções que variam entre $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$ e $0,4 \times 0,5 \text{ m}^2$.

Desta forma, concluído o pré-dimensionamento definiu-se o modelo estrutural a introduzir no programa de cálculo (Robot Structural Analysis Professional 2010), respeitando todas as secções anteriormente obtidas.

7.1.1 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A modelação dos pilares, foi realizada com o recurso a elementos de barra simples (RC colum), consiste num elemento finito de dois nós, aos quais se atribui as características geométricas das secções obtidas no pré-dimensionamento e as características mecânicas do material utilizado.

Tendo em consideração que estes possuem uma inércia considerável, na ligação entre os pilares e as lajes admitiu-se uma ligação de continuidade. Estes foram introduzidos com uma altura 2,90m acima e abaixo do piso.

No que diz respeito à modelação das paredes esta foi realizada com recurso a elementos finitos tipo shell, de quatro nós, aos quais também se atribui as características geométricas da secção obtida no pré-dimensionamento e as características mecânicas do material utilizado.

A modelação das lajes foi realizada com recurso a elementos tipo shell homogéneos, aos quais se atribuíram as características geométricas determinadas no pré-dimensionamento, assim como as características mecânicas do material utilizado.

Na figura seguinte encontra-se representado o modelo estrutural utilizado para o dimensionamento.

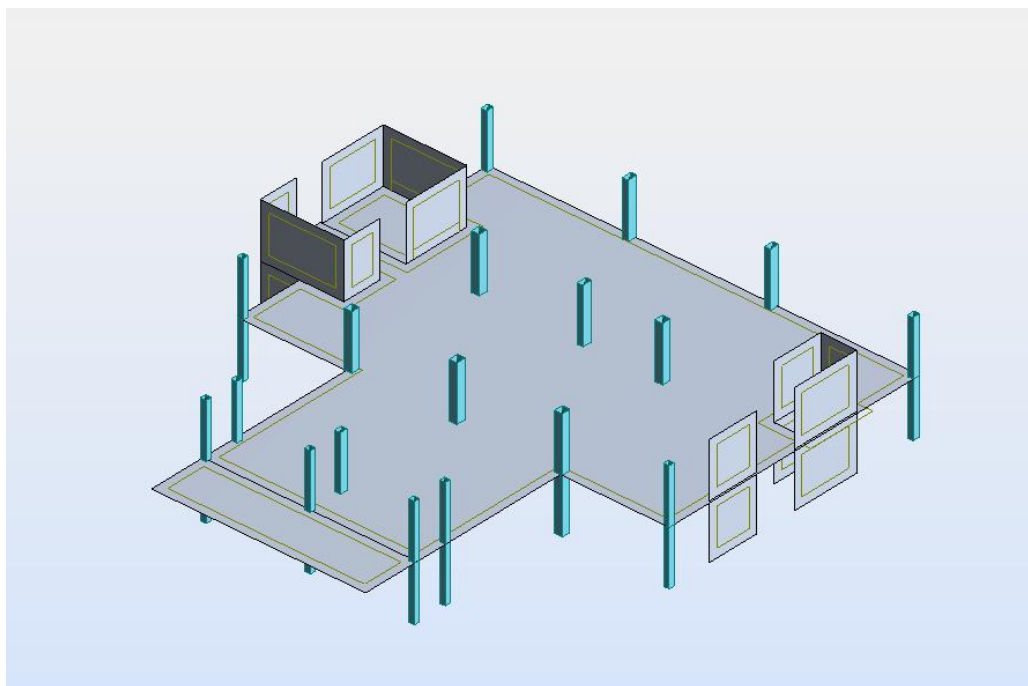


Fig 7.1. – Modelo estrutural.

Como já foi referido o programa de cálculo automático utilizado foi o Robot Structural Analysis Professional 2010, este programa tem como base o método de elementos finitos.

Este método consiste na divisão de um elemento contínuo em elementos mais pequenos, malha de elementos finitos, mantendo as mesmas propriedades do elemento estrutural original. Este método procura reflectir o mais possível o comportamento estrutural de um edifício real, e consequentemente obter resultados mais rigorosos e próximos da realidade.

Para o caso em estudo, para os elementos finitos foi definida uma malha quadrada de elementos finitos de 0,25m de lado (aproximadamente), a qual se encontra representada na figura 7.2.

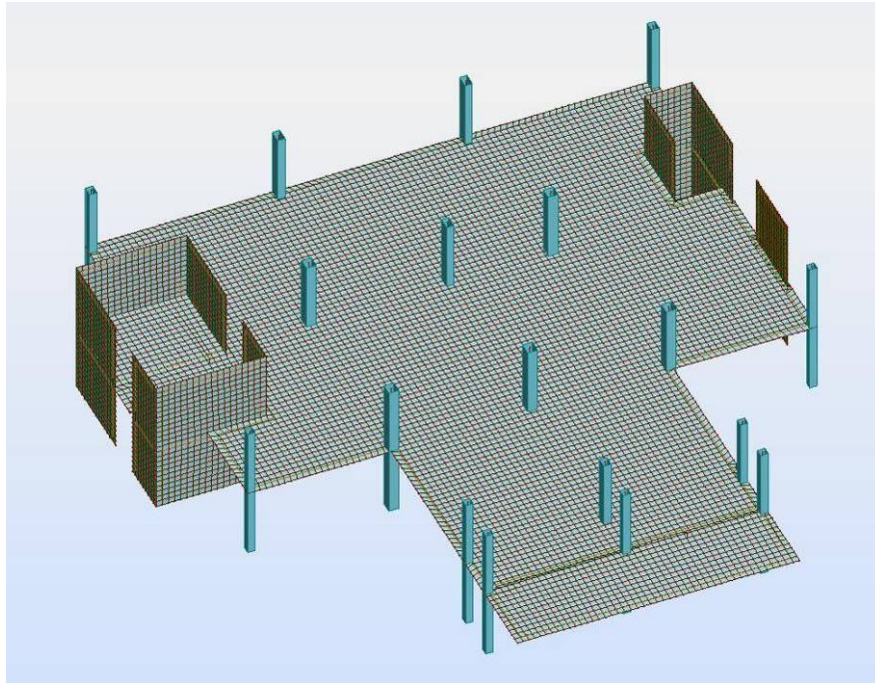


Fig 7.2. – Malha de elementos finitos.

No que diz respeito aos apoios e uma vez que o modelo de cálculo é feito a três dimensões (3D), cada nó do modelo estrutural possui 6 graus de liberdade (translação e rotação no sistema de eixos x , y e z), assim de forma a reproduzir as condições de ligação/apoio dos diferentes elementos estruturais, foram consideradas as seguintes condições de apoio:

- Pilares
 - Encastramento (extremidade inferior): restrição de 6 graus de liberdade do nó, os 3 deslocamentos lineares (U_x ; U_y e U_z) e as 3 rotações (R_x , R_y e R_z);
 - Encastramento deslizante (extremidade superior): restrição de 5 graus de liberdade do nó, os 2 deslocamentos lineares (U_x e U_y) e as 3 rotações (R_x , R_y e R_z), permitindo o deslocamento linear U_z ;
- Paredes resistentes
 - Rótula (extremidade inferior): restrição de 3 graus de liberdade do nó, os 3 deslocamentos lineares (U_x ; U_y e U_z), e permitindo as 3 rotações (R_x , R_y e R_z);
 - Duplo deslizante (extremidade superior) restrição de 2 graus de liberdade do nó, os deslocamentos lineares (U_x e U_z), permitindo o deslocamento linear U_y e as 3 rotações (R_x , R_y e R_z).

Na figura seguinte encontram-se representadas as condições de apoio consideradas.

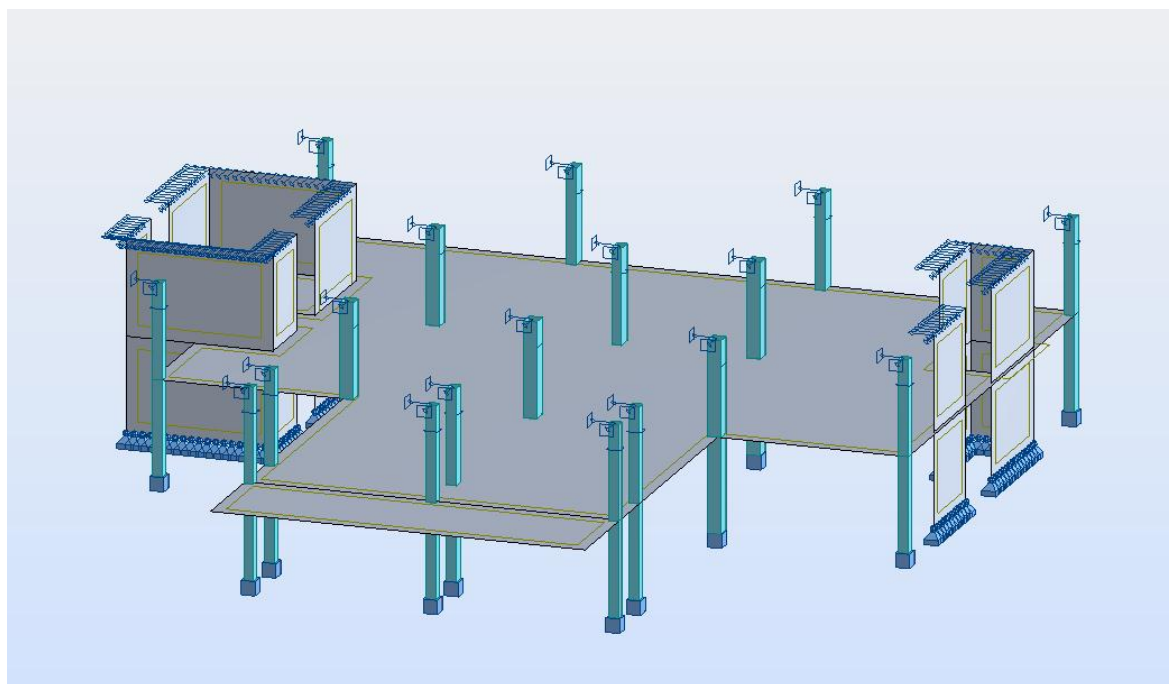


Fig 7.3. – Condições de apoio consideradas.

7.1.2 ACÇÕES

Definido o modelo estrutural, foram introduzidas as acções verticais actuantes, estas correspondem as acções relativas ao piso de habitação em análise, caracterizadas anteriormente no capítulo 4.

Assim para o dimensionamento foram consideradas as seguintes cargas:

- Peso próprio da parede de fachada – $2,5 \times 1 \times 4 = 10 \text{ kN} / \text{m}$
- Peso próprio dos revestimentos – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 1 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN} / \text{m}^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2 \text{ kN} / \text{m}^2$;

O peso próprio da laje é calculado automaticamente pelo programa.

Para o dimensionamento foi considerado a combinação de acções fundamentais relativa os Estados limites últimos, que se traduz em:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.1.)$$

Ou seja,

$$E_d = 1,35 \times PP + 1,35 \times RCD + 1,5 \times Sobrecarga \quad (7.2)$$

Em que:

PP é o peso próprio da laje;

RCP é a restante carga permanente (paredes exteriores, paredes divisórias e revestimentos);

Sobrecarga é a sobrecarga a considerar em função do tipo de utilização do espaço, neste caso habitação.

7.2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

7.2.1 RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS

O recobrimento das armaduras é distância entre a superfície da armadura que fica mais próxima da superfície de betão mais próxima e esta última [13].

Em lajes, por se tratar de elementos de pequena espessura, podem adoptar-se recobrimentos inferiores, em 5mm aos geralmente adoptados nas vigas, ou seja, 0,02m a 0,04m.

Deverá ter-se em atenção que o recobrimento adoptado não deverá ser inferior ao recobrimento nominal (C_{nom}) definido no Eurocódigo 2.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (7.3.)$$

Em que:

C_{min} – Recobrimento mínimo, calculado de acordo com as indicações do Eurocódigo 2;

ΔC_{dev} – Margem de cálculo para as tolerâncias de cálculo de execução.

No presente trabalho foi adoptado um recobrimento das armaduras de 0,04m.

7.2.2 DISTÂNCIA ENTRE ARMADURAS

7.2.2.1 Espaçamento máximo da armadura

A imposição do espaçamento máximo da armadura tem por objectivo o controlo da fendilhação e a garantia de uma resistência local mínima, nomeadamente se existirem cargas concentradas aplicadas.

O Eurocódigo 2 impõe que o espaçamento máximo dos varões não de ser superior a $S_{max,slabs}$, os valores recomendados são [13]:

- Armaduras principais – $3h \leq 400mm$;
- Armaduras de distribuição – $3,5h \leq 450mm$.

Em zonas com cargas concentradas ou zonas de momento máximo, os valores recomendados passam a ser:

- Armaduras principais – $2h \leq 250mm$;
- Armaduras de distribuição – $3h \leq 400mm$.

Em que, h representa a espessura total da laje.

7.2.2.2 Distância livre entre armaduras

A distância livre entre armaduras deve ser suficiente para permitir realizar a betonagem em boas condições, assegurando-lhes um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência. Esta não deverá ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$S_{\min} \leq \begin{cases} \bullet k_1 \cdot \phi_{\text{maior}} \\ \bullet d_g + k_2 \text{ mm} \\ \bullet 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Em que :

$$k_1 = 1 \text{ mm};$$

$$k_2 = 5 \text{ mm};$$

d_g – Dimensão máxima do agregado.

7.2.3 ARMADURA LONGITUDINAL – ÁREAS MÁXIMA E MÍNIMA DE ARMADURA

A quantidade máxima de armadura a adoptar, fora das secções de emenda é dada por:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad (7.4.)$$

Em que A_c corresponde a área da secção de betão.

No que diz respeito à área mínima de armadura a considerar o Eurocódigo 2 impõe o seguinte:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (7.5.)$$

Mas nunca inferior a:

$$A_{s,\min} \geq 0,0013 b_t d \quad (7.6.)$$

Em que,

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado;

b_t – Largura média da zona traccionada (no caso da lajes a análise é feita por metro);

d – Altura útil da secção

No entanto, para se efectuar o controlo de fendilhação, deverá ter-se em atenção a quantidade mínima de armadura imposta pelo Eurocódigo 2, dada pela expressão que se segue:

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.7.)$$

Em que,

σ_s – Valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda;

k_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário (para tracção simples assume o valor de 1,0);

k – Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção;

$f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas (pode ser considerado igual ao f_{ctm} , se se prever uma fendilhação antes do 28 dias);

A_{ct} – Área de betão traccionada.

Assim, irá adoptar-se, para a área mínima de armadura longitudinal, o maior dos três valores resultante das expressões acima indicadas.

Desta forma, considerando:

- $h = 0,28m$ e $d = 0,24m$;
- $A500$ e $f_{syd} = 434,78MPa$
- $C30/37$ e $f_{cd} = 20MPa$

Temos,

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{2,9}{500} \times 1 \times 0,24 \cong 3,62 cm^2 / m$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t = 0,0013 \times 1 \times 0,24 \cong 3,12 cm^2 / m$$

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \Leftrightarrow A_{s,min} = 1 \times 1 \times \left(1 \times \frac{0,28}{2} \right) \times \frac{2,9}{500} \cong 8,12 cm^2 / m$$

Ou seja, a armadura mínima a considerar será $A_{s,min} = 8,12 cm^2 / m$, para área mínima da armadura longitudinal, para a laje ao longo das duas direcções ortogonais. Esta área diz respeito ao somatório da área de armadura superior com a área de armadura inferior.

7.3 LAJE FUNGIFORME MACIÇA

A solução adoptada para a laje no presente trabalho, tal como já foi referido, é uma laje fungiforme maciça de espessura constante. O pré dimensionamento da mesma foi executado de acordo com o disposto no Eurocódigo 2, assim como o seu dimensionamento.

Durante todo o processo de dimensionamento irá verificar-se se são cumpridos todos os requisitos do Eurocódigo 2, nomeadamente os requisitos relativos a armaduras mínimas e máximas e momentos reduzidos. Caso em alguma faixa da laje, tais requisitos não sejam cumpridos, será necessário adoptar uma nova secção.

O dimensionamento das lajes foi efectuado obtendo os momentos flectores através do programa Robot Structural Analysis Professional 2010, como já referido. O dimensionamento efectuado com base nos valores obtidos deste programa, é um dimensionamento bastante preciso uma vez que se obtêm o valor dos esforços na estrutura em cada ponto.

Na análise das figuras que representam os momentos flectores obtidos através do programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, deve ter-se especial atenção que a convenção de sinais para estes é inversa à correctamente utilizada em engenharia civil.

Para o cálculo das armaduras nas lajes, em vez de se utilizar as tabelas “Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão”, foram adoptadas duas expressões que são aplicáveis sem margem de erro significativa para momentos reduzidos inferior a 0,3. As expressões referidas são as que se seguem:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (7.8.)$$

e

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (7.9.)$$

7.3.1 ARMADURA INFERIOR

No cálculo da armadura longitudinal positiva, consideram-se os seguintes critérios:

- Majoração dos momentos positivos em 15% para ter em consideração a possível alternância de sobrecargas que não foi contabilizada nas combinações de acções;
- Da análise dos diagramas dos momentos flectores conclui-se não ser rentável proceder à dispensa da armadura superior.

A figura que se segue representa o mapa do diagrama de momentos flectores da laje segundo a direcção “x”, para os estados limites últimos. Para representar a variação do valor dos momentos flectores ao longo da laje é utilizado uma alternância de cores. Assim quanto mais escuro for, maior é o momento.

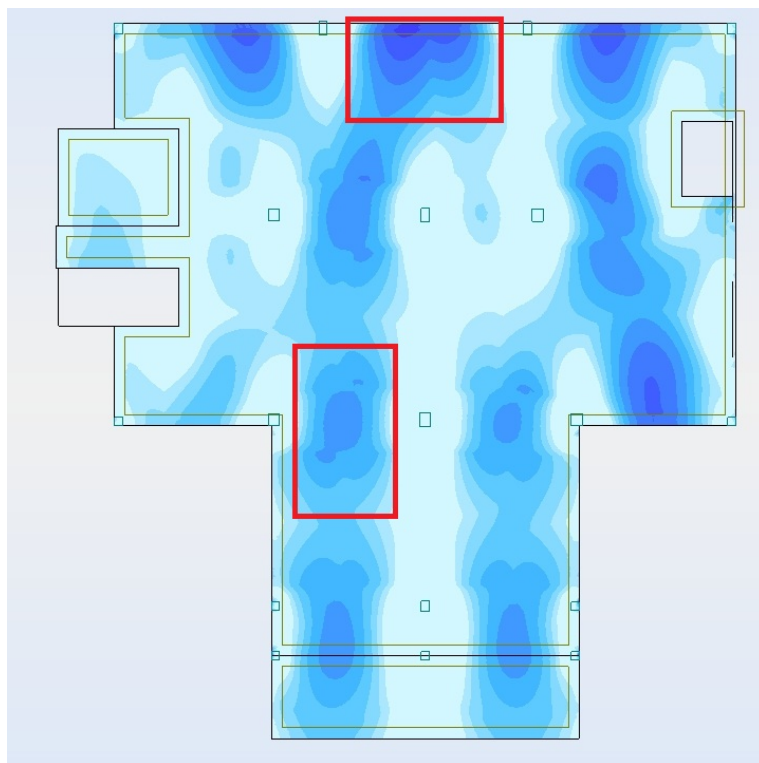


Fig 7.4. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x”.

Assim, da análise do mapa de momentos flectores, irá adoptar-se duas zonas distintas de armaduras, considerando a ordem de grandeza dos momentos aí obtidos. Desta forma, será calculada uma armadura para a “zona superior” considerando o momento obtido na extremidade na laje e outra armadura para a “zona inferior” considerando o momento flector obtido na zona intermédia da laje.

A figura que segue, mostra o valor dos momentos flectores obtidos na extremidade da laje, a considerar para a determinação da armadura longitudinal na “zona superior” da laje. O momento de 62,31KN:m é o momento máximo obtido na direcção “x”, para a armadura inferior.

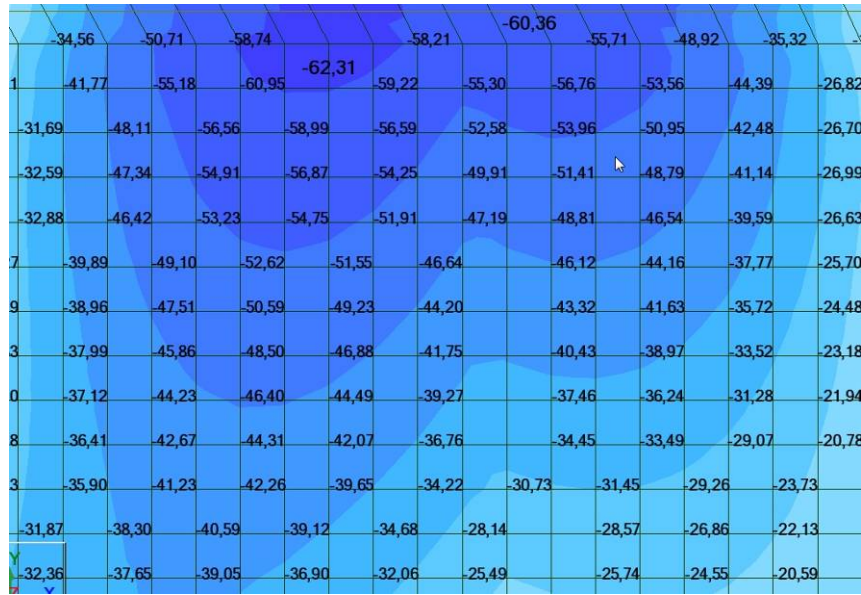


Fig 7.5. – Região mais gravosa da “zona superior” da laje do mapa dos momentos flectores.

Desta forma, considerando as expressões atrás enunciadas, para:

$$M_{sd,máx} = 62,31 \times 1,15 = 71,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{71,66}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0622$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0622 \times (1 + 0,0622) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 7,29 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{7,29} \Leftrightarrow s \leq 0,15 \text{ m}$$

Desta forma adopta-se uma armadura de:

$$\phi 12 // 0,15 \Rightarrow A_{s,eff} = 7,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura longitudinal a considerar na “zona inferior”, será calculada para o momento flector de 43,45 KN.m, que se encontra na zona intermédia da laje. A figura 7.6 mostra os valores dos momentos flectores obtidos considerados para o cálculo da armadura na “zona inferior”, segundo a direcção “x”.

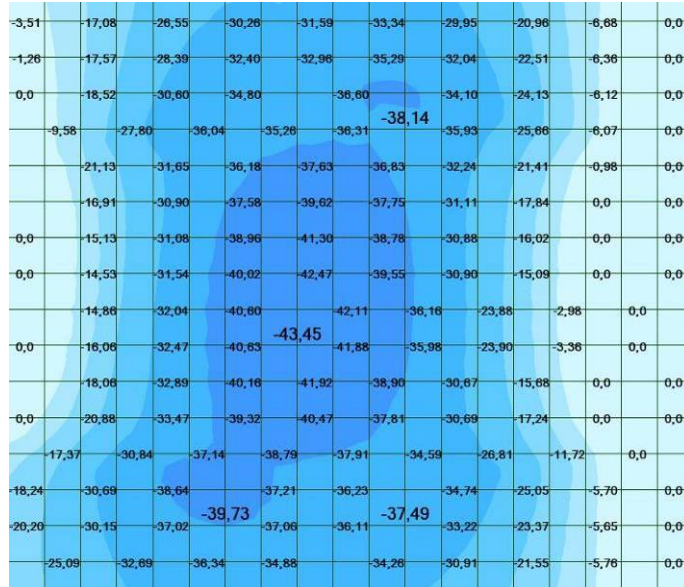


Fig 7.6. – Região mais gravosa da “zona inferior” da laje do mapa dos momentos flectores.

Desta forma, tem-se:

$$M_{sd} = 43,45 \times 1,15 = 49,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{49,97}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0434$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0434 \times (1 + 0,0434) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 10 \Rightarrow s \leq \frac{0,79}{5,00} \Leftrightarrow s \leq 0,16 \text{ m}$$

Desta forma adopta-se uma armadura de:

$$\phi 10 // 0,15 \Rightarrow A_{s,eff} = 5,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

No que diz respeito a armadura longitudinal positiva para direcção “y” para os estados limites últimos, obteve-se o seguinte mapa de momentos flectores:

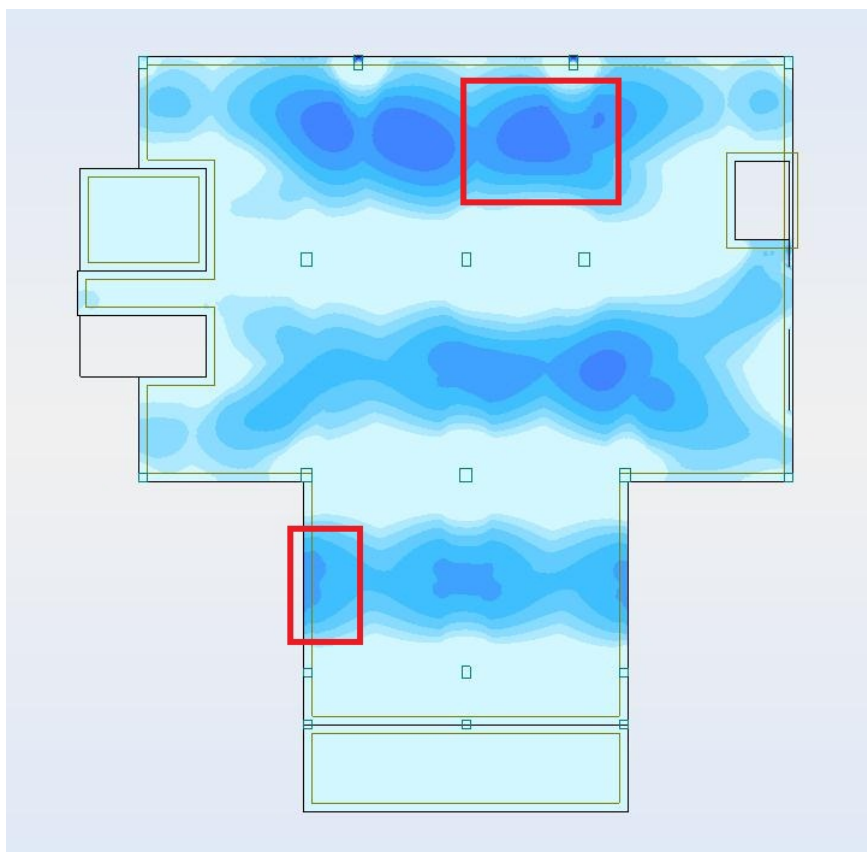


Fig 7.7. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y”.

Assim, da análise do mapa dos momentos flectores, irá adoptar-se tal como para direcção “x” duas zonas distintas de armaduras, considerando a grandeza de valores obtidos. Desta forma, será calculada uma armadura para a “zona superior” da laje e outra para “zona inferior” da laje, considerando os momentos flectores das regiões assinaladas na figura 7.7.

A figura que segue, mostra o valor dos momentos flectores obtidos, a considerar para a determinação da armadura longitudinal na “zona superior” da laje. O momento de 62,39KN:m é o momento máximo obtido na direcção “y”, para a armadura inferior.

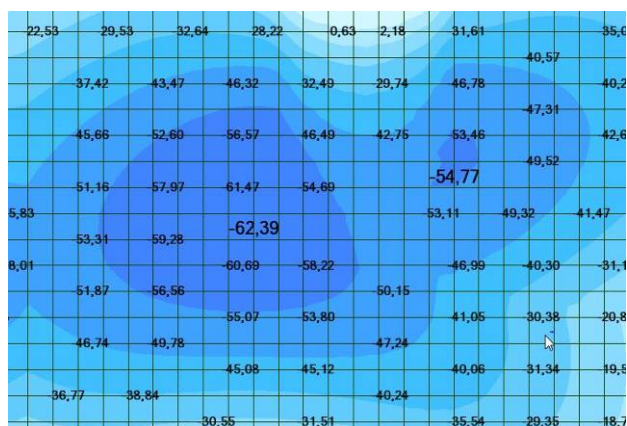


Fig 7.8. – Região mais gravosa da “zona superior” da laje do mapa dos momentos flectores.

Desta forma, tem-se:

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 62,39 \times 1,15 = 71,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{71,75}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0623$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0623 \times (1 + 0,0623) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 7,31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 12 \Rightarrow s \leq \frac{1,13}{7,31} \Leftrightarrow s \leq 0,15 \text{ m}$$

Desta forma adopta-se uma armadura de:

$$\phi 12 // 0,15 \Rightarrow A_{s,eff} = 7,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A armadura longitudinal a considerar na “zona inferior”, será calculada para o momento flector de 49,96 KN.m. A figura 7.9 apresenta os valores dos momentos flectores obtidos considerados para o cálculo da armadura na “zona inferior” e segundo a direcção “y”.

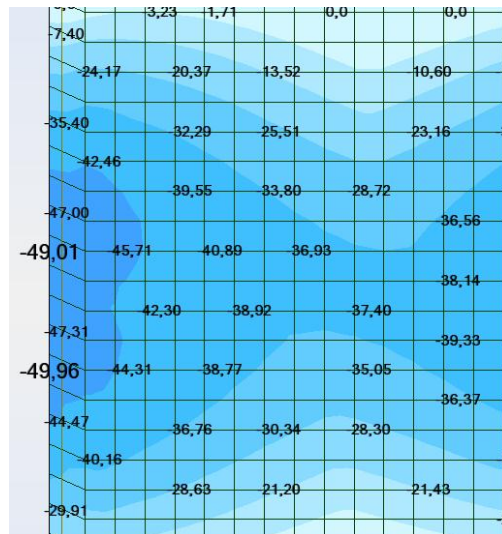


Fig 7.9. – Região mais gravosa da “zona inferior” da laje do mapa dos momentos flectores.

Desta forma, tem-se:

$$M_{sd} = 49,96 \times 1,15 = 57,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{57,45}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0499$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0499 \times (1 + 0,0499) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 5,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Logo,

$$\phi 10 \Rightarrow s \leq \frac{0,79}{5,78} \Leftrightarrow s \leq 0,14 \text{ m}$$

Desta forma adopta-se uma armadura de:

$$\phi 10 // 0,125 \Rightarrow A_{s, \text{eff}} = 6,31 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

A representação esquemática das armaduras longitudinais inferiores em planta encontra-se no anexo 3.

7.3.2 ARMADURA SUPERIOR

Para a armadura longitudinal negativa, consideraram-se os seguintes critérios:

- Atribuição da armadura mínima em toda a laje, nas duas direcções ortogonais, reforçando os apoios;
- Adoptar um afastamento da armadura longitudinal constante, de forma a facilitar a montagem da armadura em obra.

As figuras 7.9 e 7.10 apresentam o mapa dos momentos flectores obtidos no programa de cálculo automático Robot 2010, segundo as direcções “x” e “Y”, respectivamente.

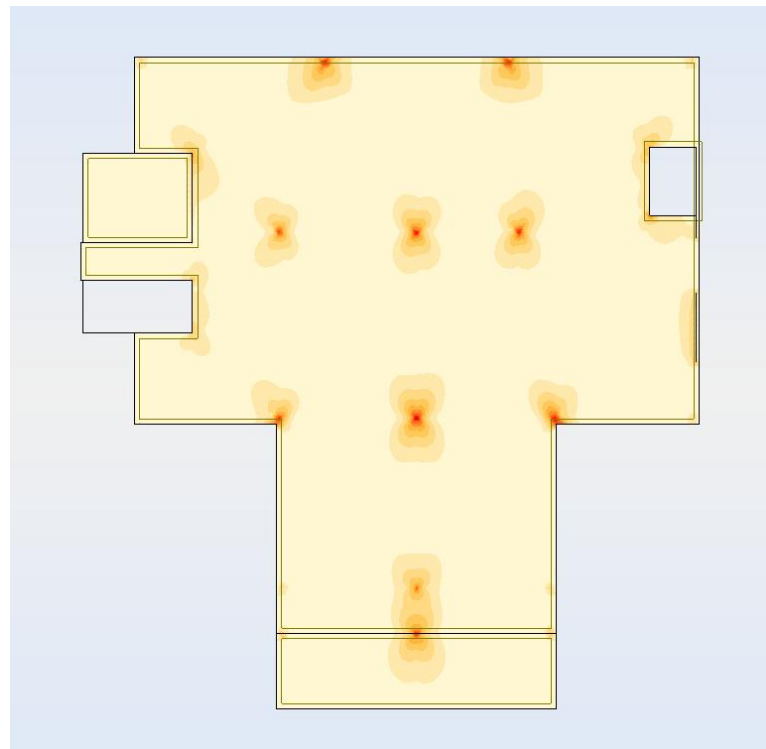


Fig 7.10. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x”.

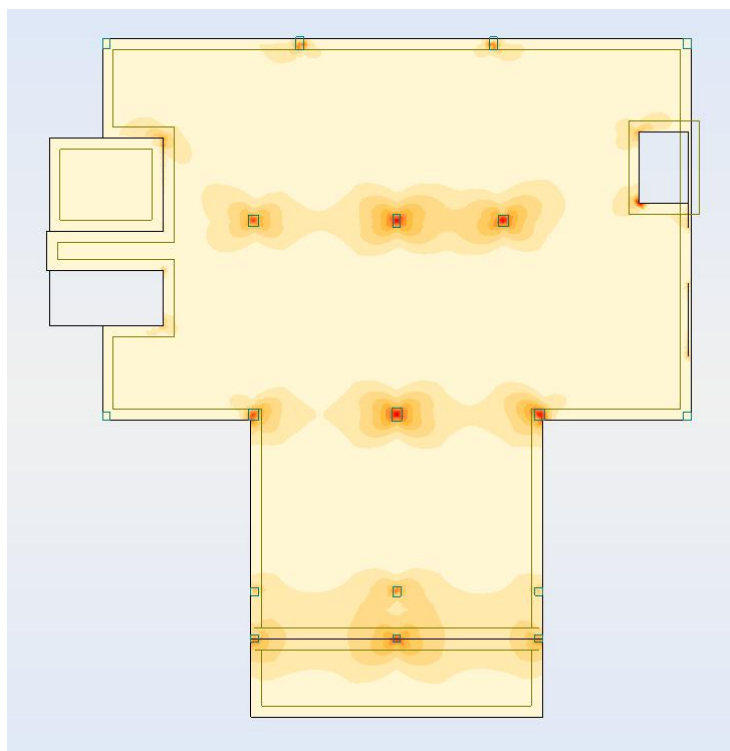


Fig 7.11. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y”.

No que diz respeito à armadura mínima a dispor em toda a laje na parte superior, será adopta à armadura anteriormente definida. Esta armadura resulta do imposto pelo Eurocódigo 2 para a armadura mínima de retracção (armadura mínima requerida para o do controlo de fendilhação).

Uma vez que a armadura mínima de retracção é determinada por secção do elemento estrutural e não por face, considera-se para a armadura mínima a colocar na face superior da laje fungiforme maciça, o seguinte:

$$A_{s,min} = 8.12cm^2 / m \div 2 \Rightarrow A_{s,min} = 4,06cm^2 / face$$

Pelo que se adopta uma armadura mínima de:

$$\phi 10 // 0,20 \Rightarrow A_{s,min,eff} = 3,93cm^2 / m$$

Esta armadura adicionada à armadura da face inferior, resultante do dimensionamento, será sempre superior ao mínimo determinado, para cada direcção ortogonal.

Do programa de cálculo automático, Robot 2010, obtêm-se valores de momentos flectores para face superior da laje exagerados, pelo que a consideração destes valores para o dimensionamento das armaduras levaria a uma armadura excessiva e desajustada face a real distribuição de momentos flectores para esta face da laje.

Assim, para dimensionar as armaduras superiores foi utilizada a funcionalidade existente no respectivo programa de cálculo automático, “panel cuts”. A armadura obtida será distribuída pela totalidade da extensão do cut (l_{cut}), que é determinada para cada pilar a cerca de 1/4 do vão para cada lado do eixo do respectivo pilar.

De forma a não tornar este subcapítulo demasiado extenso, apenas se irá demonstrar o método utilizado para a zona de alguns pilares sendo que para os restantes se aplica a mesma metodologia. No anexo 3 encontram-se os valores para cada uma das zonas dos restantes pilares e as respectivas figuras obtidas no Robot.

Assim para o pilar P10, segundo a direcção “x” tem-se o seguinte mapa de momentos flectores:

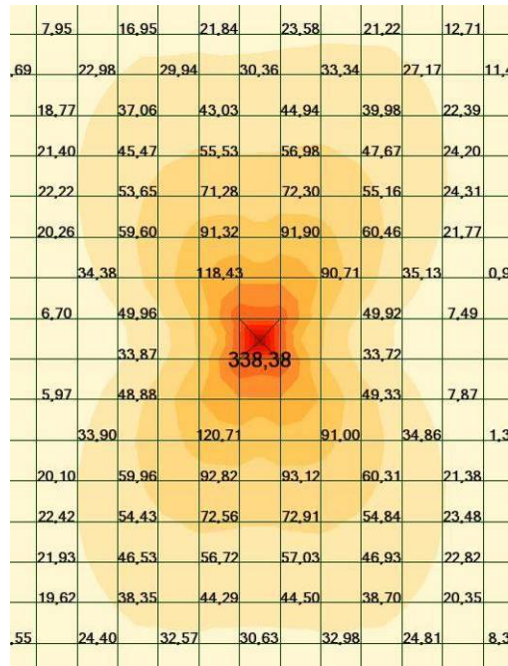


Fig 7.12. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “x” na zona do pilar P10.

Fazendo o respectivo corte de:

$$l_{cut} = \frac{7,55 + 6,60}{4} = 3,5m \Rightarrow 1,75m, \text{ para cada lado do eixo do pilar.}$$

Obtêm-se os valores indicados na figura 7.13, onde se pode verificar que o corte efectua através a mancha de momentos mais gravosos.

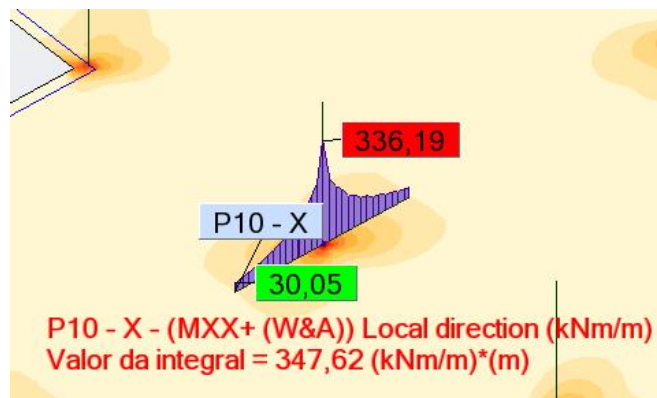


Fig7.13. – Corte segundo “x” com a directriz segundo “y”.

O “panel cut” é efectuado com a directriz que tem a direcção do vector momento, neste caso a direcção “y”, fornecendo o valor do integral do momento negativo a considerar no dimensionamento para a direcção “x”. Assim, tem-se:

$$l_{cut} = 3,5m \Rightarrow \int M_x^- = 347,62KN.m/m$$

$$M_x/m = \frac{347,62}{3,5} = 99,32KN.m$$

Utilizado as expressões (7.8.) e (7.9.), obtém-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{99,32}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0862$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0862 \times (1 + 0,0862) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 10,34cm^2/m$$

Considerando, $A_{s,min,eff} = 3,93cm^2/m \Rightarrow \phi 10 // 0,20$:

$$A_{s,necessária} = 10,34 - 3,93 = 6,41cm^2/m$$

Logo, a armadura a considerar para reforço na zona do pilar P10, será:

$$\phi 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{6,41} \Leftrightarrow s \leq 0,31m$$

Assim, e de forma a respeitar o espaçamento considerado para a armadura mínima adopta-se:

$$\phi 16 // 0,20 \Rightarrow A_{s,eff} = 10,05cm^2/m$$

Segundo a direcção “x” tem-se o seguinte mapa de momentos flectores:

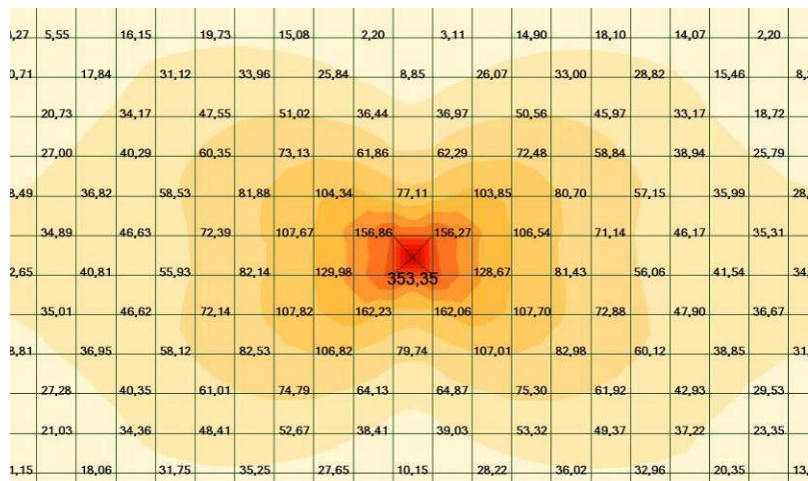


Fig 7.14. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção “y” na zona do pilar P10.

Fazendo o respectivo corte de:

$$l_{cut} = \frac{5,53 + 5,53}{4} = 2,77m \Rightarrow 1,38m, \text{ para cada lado do eixo do pilar.}$$

Obtêm-se os valores indicados na figura 7.14:

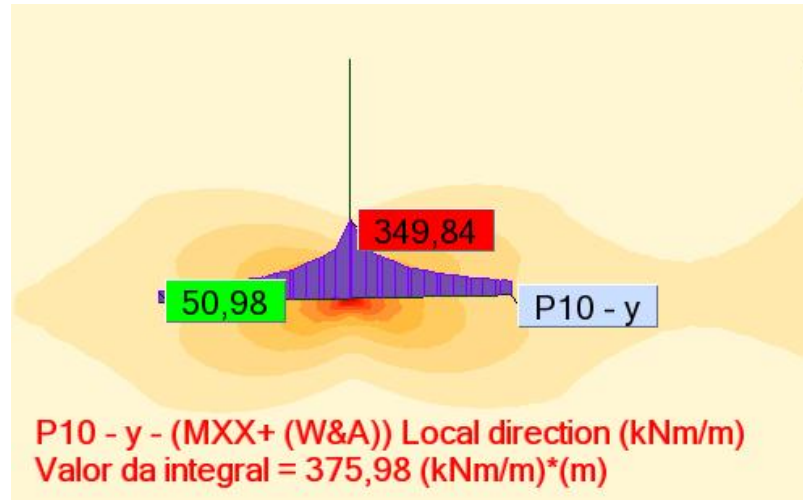


Fig 7.15. – Corte segundo “y” com a directriz segundo “x”.

Repetindo o procedimento efectuado para a direcção “x” temos:

$$l_{cut} = 2,77m \Rightarrow \int M_y^- = 375,98KN.m/m$$

$$M_y / m = \frac{375,98}{2,77} = 135,73KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{135,73}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1178$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,1178 \times (1 + 0,1178) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 13,16cm^2 / m$$

Considerando, $A_{s,min,eff} = 3,93cm^2 / m \Rightarrow \phi 10 // 0,20$:

$$A_{s,necessária} = 13,16 - 3,93 = 9,23cm^2 / m$$

Logo, a armadura a considerar para reforço na zona do pilar P10, será:

$$\phi 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{9,23} \Leftrightarrow s \leq 0,22m$$

Assim, e de forma a respeitar o espaçamento considerado para a armadura mínima adopta-se:

$$\phi 16 // 0,20 \Rightarrow A_{s,eff} = 10,05cm^2 / m$$

O exemplo que se segue, apenas é apresentado devido a sua particularidade, considerando-se importante proceder à sua explicação. Assim irá apresentar-se o dimensionamento para a zona dos pilares P14 e P17, para a direcção "x".

A figura que se segue apresenta a zona de momentos flectores dos pilares P14 e P17, para a direcção "x".

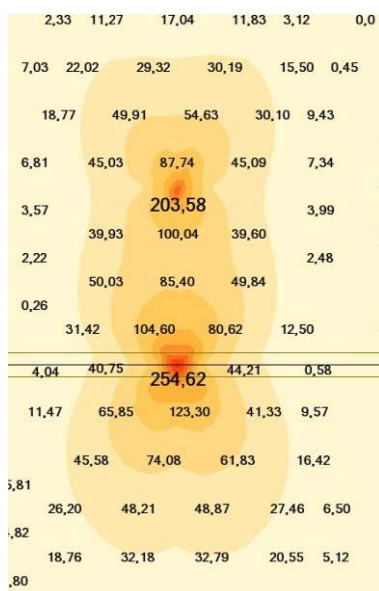


Fig 7.16. – Mapa dos momentos flectores segundo a direcção "x" na zona dos pilares P14 e P17.

Dada a proximidade dos pilares, de forma a se obter um integral dos momentos flectores de forma mais fidedigna foi adoptado um corte em que englobam os dois pilares, como demonstra a figura 7.17.

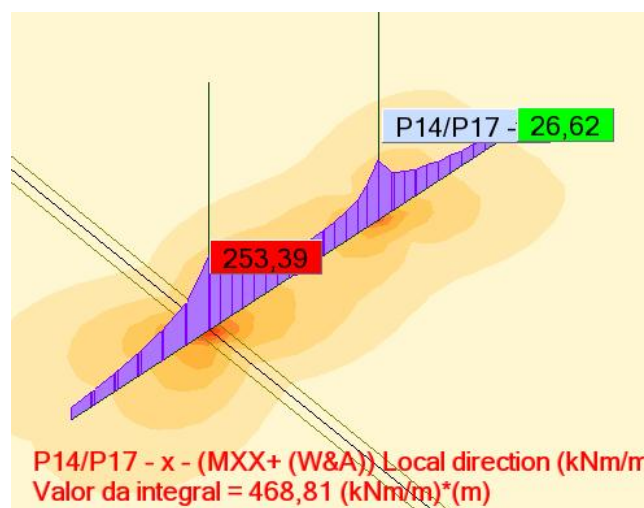


Fig 7.17. – Corte segundo "x" com a directriz segundo "y".

Assim, repetindo o mesmo procedimento, atrás descrito, temos:

$$l_{cut} = 4.38m \Rightarrow \int M_x^- = 468,81KN.m/m$$

$$M_x/m = \frac{468,81}{4,38} = 107,03KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{107,03}{1 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0929$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0929 \times (1 + 0,0929) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 11,21cm^2/m$$

Considerando, $A_{s,min,eff} = 3,93cm^2/m \Rightarrow \phi 10 // 0,20$:

$$A_{s,necessária} = 11,21 - 3,93 = 7,28cm^2/m$$

Logo, a armadura a considerar para reforço na zona do pilar P10, será:

$$\phi 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{7,28} \Leftrightarrow s \leq 0,27m$$

Assim, e de forma a respeitar o espaçamento considerado para a armadura mínima adopta-se:

$$\phi 12 // 0,20 \Rightarrow A_{s,eff} = 5,65cm^2/m$$

Para a direcção segundo “y” procedeu-se ao dimensionamento da armadura para zonas individuais para cada um dos pilares, sendo que o seu cálculo se encontra no anexo3. Encontra-se no mesmo anexo a representação esquemática das armaduras longitudinais superiores em planta.

7.3.2.1 Armadura da laje em consola

A armadura da laje em consola foi obtida procedendo-se à determinação do momento na zona de encastramento, devido às cargas verticais a que esta se encontra sujeita. Desta forma, foi considerado o esquema abaixo representado para a determinação do momento na zona de encastramento.

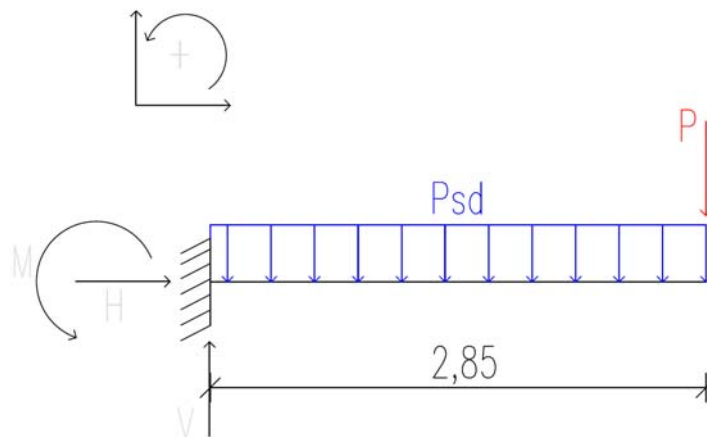


Fig 7.17. Cargas actuantes na laje em consola.

Considerando-se para o efeito, o que se segue:

- $l_{consola} = 2,85m$
- Peso próprio da laje – $h \times \gamma = 0,28 \times 25 = 7kN / m^2$;
- Peso próprio dos revestimentos – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da paredes divisórias – $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32kN / m^2$;
- Sobrecarga em habitação – $2kN / m^2$;
- Peso próprio da parede de fachada – $2,5 \times 4 = 10kN / m$.

Logo,

$$P_{sd} = 1,35 \times (7 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2 = 18,28kN / m$$

$$P = 1,35 \times 10 \times 1 = 13,50kN$$

Assim, obtém-se

$$\begin{cases} \sum Fx = 0 \\ \sum Fy = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H = 0kN \\ V = 18,28 \times 2,85 + 13,5 \\ M = 18,28 \times 2,85 \times 1,425 + 13,5 \times 2,85 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} H = 0kN \\ V = 65,39kN \\ M = 112,71kN.m \end{cases}$$

Considerando-se:

$$M_{sd} = 112,71 kN.m$$

Logo,

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{112,71}{1,0 \times 0,24^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0978$$

$$A_s = \mu \times (1 + \mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,0978 \times (1 + 0,0978) \times 1 \times 0,24 \times \frac{20 \times 10^3}{434,78 \times 10^3} = 11,63cm^2 / m$$

Considerando, $A_{s,min,eff} = 3,93cm^2 / m \Rightarrow \phi 10 // 0,20$ (existente na laje em consola):

$$A_{s,necessária} = 11,63 - 3,93 = 7,70cm^2 / m$$

Logo, a armadura a considerar para reforço na laje em consola, será:

$$\phi 16 \Rightarrow s \leq \frac{2,01}{7,70} \Leftrightarrow s \leq 0,26m$$

Assim, e de forma a respeitar o espaçamento considerado para a armadura mínima adopta-se:

$$\phi 16 // 0,20 \Rightarrow A_{s,eff} = 10,05cm^2 / m$$

A representação esquemática desta armadura encontra-se no anexo 3, na planta representação das armaduras longitudinais superiores.

7.3.3 ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

A verificação da resistência ao punçoamento, de acordo com o Eurocódigo 2, baseia-se em verificações efectuadas na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo (u_1). Para tal, deverá ter-se em atenção os seguintes valores de cálculo de tensão de punçoamento, ao longo das secções de controlo [13]:

- $V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- $V_{Rd,cs}$ – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- $V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Verificações a considerar:

No perímetro do pilar ou no perímetro da área carregada, não deve ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento:

$$V_{Ed} < V_{Rd,máx} \quad (7.10.)$$

Não é necessária armadura de punçoamento quando:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (7.11.)$$

Assim, para efectuar as verificações acima referidas, foram utilizadas as seguintes expressões:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{ed}}{u_i d} \quad (7.12.)$$

Em que:

V_{ed} – Valor de cálculo do esforço transversal actuante;

u_i – Perímetro do perímetro de controlo de controlo considerado;

d – altura útil da laje

β – Coeficiente que tem em consideração a localização do pilar:

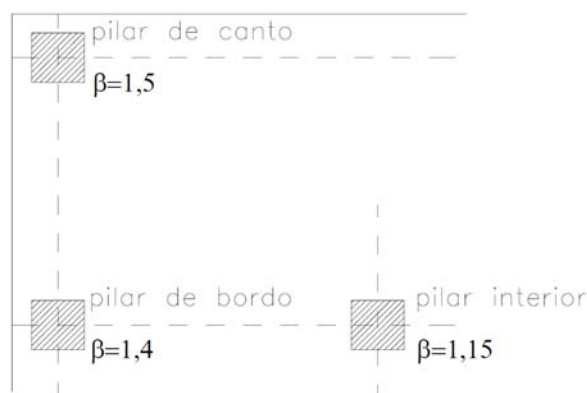


Fig 7.18. – Valores recomendados para β , em função da sua localização

$$V_{Rd,máx} = 0,5\nu f_{cd} \quad (7.13.)$$

Em que:

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

ν – é dado pela expressão:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (7.14.)$$

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + K_1 \sigma_{cp} \geq (\nu_{\min} + K_1 \sigma_{cp}) \quad (7.15.)$$

Em que:

$C_{Rd,c}$ – é dado pela expressão:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (7.16.)$$

k – é dado pela expressão:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ d em mm} \quad (7.17.)$$

ρ_l – é dado pela expressão:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}} \quad (7.18.)$$

$\nu_{\min}$ – é dado pela expressão:

$$\nu_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (7.19.)$$

Se, V_{Ed} obtido pela expressão (6.12.) for maior que $V_{Rd,c}$ será necessário proceder ao cálculo da armadura de punçoamento. Esta obtém-se a partir da seguinte expressão:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{S_R} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \quad (7.20.)$$

Ou seja,

$$A_{s,p} = \frac{V_{Rd,cs} - 0,75 V_{Rd,c}}{f_{ywd,ef} \sin \alpha} u_1 d \quad (7.21.)$$

Em que:

$f_{ywd,ef}$ – é dado pela expressão:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} [MPa] \quad (7.22.)$$

Desta forma, considerando o atrás descrito, foi efectuada a verificação à resistência ao punçoamento para cada pilar do piso tipo. Os valores obtidos encontram-se na tabela abaixo apresentada e são compatíveis com a cargas e espessura da laje.

Quadro 7.1 – Armadura de punçoamento.

Pilar	Secção (m ²)	V _{ed} (KN)	d (m)	u _i (m)	β	V _{ED} (KN)	V _{Rd,c} (KN)	V _{Rd,c,Max} (KN)	A _s (cm ²)
P1	0,30x0,40	102,59	0,24	4,42	1,5	145,07	389,40	5280	-
P2	0,30x0,50	414,46	0,24	4,62	1,4	523,31	540,03	5280	-
P3	0,30x0,50	404,33	0,24	4,62	1,4	510,52	540,03	5280	-
P4	0,30x0,40	93,63	0,24	4,42	1,5	132,40	389,40	5280	-
P5	0,40x0,45	600,15	0,24	4,72	1,15	609,26	540,03	5280	7,46
P6	0,30x0,50	734,94	0,24	4,62	1,15	762,25	558,14	5280	12,29
P7	0,40x0,45	700,61	0,24	4,72	1,15	711,25	558,14	5280	10,69
P8	0,30x0,30	68,01	0,24	4,22	1,5	100,73	389,40	5280	-
P9	0,40x0,45	501,04	0,24	4,72	1,4	619,22	540,03	5280	7,83
P10	0,40x0,50	831,13	0,24	4,82	1,15	826,24	594,43	5280	14,20
P11	0,40x0,45	573,91	0,24	4,72	1,4	709,28	540,03	5280	11,12
P12	0,30x0,30	50,45	0,24	4,22	1,5	74,72	389,40	5280	-
P13	0,30x0,30	143,14	0,24	4,22	1,4	197,86	481,11	5280	-
P14	0,30x0,40	408,04	0,24	4,22	1,15	463,32	594,43	5280	-
P15	0,30x0,30	140,82	0,24	4,22	1,4	194,66	481,11	5280	-
P16	0,30x0,30	226,04	0,24	4,22	1,4	312,46	481,11	5280	-
P17	0,30x0,30	581,08	0,24	4,22	1,15	659,80	594,43	5280	6,99
P18	0,30x0,30	221,87	0,24	4,22	1,4	306,69	481,11	5280	-

8

DEFORMAÇÃO

O presente trabalho tem como objecto de estudo a análise de uma situação muito específica, ou seja a deformabilidade de alvenarias de fachada no bordo de zonas em consola de lajes maciças fungiformes, sem vigas de bordo, como já referido. Desta forma será necessário proceder ao cálculo da deformação na laje em consola que serve de suporte às paredes de alvenaria de fachada.

Assim, proceder-se-á ao cálculo da deformação da laje em consola tendo por base o modelo estrutural definido no capítulo anterior (7.1), uma vez que as secções determinadas no pré-dimensionamento não sofreram qualquer alteração no dimensionamento da estrutura.

Uma vez que os cálculos necessários para a determinação das deformações em elementos de betão armado, tendo em consideração as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão são bastantes complexos e trabalhosos, será adoptado um método simplificado de cálculo para a previsão deformações a longo prazo, ou seja, o Método Bilinear (cálculo de flechas) que será explicado no decorrer do presente capítulo.

A deformação elástica será obtida através do programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, para o modelo de cálculo do piso em análise, anteriormente definido.

8.1 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

Segundo o Eurocódigo 2, devem ser estabelecidos valores limites apropriados para as deformações, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios, bem como a sua função. Estes não devem exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura.

O aspecto e condições de utilização da estrutura podem ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a acções quase-permanentes for superior a $vão/250$, sendo a flecha calculada em relação aos apoios. Poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações as deformações, mas qualquer contra-flecha não deverá ser superior a $vão/250$ [13].

As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas, no caso em que estas ocorram depois da construção o limite será $vão/500$ que é normalmente adequado para as acções quase-permanentes [13].

De acordo com o Eurocódigo 2, o estado limite de deformação pode ser verificado, das seguintes formas:

- Limitando a relação vão/ altura, ou;
- Comparando uma flecha calculada com um valor limite.

8.1.1 DISPENSA DO CÁLCULO DA FLECHA

Geralmente não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que aplicação de regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, são suficientes para evitar, em situações normais, problemas de flechas [13].

Segundo o Eurocódigo 2, se as vigas ou lajes de betão de edifícios forem dimensionadas de forma a satisfazerem os valores limites vão/altura, pode admitir-se que a respectiva flecha não irá exceder os limites anteriormente referidos. O valor limite da relação vão/altura é dado pelas seguintes expressões, já anteriormente (capítulo do pré-dimensionamento) explicadas [13]:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (8.1.)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (8.2.)$$

Desta forma, considerando a natureza a estrutura em análise, laje em consola, e os seguintes parâmetros:

- $K = 0,4$ (obtido da tabela 7.4N do Eurocódigo 2);
- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- $\rho_0 = \sqrt{30} \times 10^{-3} = 0,0055$;
- $\rho = \frac{A_s(\phi 16 // 0,20 + \phi 10 // 0,20)}{b \times d} = \frac{13,98}{100 \times 24} = 0,0058$;
- $\rho' = \frac{A_s(\phi 10 // 0,125)}{b \times d} = \frac{6,32}{100 \times 24} = 0,00225$;
- $l_{consola} = 2,70 \text{ m}$.

Obtém-se o seguinte valor limite vão/altura

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] = 0,4 \left[11 + 1,5 \times \sqrt{30} \times \frac{0,055}{0,0058 - 0,00225} + \frac{1}{12} \times \sqrt{30} \times \sqrt{\frac{0,00225}{0,0055}} \right]$$

$$\Leftrightarrow \frac{l}{d} \approx 9,6$$

Tendo em consideração os valores na realidade adoptados:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} = \frac{2,70}{0,28} \approx 9,6$$

Segundo o Eurocódigo 2, não será necessário proceder-se ao cálculo explícito da flecha, no entanto o mesmo será efectuado.

8.2 FLECHA ELÁSTICA

Para determinar a deformação elástica, foi utilizado o modelo estrutural e as cargas anteriormente definidas, sendo a flecha elástica (ou flecha base, a_c) obtida directamente do programa de cálculo automático do Robot 2010.

Como se trata da análise da deformação de um elemento estrutural (laje em consola) esta foi determinada tendo por base a combinação de acções quase-permanente relativa aos estados limites de utilização. Definida por:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.3.)$$

Considerando-se, $\psi_{2,i} = 0,3$

Assim, definida a combinação a utilizar, foi calculada a deformação do modelo estrutural, com o objectivo de determinar o ponto de flecha máxima para a laje em consola. Os resultados obtidos encontram-se representados nas figuras que se seguem.

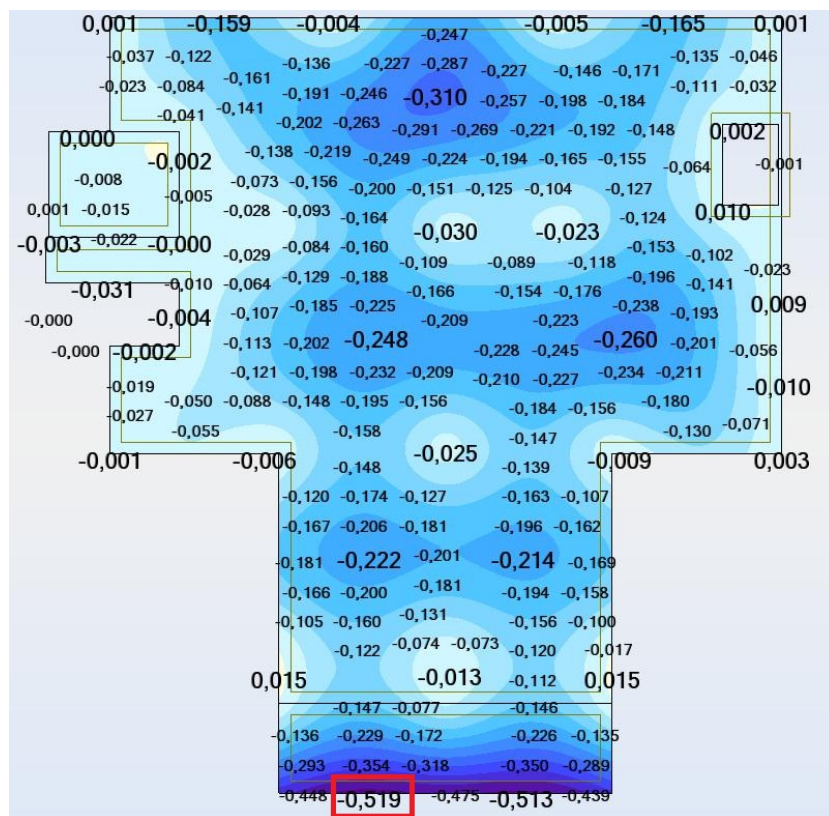


Fig 8.1. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações (em cm).

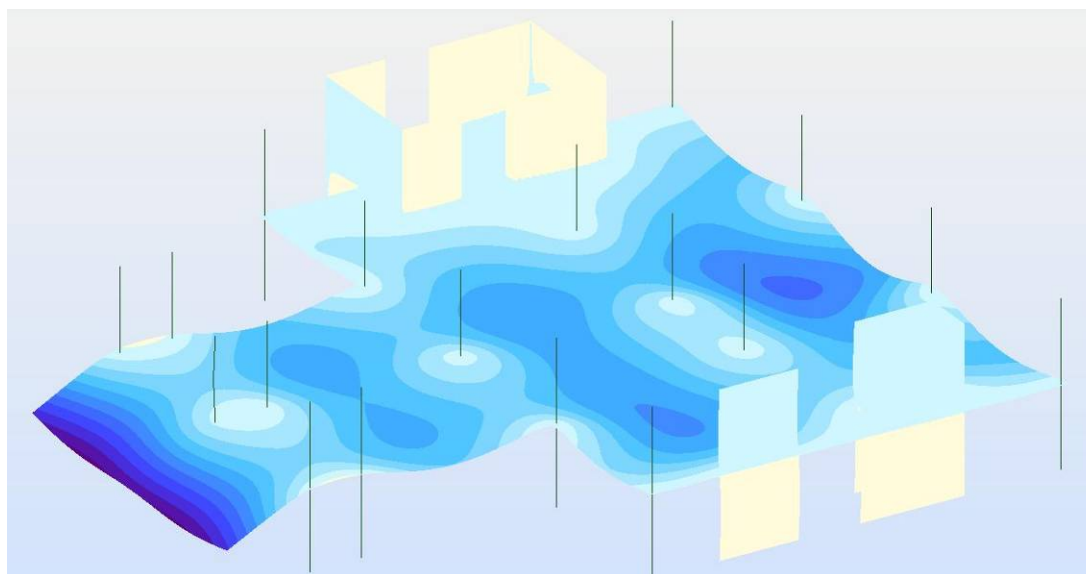


Fig 8.2. – Modelo estrutural do Robot com as deformações

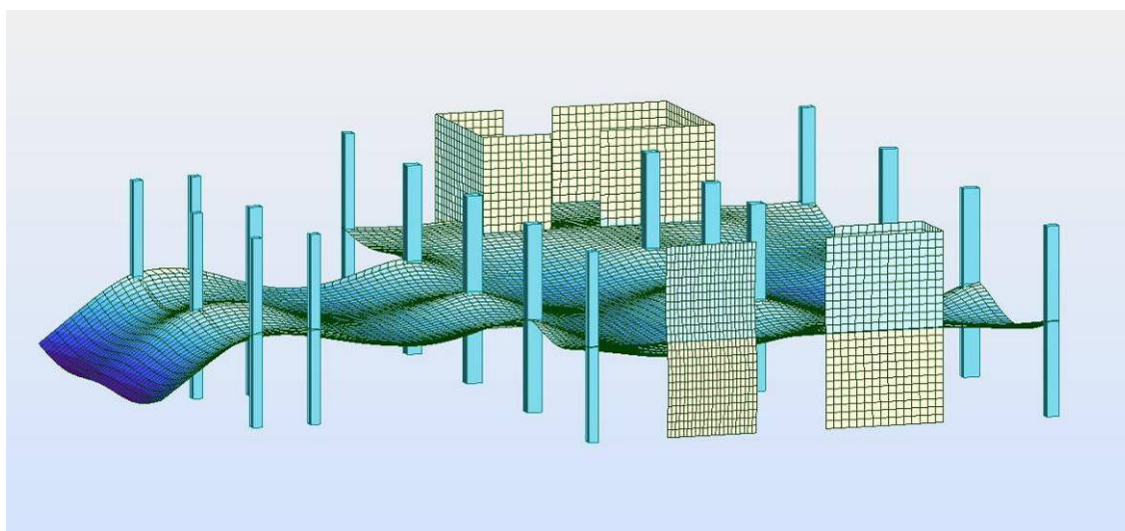


Fig 8.3. – Modelo estrutural do Robot com as deformações

Assim, como se pode verificar na figura 8.1, o valor de flecha elástica máxima obtida através do programa de cálculo automático Robot 2010 para a laje em consola é de 0,519cm (5,19mm), estando esta deformação localizada na extremidade da mesma. Este valor será o ponto de partida para se realizar o cálculo das flechas a longo prazo, utilizando para o efeito o Método Bilinear.

8.3 FLECHA A LONGO PRAZO

8.3.1 MÉTODO BILINEAR

O Método Bilinear é um método simplificado que está limitado ao cálculo de flechas de elementos de betão armado. Este baseia-se na constatação que, para o estado limite de utilização, a relação

momento-flecha pode ser relacionada por meio de uma lei bilinear que caracteriza de certa forma uma lei ponderada das relações momento-curva [14]. A figura abaixo apresentada traduz a relação bilinear momento-flecha.

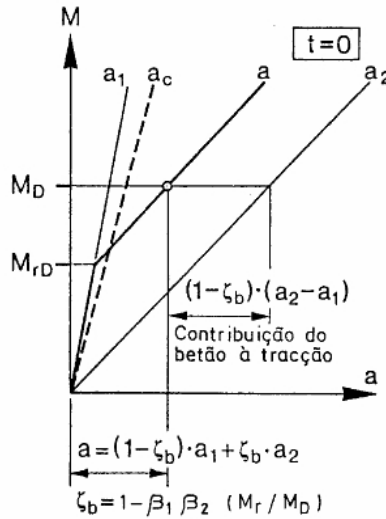


Fig 8.4. – Relação bilinear momento-flecha [15]

Assim, este método consiste em calcular, a partir da flecha base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez EI_c do betão – no presente trabalho, a flecha elástica foi obtida através do programa de cálculo automático Robot 2010), os valores extremos a_1 e a_2 da flecha nos estados I e II₀ (Fig.8.4.). O cálculo das flechas extremas a_1 e a_2 é efectuado considerando apenas a caracterização da secção determinante, o que leva a desprezar o efeito da variação da armadura e da solicitação ao longo do elemento estrutural [14].

A flecha provável encontra-se entre estes valores extremos e é determinada por interpolação, usando-se o coeficiente de repartição, ζ .

O coeficiente de repartição é dado pela seguinte expressão:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_r^2}{M^2} = 0 \text{ para } M < M_r \quad (8.4.)$$

No entanto são consideradas as seguintes simplificações [14]:

- O momento de fendilhação, M_r , é tido como constante ao longo do tempo e igual ao momento de fendilhação determinado na secção determinante:

$$M_r = M_{rD} \quad (8.5.)$$

- O momento flector M , variável, é considerado constante e igual a média geométrica dos momentos M_{rD} e M_D na secção determinante, onde M_D é o momento total devido às cargas nesta secção:

$$M = \sqrt{M_{rD} \cdot M_D} \quad (8.6.)$$

Desta forma, o coeficiente de repartição, ζ_b , considerado para o método bilinear será:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} = 0 \text{ para } M_D < M_{rD} \quad (8.7.)$$

Em que:

M_D – Momento flector total, sob combinação das acções consideradas para, na secção determinante;

M_{rD} – Momento de fendilhação na secção determinante;

β_1 – Coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões:

- $\beta_1 = 1$, para varões de alta aderência;
- $\beta_1 = 0,5$, para varões lisos.

β_2 – Coeficiente que considera a duração ou repetição de cargas:

- $\beta_2 = 1$, para uma única carga de curta duração;
- $\beta_2 = 0,5$, para cargas que actuam em permanência ou para vários ciclos de cargas repetidas.

As flechas extremas (a_1 e a_2) para os estados I e II₀ são determinadas a partir da flecha base a_c , como já referido, (considerando o betão no estado I e desprezando a armadura) multiplicando-as por coeficientes de correcção k , de forma ter em conta o que se segue, para os respectivos estados I e II₀ [14]:

- Efeito da armadura – coeficientes k_{s1} e k_{s2} ou k_A^I e k_A^{II} ;
- Efeito da fluência – coeficientes $k_{\psi1}$ e $k_{\psi2}$ ou k_{ψ}^I e k_{ψ}^{II} ;
- Efeito da retracção – coeficientes k_{cs1} e k_{cs2} ou k_s^I e k_s^{II} .

Assim, para se efectuar o cálculo da flecha provável é necessário proceder-se ao cálculo dos parâmetros que serão de seguida explicados.

8.3.1.1. Flecha a_c – valor de base

A flecha a_c , é a flecha de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e desprezando a armadura ($EI = E_c I_c$), ou seja, o valor de base a partir do qual são expressos os dois valores extremos a_I e a_{II_0} (a_1 e a_2) da flecha provável a .

No presente trabalho, como já foi referido, o valor da flecha base, a_c , foi obtido a partir do programa de cálculo de automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, encontrando-se definido no subcapítulo (8.1).

8.3.1.2. Flecha a_I – Estado I

O valor da flecha base (a_c) é calculado sem se considerar a influência da armadura (traccionada e comprimida) sobre as características geométricas da secção. No entanto, a influência da armadura não pode ser considerada desprezável a partir de um certo valor da percentagem de armadura ($\rho > 0,5\%$), e provoca um aumento da rigidez e um deslocamento do centro de gravidade.

Assim, considerando-se o efeito da armadura, obtém-se uma flecha $a_1 < a_2$. Este efeito é introduzido tendo-se em conta o coeficiente de correcção k_A^I , o valor da flecha base a_c .

Desta forma, tem-se,

Para $t = 0$:

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c \quad (8.8.)$$

Para $t = t$ e introduzindo-se o coeficiente de correcção k_ψ^I (efeito da fluência) e os coeficientes α_s e k_s^I (efeito da retracção):

$$a_I^t = a_I^{t=0} + a_{IG}^{t=0} \cdot k_\psi^I \cdot \psi + \alpha_s k_s^I \cdot |\varepsilon_{cs}| \cdot \frac{l^2}{d} \quad (8.9.)$$

Considerando-se apenas a parcela correspondente às cargas permanentes:

$$a_{IG}^t = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \cdot \psi) \times a_{cG} \quad (8.10.)$$

Em que,

a_I ($= a_1$) – Flecha no estado I;

a_{cG} – Flecha de base devido às cargas permanentes;

a_{IG} – Flecha a_I devido às cargas permanentes

k_A^I – Coeficiente de correcção tendo em consideração o efeito das armaduras,

k_ψ^I – Coeficiente correcção que tem em consideração o efeito da fluência;

k_s^I – Coeficiente de correcção que tem em consideração o efeito da retracção;

α_s – Coeficiente que depende do sistema estático e da distribuição longitudinal das armaduras, com valores aproximados de:

- $\alpha_s = \frac{1}{16}$, para viga duplamente encastrada;
- $\alpha_s = \frac{1}{8}$, para viga simplesmente apoiada;
- $\alpha_s = \frac{1}{2}$, para consolas.

ε_{cs} – Retracção específica;

ψ – Coeficiente de fluência [14].

Os coeficientes de correcção k_A^I , k_ψ^I e k_s^I são obtidos graficamente através de ábacos representados no decorrer do presente capítulo

8.3.1.3. Flecha a_{II_0} – Estado II_0

Esta flecha é obtida desprezando-se o betão traccionado entre fendas, obtendo-se uma flecha $a_{II_0} < a_c$, considerando-se esta como o extremo superior da flecha provável a .

Assim, considerando-se a flecha base a_c e o coeficiente de correcção k_A^{II} , (efeito da armadura) tem-se:

Para $t = 0$:

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c \text{ (secção rectangular)} \quad (8.11.)$$

Para $t = t$ e introduzindo-se o coeficiente de correcção k_ψ^{II} (efeito da fluência) e os coeficientes α_s e k_s^{II} (efeito da retracção):

$$a_{II_0}^t = a_{II_0}^{t=0} + a_{II_0G}^{t=0} \cdot k_\psi^{II} \psi + \alpha_s k_s^{II} \cdot |\epsilon_{cs}| \cdot \frac{l^2}{d} \quad (8.12.)$$

Considerando-se apenas a parcela correspondente as cargas permanentes:

$$a_{II_0G} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_{cG} \quad (8.13.)$$

Em que,

a_{II_0} - Flecha no estado II_0 ;

a_{II_0G} - Flecha a_{II_0} devida às cargas permanentes;

k_A^{II} - Coeficiente correcção tendo em consideração o efeito das armaduras;

k_ψ^{II} - Coeficiente correcção tendo em consideração o efeito da fluência;

k_s^{II} - Coeficiente de correcção tendo em consideração o efeito da retracção [14].

Os coeficientes de correcção k_A^{II} , k_ψ^{II} e k_s^{II} são obtidos graficamente através de ábacos representados no decorrer do presente capítulo.

8.3.1.4. Flecha provável – a

A relação que determina a flecha provável a , é a que seguinte

$$a = a_I \quad \text{se } M < M_r \quad (8.14.)$$

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M > M_r \quad (8.15.)$$

Sendo M e M_r definidos na secção determinante D (M_D , M_{rD}) e ζ e M_r definidos de acordo com a figura que se segue:

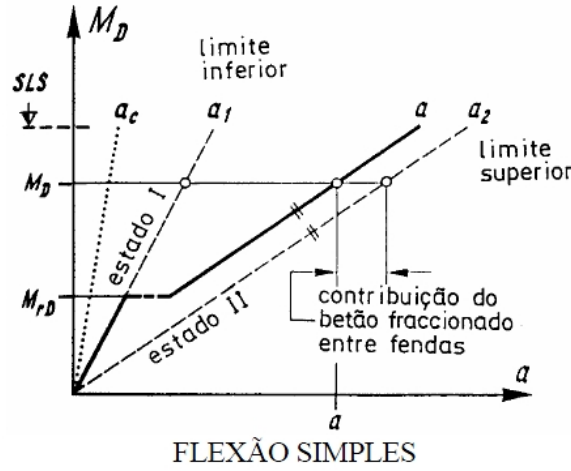


Fig 8.5. Definição dos valores ζ , M_r e M_o [14]

Considerando-se (atrás definido):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} = 0 \text{ para } M_D < M_{rD} \quad (8.16.)$$

8.3.2. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL a

8.3.2.1. Coeficiente de fluência

Para se obter os coeficientes k_A^I , k_{ψ}^I , k_A^{II} e k_{ψ}^{II} é necessário proceder-se ao cálculo do coeficiente de fluência. Este será obtido de acordo com o disposto no Eurocódigo 2

Assim, de acordo com o Eurocódigo 2 o cálculo do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ pode ser obtido a partir da seguinte expressão:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (8.17.)$$

Em que:

φ_0 – Coeficiente de fluência e pode ser determinado a partir da expressão que segue:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (8.18.)$$

Onde,

φ_{RH} – Factor que tem em consideração a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência convencional:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (8.19.)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,13\sqrt{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35MPa \quad (8.20.)$$

RH – Humidade relativa do meio ambiente em %;

h_0 – Espessura equivalente do elemento, em mm:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (8.21.)$$

A_c – Área da secção transversal;

u – Parte do perímetro do elemento em contacto com o meio ambiente.

$\beta(f_{cm})$ – Factor que tem em consideração a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (8.22.)$$

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade.

$\beta(t_0)$ – Factor que tem em consideração a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (8.23.)$$

$\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (8.23.)$$

Onde ,

t – Idade do betão, em dias, na data considerada;

t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento

$t - t_0$ – Duração não corrigida do carregamento em dias

β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa (RH) e da espessura equivalente do elementos (h_0):

$$\beta_H = 1,5 \left(1 + (0,012RH)^{18} \right) h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35MPa \quad (8.24.)$$

$$\beta_H = 1,5 \left(1 + (0,012RH)^{18} \right) h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} > 35MPa \quad (8.25.)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (8.26.)$$

Assim, tendo em consideração as expressões acima apresentadas, passar-se-á ao cálculo do coeficiente de fluência, para o caso em estudo no presente trabalho.

Tendo em consideração os seguintes parâmetros:

- Betão C30/37 – de acordo com o quadro 3.1 do Eurocódigo 2 $f_{cm} = 38MPa$;
- $h(laje) = 0,28m$;
- $RH = 80\%$;
- $t = 18250dias$ (50 anos, tempo de vida útil considerado);
- $t_0 = 28dias$.

Tem-se:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35MPa$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} \approx 0,94406$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} \approx 0,98369$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times (1,0 \times 0,28)}{(1 + 1 + 0,28)} \approx 0,246m$$

Logo,

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - 0,8}{0,1\sqrt[3]{0,246}} \times 0,94406 \right] \times 0,98369 \approx 2,1474$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} \approx 2,7253$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,20})} \approx 0,4884$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2,1477 \times 2,7253 \times 0,4884 \approx 2,8537$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 \left(1 + (0,012RH)^{18} \right) h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ para } f_{cm} > 35MPa$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} \cong 0,95971$$

$$\beta_H = 1,5 \left(1 + (0,012RH)^{18} \right) h_0 + 250\alpha_3 = 1,5 \left(1 + (0,012 \times 80)^{18} \right) 0,246 + 2500,95971 \approx 785,90$$

$$\leq 1500 \times 0,95971 \approx 1439,57$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} = \left[\frac{(18250 - 28)}{(785,9 + 18250 - 28)} \right]^{0,3} \approx 0,9865$$

Logo, o do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ será:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,8537 \times 0,9865 \approx 2,82$$

8.3.2.2. Coeficientes de correcção $k_A^I, k_\psi^I, k_A^{II}$ e k_ψ^{II}

Estes coeficientes são determinados através da análise ábacos, que serão apresentados de seguida, para se efectuar esta análise é necessário definir alguns parâmetros:

- $\frac{d}{h} \begin{cases} d = 0,24 \\ h = 0,28 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{h} = 0,857 \approx 0,90$
- $\frac{d'}{h} \begin{cases} d' = 0,04 \\ h = 0,28 \end{cases} \Rightarrow \frac{d'}{h} = 0,142 \Rightarrow 0 \leq \frac{d'}{h} \leq 0,20$
- $\chi \cdot \varphi \begin{cases} \chi = 0,8 \\ \varphi = 2,8 \end{cases} \Rightarrow \chi \cdot \varphi = 2,31$
- $\alpha \cdot \rho \begin{cases} \alpha = \frac{Es}{Ec} = \frac{200}{33} = 6,06 \\ \rho = \frac{A_s (\phi 16 // 0,20 + \phi 10 // 0,20)}{b \times d} = \frac{13,98 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00583 \end{cases} \Rightarrow \alpha \cdot \rho = 0,035$
- $\frac{\rho'}{\rho} \begin{cases} \rho' = \frac{A_s (\phi 10 // 0,125)}{b \times d} = \frac{6,32 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00263 \\ \rho = \frac{A_s (\phi 16 // 0,20 + \phi 10 // 0,20)}{b \times d} = \frac{13,98 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,24} = 0,00583 \end{cases} \rightarrow \frac{\rho'}{\rho} = 0,45$

Em que:

d – Altura útil da secção;

d' – Distância da armadura de compressão à face;

ρ – Percentagem de armadura de tracção;

ρ' – Percentagem de armadura de compressão;

α – Coeficiente de homogeneização;

E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

E_c – Módulo de elasticidade do betão;

χ – Coeficiente de envelhecimento

φ – Coeficiente de fluência.

Os coeficientes de correcção k_A^I e k_A^{II} serão obtidos em função da relação d/h , d'/h , ρ'/ρ e $\alpha \cdot \rho$ e através dos ábacos apresentados nas figuras 8.6 e 8.8, respectivamente.

No que diz respeito aos coeficientes de correcção k_ψ^I e k_ψ^{II} serão determinados em função das relações d/h , d'/h , ρ'/ρ , $\alpha \cdot \rho$ e $\chi \cdot \varphi$ e através dos ábacos apresentados nas figuras 8.7 e 8.9, respectivamente.

Assim, depois de calculados todos os parâmetros necessários, é possível proceder-se à determinação dos coeficientes de correcção acima indicados.

Desta forma, como demonstra na figura 8.6 $k_A^I = 0,92$

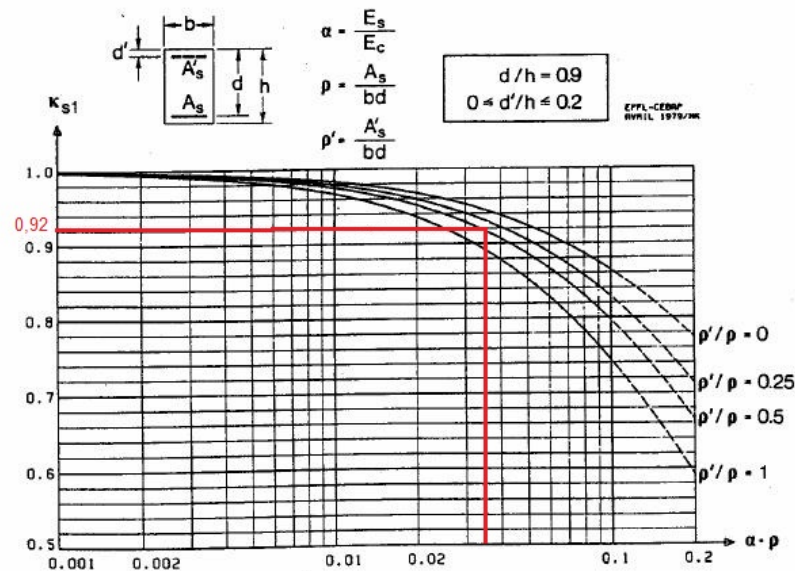
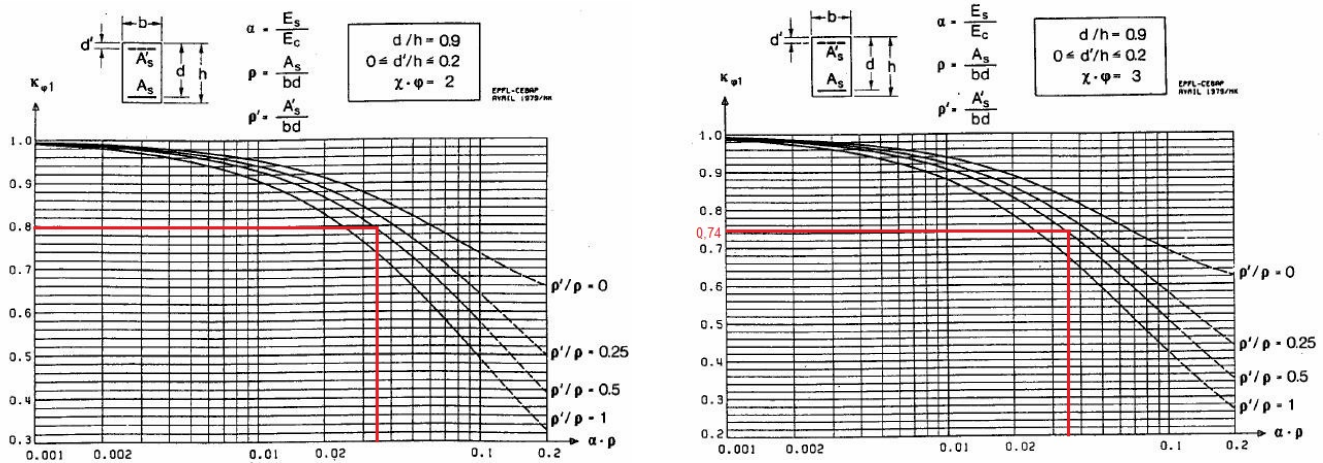


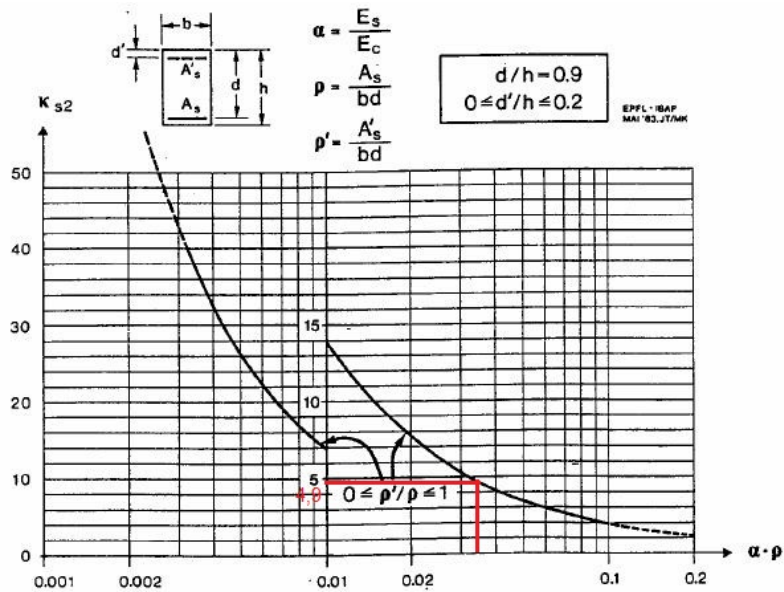
Fig.8.6 – Ábaco do coeficiente $k_{s1} \leftrightarrow k_A^I$

Uma vez que não existe ábaco para $\chi \cdot \varphi = 2,31$, o valor de k_ψ^I será obtidos através da interpolação dos ábacos que se seguem, para as relações de $\chi \cdot \varphi = 2$ e de $\chi \cdot \varphi = 3$.

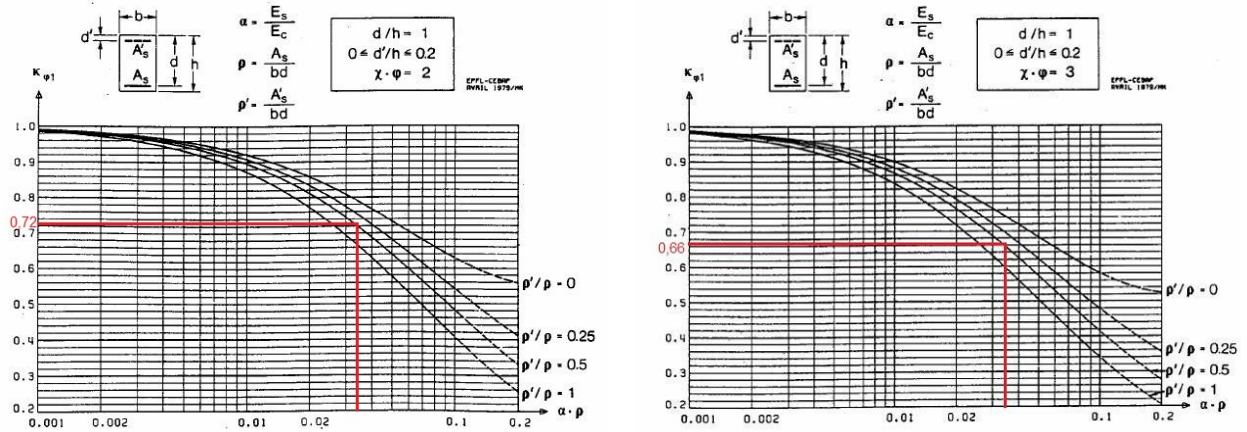


Interpolando os dois valores obtidos, obtém-se $k_{\psi}^I = 0,78$.

Para a determinação do coeficiente de correcção k_A^II , será utilizado o ábaco da figura 8.8, do qual se obtém $k_A^II = 4,9$.



Para a determinação do coeficiente de correcção k_{ψ}^II , serão considerados os ábacos da figura 8.9, uma vez que não existem ábacos para o valor de $\chi \cdot \phi = 2,31$ será novamente considerada a interpolação dos ábacos correspondentes as relações $\chi \cdot \phi = 2$ e $\chi \cdot \phi = 3$.


 Fig.8.9 – Ábaco do coeficiente $k_2 \leftrightarrow k_{II}$

Desta forma, interpolando os valores obtidos nos ábacos obtém-se $k_{II} = 0,70$.

8.3.2.3. Coeficiente de Repartição

Para determinar o coeficiente de repartição ζ é necessário calcular o momento de fendilhação na secção determinante M_{rD} , assim como o momento flector máximo M_D , resultante da combinação de acções quase-permanente para os estados limites utilização, considerada na secção determinante.

Assim, o momento de fendilhação na secção determinante é calculado através da seguinte expressão:

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} \quad (8.28.)$$

Em que:

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão tracção simples, que toma o valor de 2,9 MPa para o betão C30/37.

Desta forma, a partir da expressão (7.28.) obtém-se:

$$M_{rD} = \frac{1,0 \times 0,28^2}{6} \times 2,9 \times 10^3 = 37,89 kN \cdot m$$

O momento flector máximo M_D a considerar será obtido através do programa de cálculo automático, Robot 2010, para os estados limites de utilização em que será considerado o valor máximo do momento negativo existente nos diagramas de momentos, ao nível do encastramento da consola

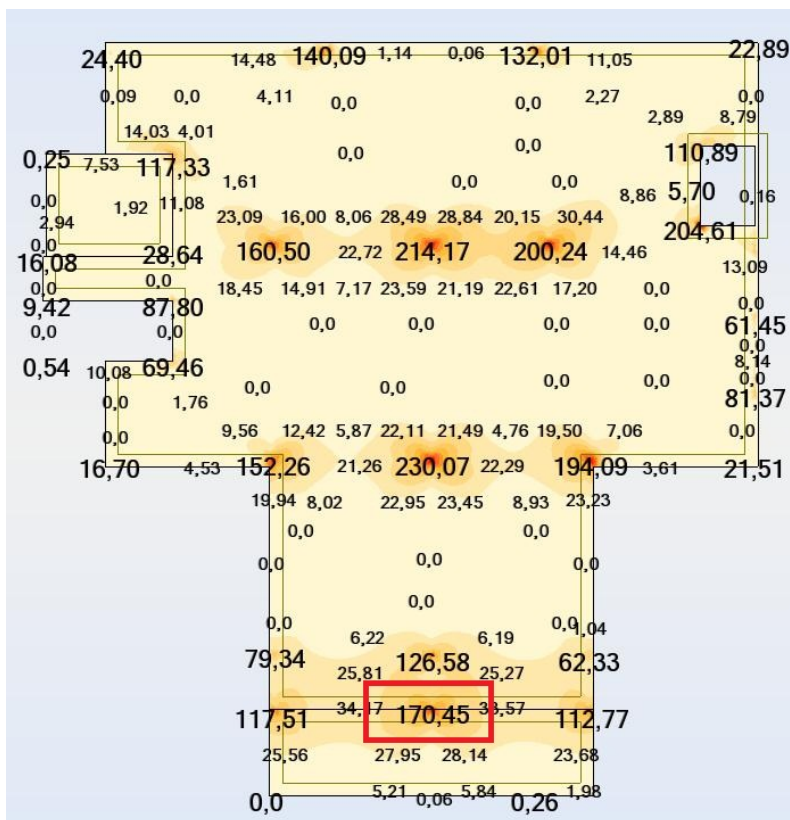


Fig.8.10 – Mapa de momentos flectores negativos segundo a direcção "y".

O rectângulo marcado a vermelho representa o valor do momento obtido no diagrama de momentos flectores negativo para secção determinante. No entanto este valor é considerado exagerado, pelas razões já enunciadas no capítulo do dimensionamento (capítulo 7), pelo que se irá adoptar o mesmo procedimento que o considerado para armaduras superior da laje, para se obter um valor do momento mais real.

Assim, irá efectuar-se um corte com um desenvolvimento de 2,80m, o qual se encontra evidenciado na figura baixo representada.

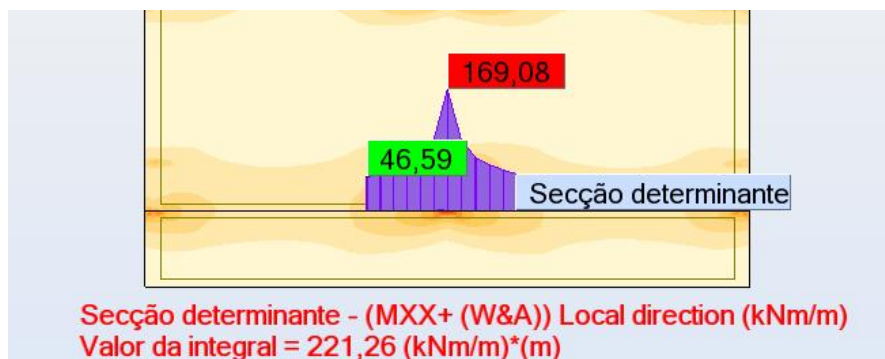


Fig.8.11 – Corte na secção determinante e valor do respectivo integral.

Desta forma, tem-se:

$$l_{cut} = 2,8m \Rightarrow \int M_y^- = 221,26KN \cdot m / m$$

$$M_D = M_y / m = \frac{221,26}{2,80} = 79,02KN \cdot m$$

Determinado o momento de fendilhação M_{rD} e o momento flector máximo M_D , para a secção determinante é então possível proceder-se ao cálculo do coeficiente de repartição ζ . Desta forma tem-se:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$$

Para $t = 0$:

$$\zeta = 1 - 1 \times 1 \times \frac{37,89}{79,02} = 0,5205$$

Para $t = t$:

$$\zeta = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{37,89}{79,02} = 0,7603$$

8.3.2.5.Determinação da flecha a_I e a_{II_0}

Definidos todos os parâmetros necessários é então possível determinar as flechas a_I e a_{II_0} , para os respectivos estados I e II_0 .

Desta forma, tem-se:

- Flecha no estado I :

- Para $t=0$,

$$a_I = k_A^I \times a_c = 0,92 \times 5,19 = 4,78mm$$

- Para $t=t$,

$$a_I = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \psi) \times a_c = 0,92 \times (1 + 0,78 \times 2,82) \times 5,19 = 15,28mm$$

- Flecha no estado II :

- Para $t=0$,

$$a_{II_0} = k_A^{II} \times a_c = 4,9 \times 5,19 = 25,43mm$$

- Para $t=t$,

$$a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \psi) \times a_c = 4,9 \times (1 + 0,70 \times 2,82) \times 5,19 = 31,91mm$$

8.3.2.4.Determinação da flecha provável, a

$$a = (1 - \xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M > M_r$$

- Para $t=0$,

$$a = (1 - \zeta) \times a_I + \zeta \times a_{II_0} = (1 - 0,5205) \times 4,78 + 0,5205 \times 15,28 = 10,25 \text{ mm}$$

- Para $t=t$,

$$a = (1 - \zeta) \times a_I + \zeta \times a_{II_0} = (1 - 0,7603) \times 25,43 + 0,7603 \times 31,91 = 30,36 \text{ mm}$$

Uma vez que o presente trabalho tem como objecto de estudo o comportamento de paredes exteriores não estruturais, à flecha provável para $t=t$, é ainda necessário retirar o valor da flecha elástica relativa ao peso próprio. Ou seja, aquando da colocação das paredes exteriores, a flecha relativa ao peso próprio da estrutura já ocorreu, o que significa que estas já não irão estar sujeitas a esta deformação.

Desta forma, obteve-se a flecha elástica relativa ao peso próprio através do programa do programa de cálculo automático, Robot 2010, e subtraiu-se a mesma à flecha provável a longo prazo determinada através do método bilinear, de forma a obter-se a flecha real a que as paredes exteriores irão estar sujeitas.

A figura 8.12. abaixo representada, apresenta o valor da flecha elástica obtida através do programa Robot 2010

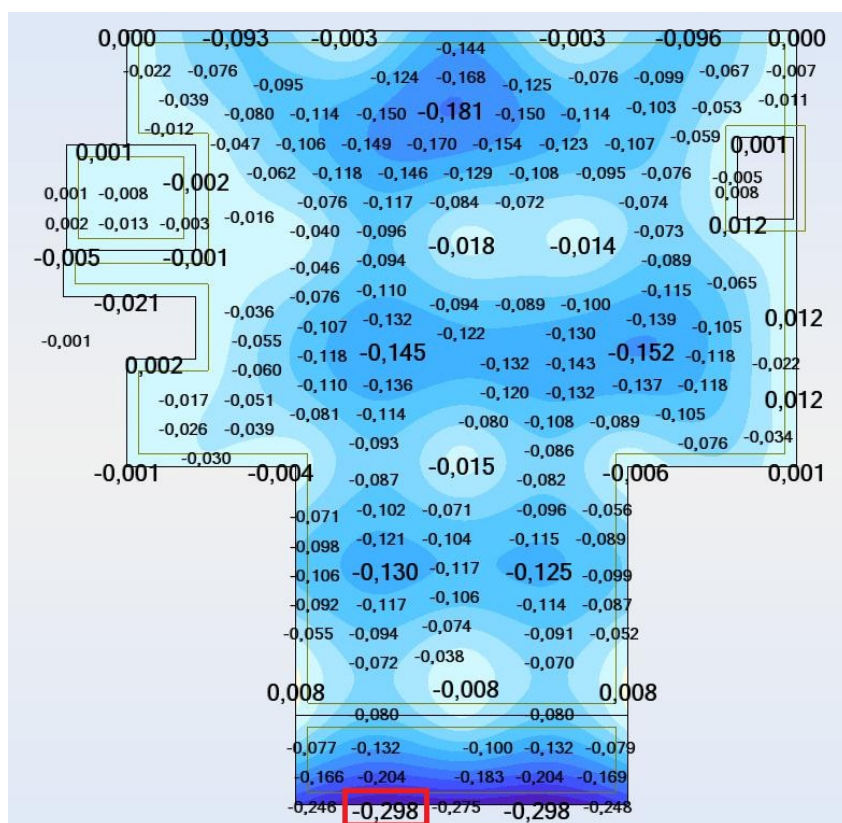


Fig 8.12. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações relativas ao peso próprio (em cm).

Assim, tem-se:

$$a - a_{pp} = 30,36 - 2,98 = 27,38\text{mm}$$

Sendo o valor da flecha a longo prazo a considerar de 27,38mm.

De forma a se analisar toda a extremidade da consola foi considerada uma simplificação, através de uma relação linear entre a flecha provável (flecha a longo prazo), determinada através do Método Bilinear, e a flecha elástica (flecha inicial), obtida através do programa de cálculo Robot 2010, para a secção considerada determinante. Ou seja:

- Para $t=0$

$$\frac{\text{flecha provável}}{\text{flecha elástica}} = \frac{10,25}{5,19} = 1,97 \quad (8.29.)$$

- Para $t=t$

$$\frac{\text{flecha provável}}{\text{flecha elástica}} = \frac{27,38}{5,19} = 5,275 \quad (8.29.)$$

Desta forma, considerando-se os valores das flechas elásticas para os pontos assinalados na figura 8.12, e multiplicando estes pelo valor obtido da relação linear considerada (expressa 8.29), obteve-se os valores da flecha provável, apresentados no quadro 8.1 e 8.2.

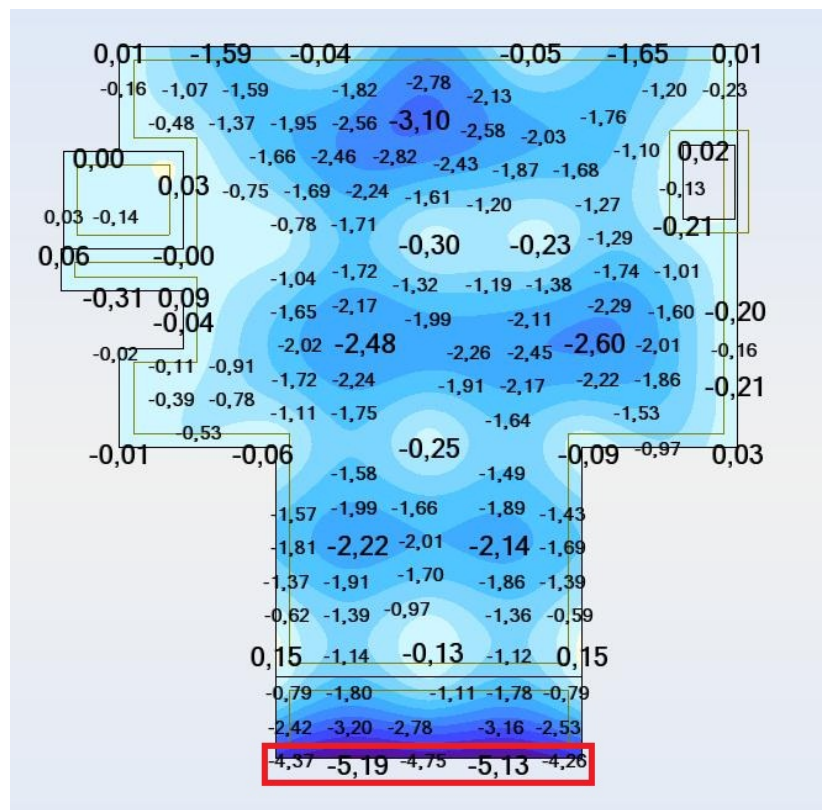


Fig 8.13. – Planta do modelo estrutural do Robot com os valores das deformações na extremidade da consola (em cm).

Quadro 8.1 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=0$.

Flecha elástica (mm)	Flecha provável - $t=0$ (mm)
4,37	8,63
5,19	10,25*
4,75	9,38
5,13	10,13
4,26	8,41

Quadro 8.2 – Flecha provável da extremidade da laje em consola para $t=t$.

Flecha elástica (mm)	Flecha provável - $t=t$ (mm)
4,37	23,05
5,19	27,38*
4,75	25,06
5,13	27,06
4,26	22,47

*flecha a provável na secção determinante, calculada através do Método Bilinear.

No entanto, chama-se atenção que na realidade a deformação esperada, nos pontos acima considerados, será inferior à obtida através desta simplificação. Na realidade, a deformação que irá ocorrer na extremidade da laje em consola não será linear como considerada, o que provocará maiores desajustes nos deslocamentos da laje e por consequência maiores problemas na parede que irá estar apoiada na sua extremidade.

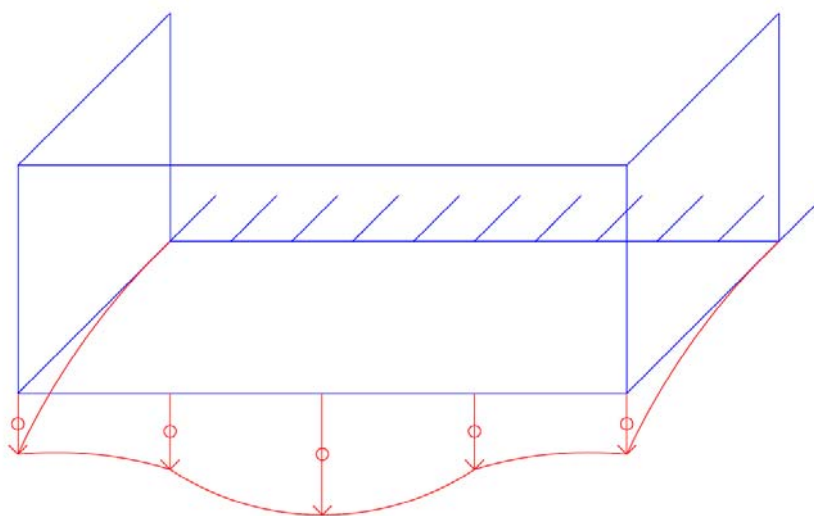


Fig 8.14. – Deformação esperada para o bordo da laje em consola, a longo prazo

8.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.4.1 LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE

O Eurocódigo 2 impõe que “As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite $v_{lim}/500$ é normalmente adequado...”, tal como já referido no subcapítulo 2.4.1.

Considerando-se que no presente trabalho, o elemento de suporte em estudo é uma laje em consola, o vão (L) a considerar será $L = 2 \times L_{consola} = 5,70m$.

A figura 8.15, procura exemplificar esquematicamente o funcionamento da deformação do vão em consola.

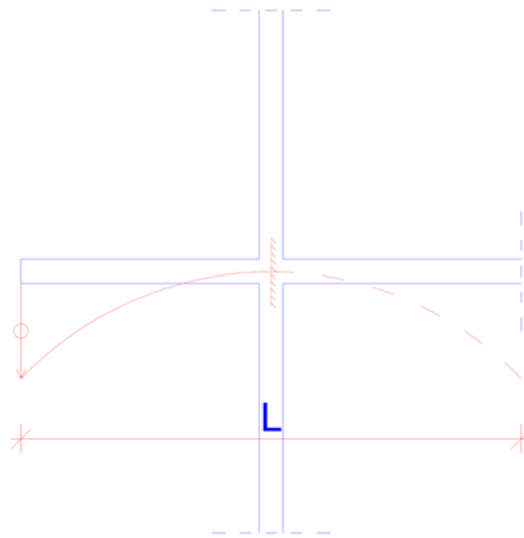


Fig 8.15. – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação.

$$flecha \quad máxima = \frac{L}{500} = \frac{5,70}{500} = 0,0114 = 11,40mm \quad (8.30.)$$

8.4.2. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES NÃO ESTRUTURAIS DE ALVENARIA

Para a deformação máxima das paredes de alvenaria, de todas as relações apresentadas no subcapítulo 2.4.1, considerou-se que a relação de $L/1000$ será a que melhor se adapta à realidade da construção portuguesa. Desta forma, e considerando-se $L = 2 \times L_{consola} = 5,70m$, tem-se:

$$flecha \quad máxima = \frac{L}{1000} = \frac{5,70}{1000} = 0,0057 = 5,70mm \quad (8.31.)$$

8.4.3. CRÍTICA DOS RESULTADOS

Analisando-se os valores atrás determinados, podemos verificar que existe uma discrepância significativa entre o valor limite de deformação do elemento de suporte, neste caso da deformação da laje fungiforme maciça em consola, e o valor limite de deformação das paredes de alvenaria exteriores.

Assim, verifica-se que os valores de deformação da flecha elástica ainda se encontram abaixo da do limite de deformação das paredes exteriores. No entanto, para os valores da flecha instantânea (flecha provável para $t=0$) este já são bastantes superiores e quando comparados com os valores da flecha a longo prazo (provável para $t=t$) verifica-se um desfasamento muito significativo.

Desta forma, as paredes não estruturais de alvenaria quando executadas no bordo de zonas em consola de lajes maciças, vão provavelmente estar sujeitadas a deformações incompatíveis com o máximo que conseguem suportar, verificando-se, a longo prazo, consequências (fissuração) ainda mais graves, uma vez que estamos perante flechas com valores muito significativos.

8.5 Soluções para evitar a ocorrência de fissuração.

Para evitar a ocorrência de fissuração das paredes de alvenaria de fachada, devido à deformação excessiva da laje fungiforme maciça em consola, sugerem-se as seguintes soluções:

- Substituição das paredes laterais de alvenaria por paredes betão armado, sempre que possível.

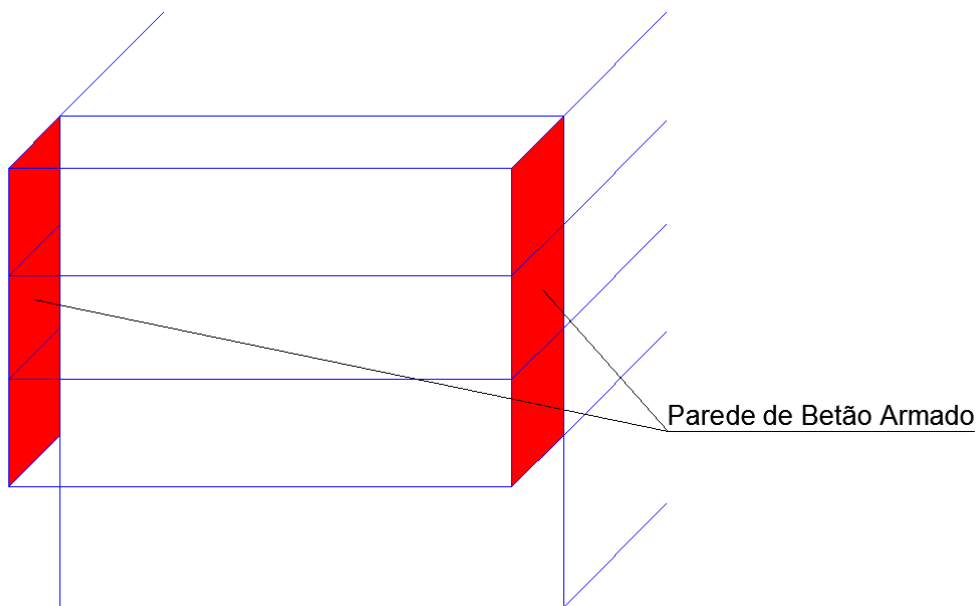


Fig 8.16. – Colocação de paredes de betão nos bordos das zonas de lajes em consola.

- Substituição das paredes de alvenaria não estruturais por paredes de alvenaria armadas criteriosamente nas juntas horizontais.

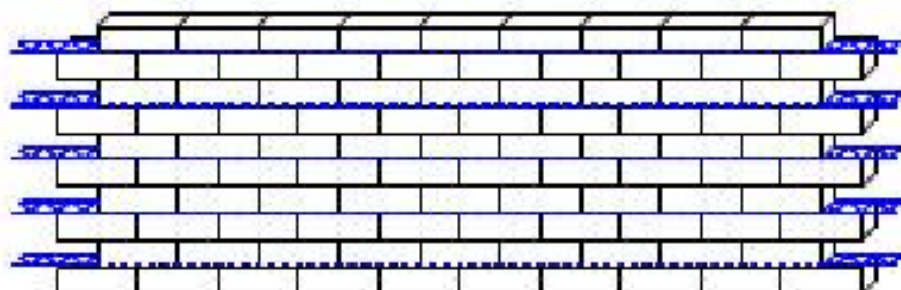


Fig 8.17. – Parede de alvenaria armada nas juntas horizontais.

- Execução de uma viga rígida na parte superior do edifício, com um tirante pré-esforçado nos extremos das lajes em consola.

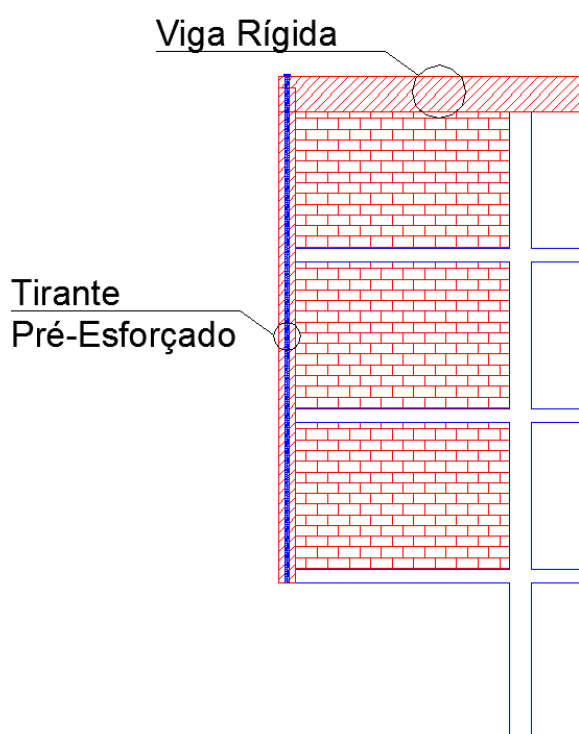


Fig 8.18. – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício associado à colocação de tirante de pré-esforço nos extremos da laje em consola.

- Colocação de um perfil metálico na diagonal na parede de alvenaria, de forma a limitar o deslocamento vertical do vértice inferior.

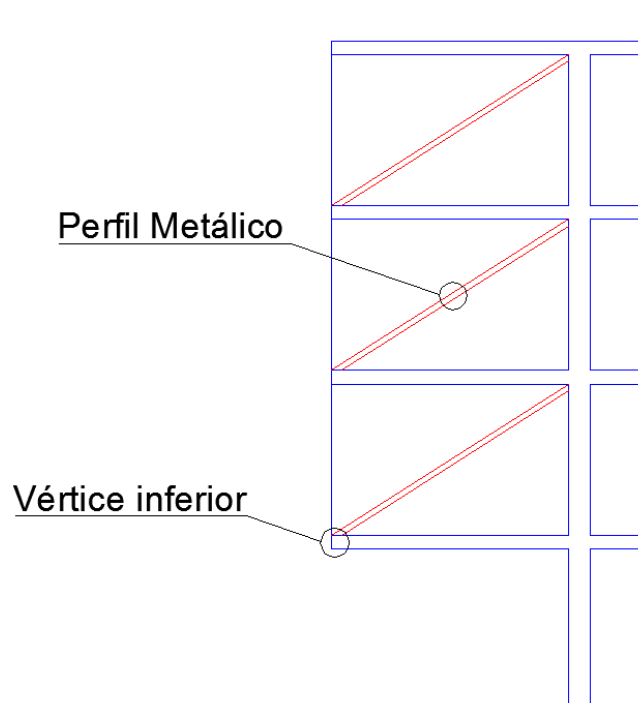


Fig 8.19. – Colocação de perfil metálico

No entanto, chama-se atenção para o facto de que esta solução não é de fácil execução, e muitas vezes pode resultar noutras anomalias, pelo que a sua aplicação deverá ser bastante ponderada.

Todas as soluções acima referidas acarretam custos acrescidos na construção de edifícios, pelo que normalmente a implementação destas não é bem aceite. No entanto, cabe aos projectistas a iniciativa de lançar e sustentar estas soluções e começar a encarar estes custos como um investimento, uma vez que a longo prazo se evitam os problemas de fissuração e custos inerentes aos mesmos.

8.5.1. SOLUÇÕES INCORRECTAS

A colocação do sistema ETICS como revestimento das paredes de alvenaria, é uma técnica utilizada frequentemente para ocultação de fissuras. No entanto, embora esta técnica se apresente como mais económica, este sistema pela sua relativa fragilidade dificilmente conseguirá suportar fissurações devidas à deformação do elemento de suporte pelo que a sua utilização para este efeito é desaconselhada.

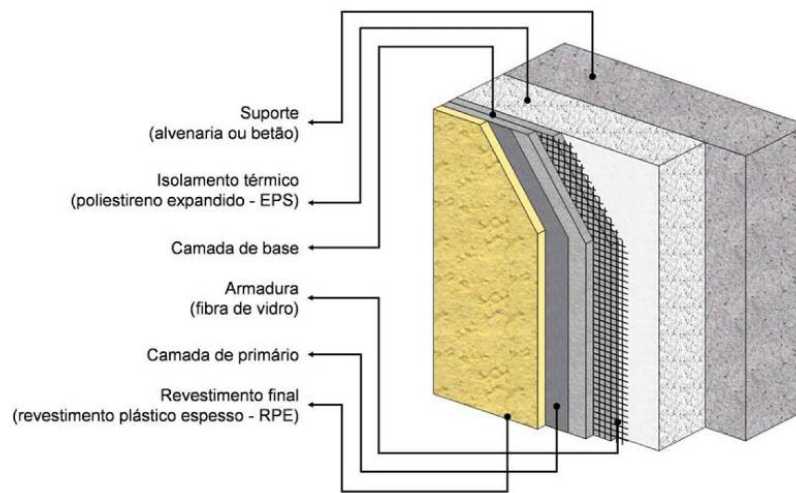


Fig 8.20. – Sistema de ETICS

Muitas vezes verifica-se também, como tentativa de resolução da fissuração das paredes de alvenaria apoiadas no bordos de lajes em consola, a execução de um pilar nos extremos da consola, como se pode verificar na figura 9.6. No entanto esta técnica apenas atenua o aspecto visual da fissuração, compatibilizando os deslocamentos dos pontos das extremidades das lajes em consola, provocando desta forma fissuras com formas mais lineares, pelo que se desaconselha a utilização da mesma.

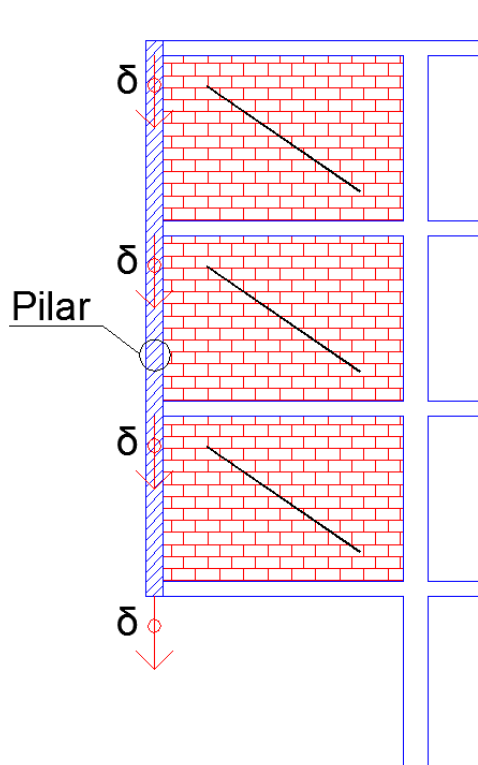


Fig 8.21. – Colocação de pilar nos extremos das lajes em consola.

9

CONCLUSÃO

No presente trabalho, todo o processo de dimensionamento do edifício em análise foi realizado respeitando-se as condições impostas pelo Eurocódigo 2, tendo-se especial atenção para os limites impostos relativos aos estados limites de deformação.

De acordo com o Eurocódigo 2, a prevenção da fissuração das paredes, por deformação excessiva do suporte, é feita pela limitação da relação entre flecha e o vão. Este estabelece como limite para as deformações, susceptíveis de provocar danos em partes adjacentes à estrutura, a relação vão/500, considerando-se para o efeito as acções quase-permanente.

De forma a garantir o limite atrás referido, o Eurocódigo 2 estabelece valores limite para a relação vão/altura, para elementos de betão, sendo que o estado limite de deformação pode ser verificado através desta limitação, não sendo por isso necessário cálculos explícitos das flechas. Assim, cumprindo-se estes valores para o dimensionamento de lajes de betão armado, de acordo com o Eurocódigo 2, será de esperar que a flecha a longo prazo nestes elementos seja inferior ao estabelecido pelo limite vão/500.

Para verificar os pressupostos atrás referidos, procedeu-se à análise de uma laje fungiforme maciça em consola, tendo-se realizado o seu dimensionamento cumprindo criteriosamente a regulamentação, principalmente no que diz respeito ao imposto para o controlo da fendilhação e procedendo-se aos cálculos explícitos das flechas, através do método bilinear.

Verificou-se então, que os valores estabelecidos pelo Eurocódigo 2 ficam muito aquém das expectativas. De facto, como se pode verificar no capítulo 8, considerando-se um vão de 5,70m, o valor de flecha máxima esperada, para a laje maciça em consola, seria de 11,40mm. No entanto, esse valor é largamente ultrapassado, obtendo-se para a flecha provável a longo prazo um valor de 27,38mm.

Da mesma forma, verifica-se que o valor limite de deformação das paredes de alvenaria é completamente incompatível com o valor limite de deformação da laje maciça em consola. O valor adoptado para este limite, apesar da diversidade de limites indicados por vários autores, foi de $L/1000$, que resulta no valor de 5,07mm para a flecha máxima das paredes de alvenaria.

Assim, torna-se possível afirmar, que mesmo que as lajes em consola sejam calculadas de acordo com a regulamentação, dificilmente apresentam uma rigidez suficiente para que, quer as deformações a longo prazo, quer as deformações instantâneas, sejam suficientemente pequenas para evitar a fissuração das alvenarias.

Pode-se então admitir que o Eurocódigo 2 não possui soluções/imposições suficientes face ao problema da fissuração das paredes de alvenaria apoiadas em lajes maciças em consola. É assim de prever a ocorrência de fissuração, mesmo que os projectistas cumpram todas as exigências regulamentares e mesmo que em fase de execução sejam aplicadas as boas práticas da construção para os elementos em análise. Assim, é possível afirmar-se que a execução de paredes de alvenarias no bordo de consolas de lajes maciças é provavelmente sinónimo de problemas.

Considera-se então legítimo questionar a adequabilidade dos valores da relação vão/altura sugeridos pelo Eurocódigo 2, como forma de garantir a limitação da flecha a razão vão/500, principalmente no caso de concepções estruturais com soluções mais específicas. Por outro lado, a utilização dos valores da relação vão/altura propostos pelo Eurocódigo 2 permite considerar o estado limite de deformação como verificado e desta forma ser possível dispensar o cálculo explícito das flechas. Assim, a não verificação da flecha por meio de cálculo explícito, pelos projectistas estruturais, apresenta-se como um procedimento habitual.

Desta forma, torna-se plausível sugerir uma adaptação regulamentar dirigida para estas lajes em consola, quer por meio de disposições construtivas, quer através de exigências específicas, de forma a compatibilizar as deformações das estruturas de suporte com a capacidade das paredes de alvenaria em absorvê-las, impedindo assim este tipo de patologias. Esta possível adaptação deverá ter em consideração a não limitação dos projectistas de arquitectura. Assim, deverá por um lado tentar-se obter estruturas menos deformáveis e por outro alvenarias mais resistentes, sendo por isso necessário estudos mais aprofundados no campo das alvenarias.

Enquanto não se verificam os avanços atrás referidos, podem-se apontar como soluções para eliminação/atenuação destas anomalias as soluções indicadas no capítulo anterior.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Silva, J. A. Raimundo Mendes da. “*Alvenarias não estruturais – Patologias e Estratégias de reabilitação*” Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [2] Lourenço, P.B., *Arquitectura sem Fissuras: Potencialidades das armaduras de junta. Architecturae Vida*, 2005, p. 78-85, Editor, Cidade de publicação.
- [3] Freitas, Vasco Peixoto. *Isolamento Térmico de Fachadas pelo Exterior – ETICS*. Maxit, Porto, 2002.
- [4] Sousa, Hipólito: *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [5] Pereira, M. F. P.. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [6] Pfeiffermann, O.: *Les fissures dans les constructions: conséquence de phénomènes physiques naturels. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Bruxelles, Octobre, 1968.
- [7] Pfeiffermann, O., Patigny, J.J.: *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Parte 2*. CSTC, Revue, Bruxelles, Décembre, 1975.
- [8] Figueiras, J.A.; *Análise e dimensionamento de lajes fungiformes*, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [9] Martins, J. G., *Betão Armado - Lajes Fungiformes*, Serie de Estruturas, Universidade Fernando Pessoa, 1a edição, Porto, 2003.
- [10] Vicente, Romeu. *Patologia das Paredes de Fachada. Estudo do Comportamento Mecânico das Paredes de Fachada com Correção Exterior das Pontes Térmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [11] - Costa, Joana. *Influência da deformabilidade de alvenarias interiores na concepção estrutural de um edifício*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2009.
- [12] Eurocódigo 0: “Bases para o projecto de estruturas”, Norma Europeia EN 1990:2009.
- [13] Eurocódigo 2: *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004. Abril/2004.
- [14] Figueiras, J.A.. *Verificação aos estados limites de utilização*. FEUP, DECivil 1997

ANEXO 1

ARQUITECTURA

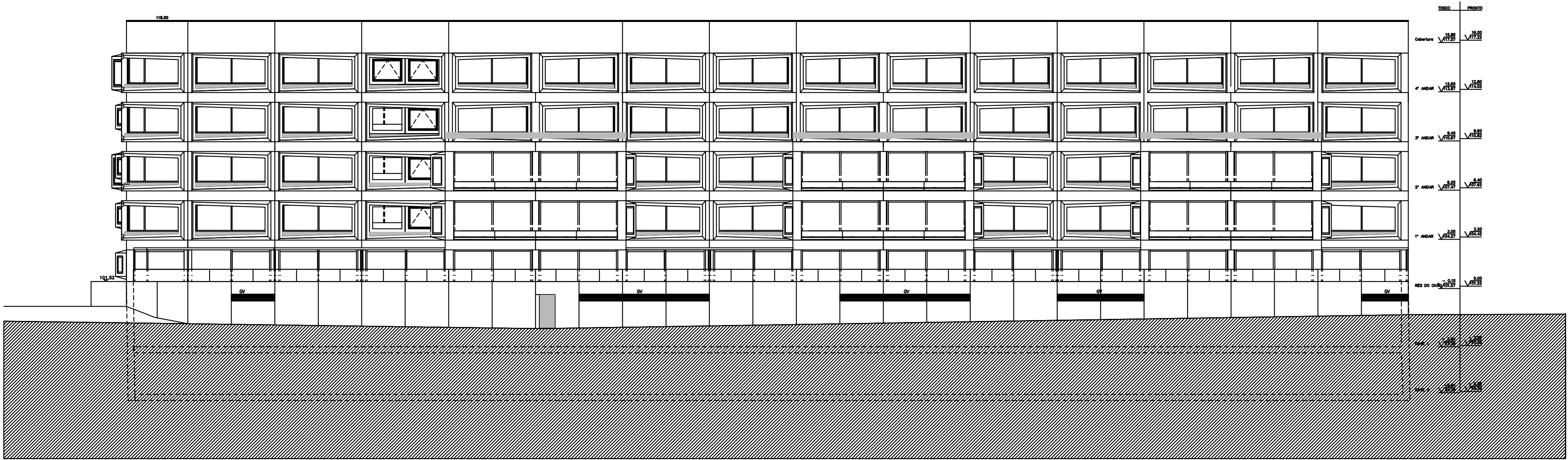
ALÇADO POENTE

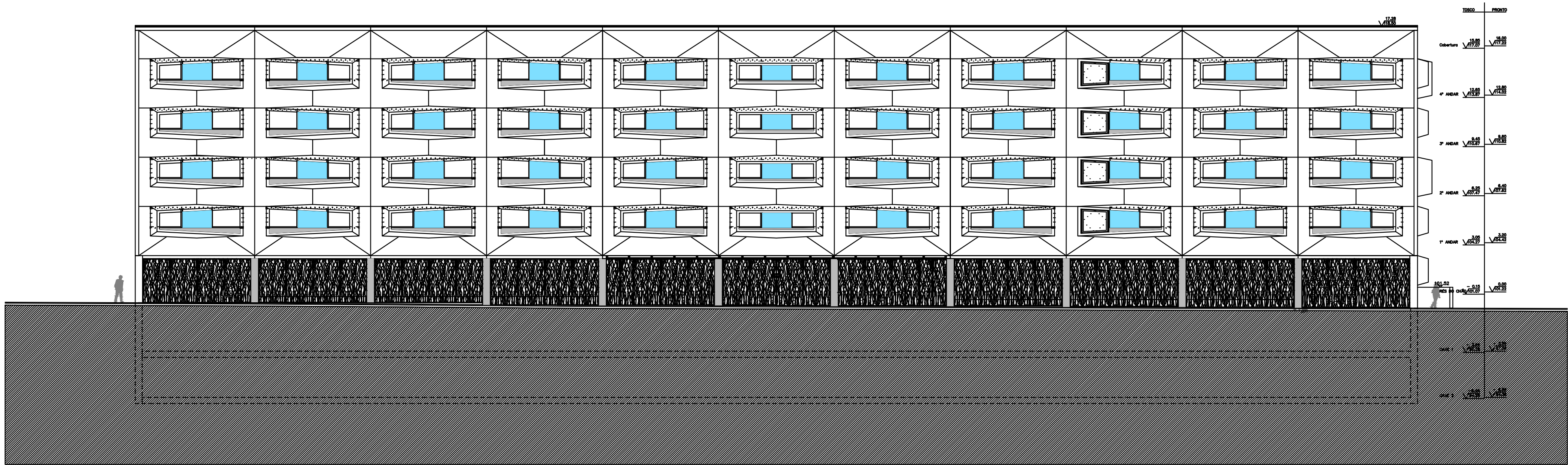
ALÇADO NASCENTE

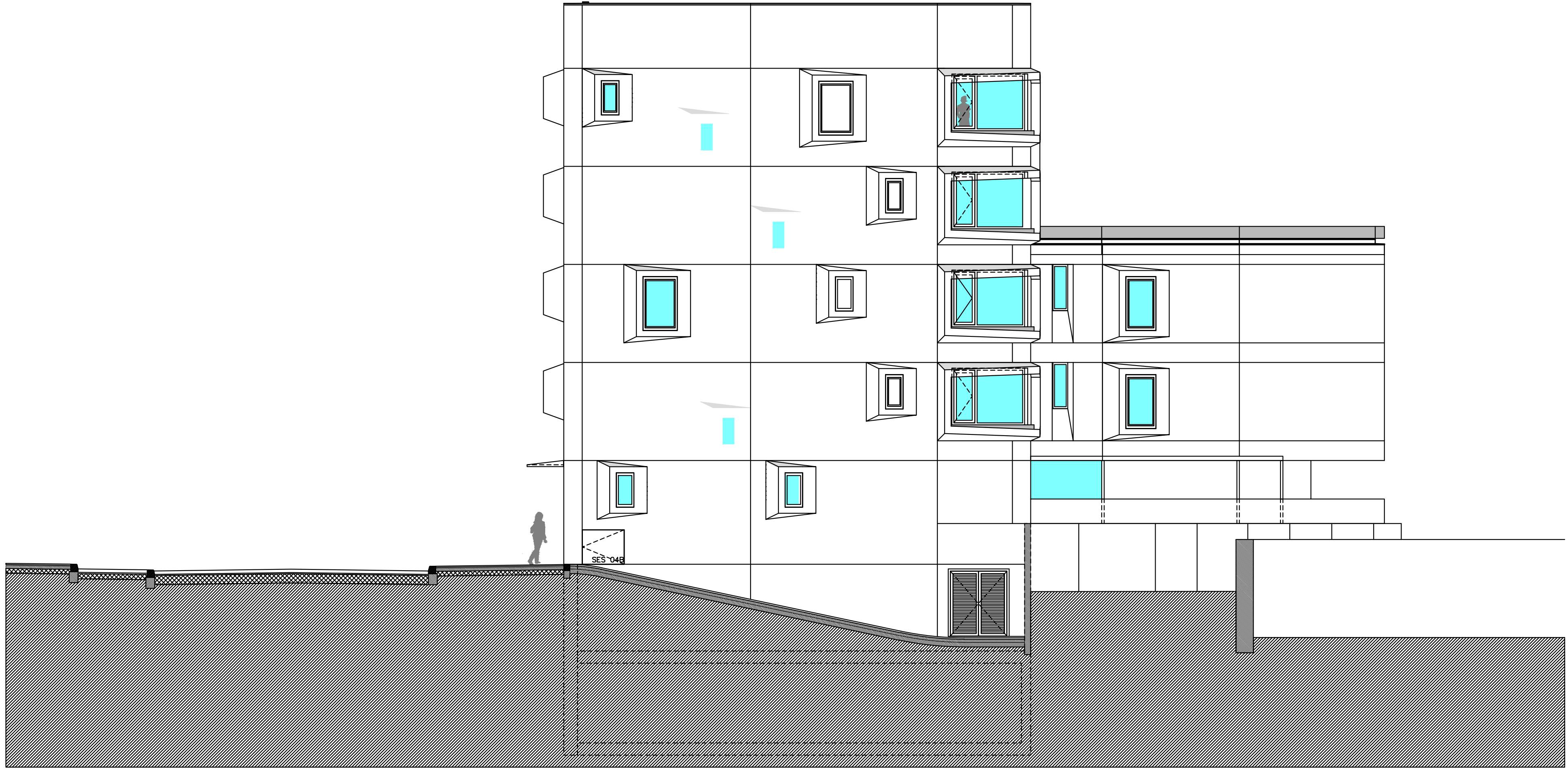
ALÇADO NORTE

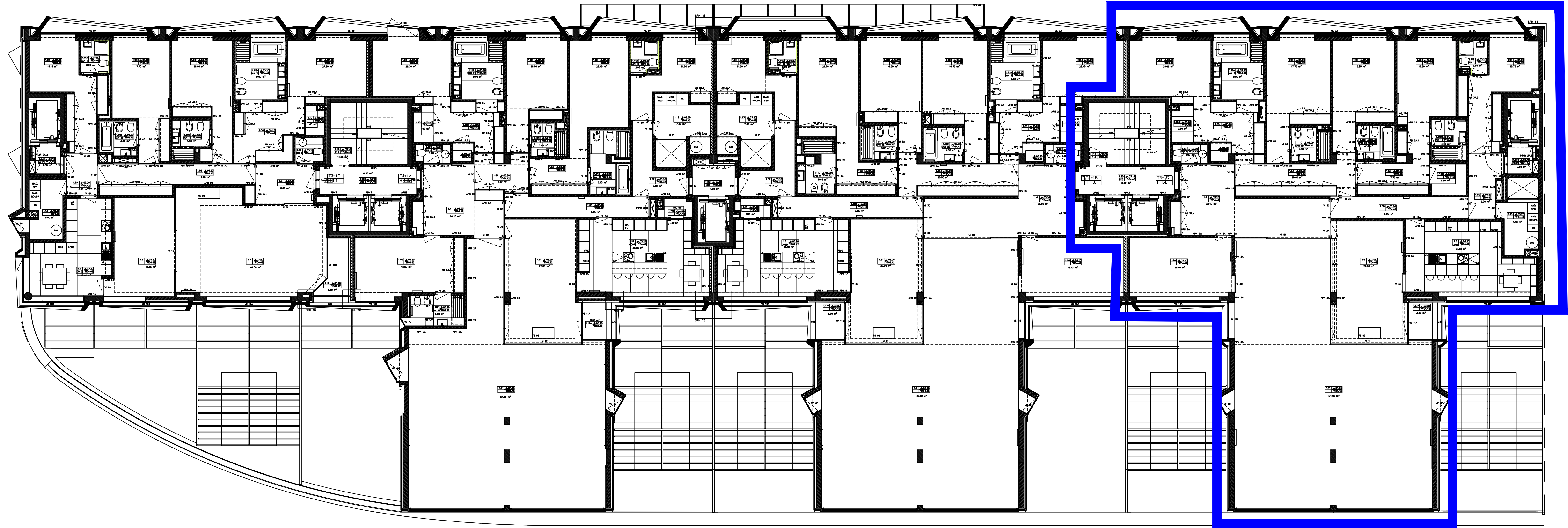
PLANTA DO PISO EM ANÁLISE

PLANTA DO PISO TIPO











Data: Setembro de 2011

ANEXO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE

A.2.2. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉ-DO-CHÃO

A.2.3. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 1 ATÉ AO 3

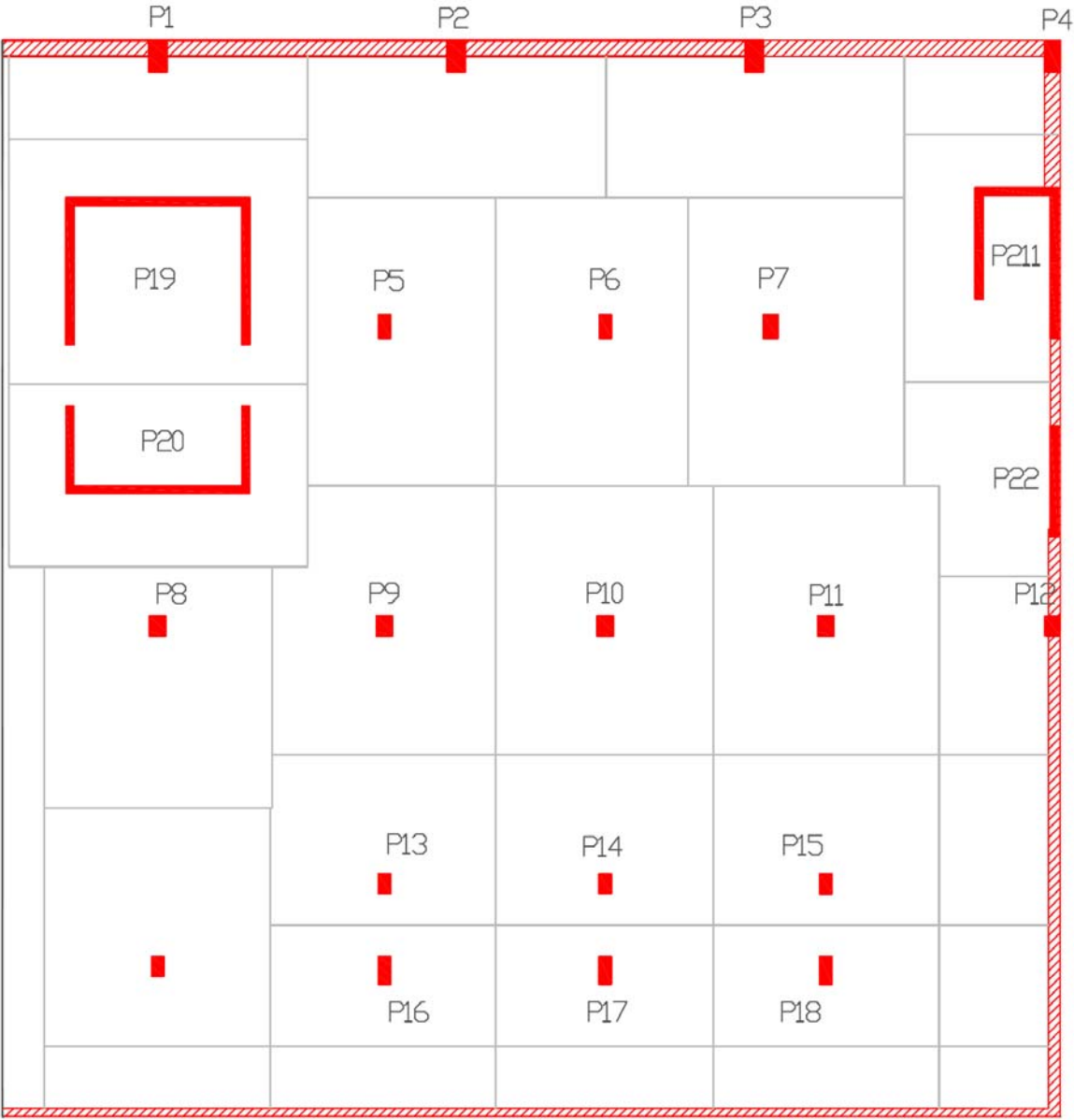
A.2.4. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 4

A.2.5. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA

A.2.6. TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

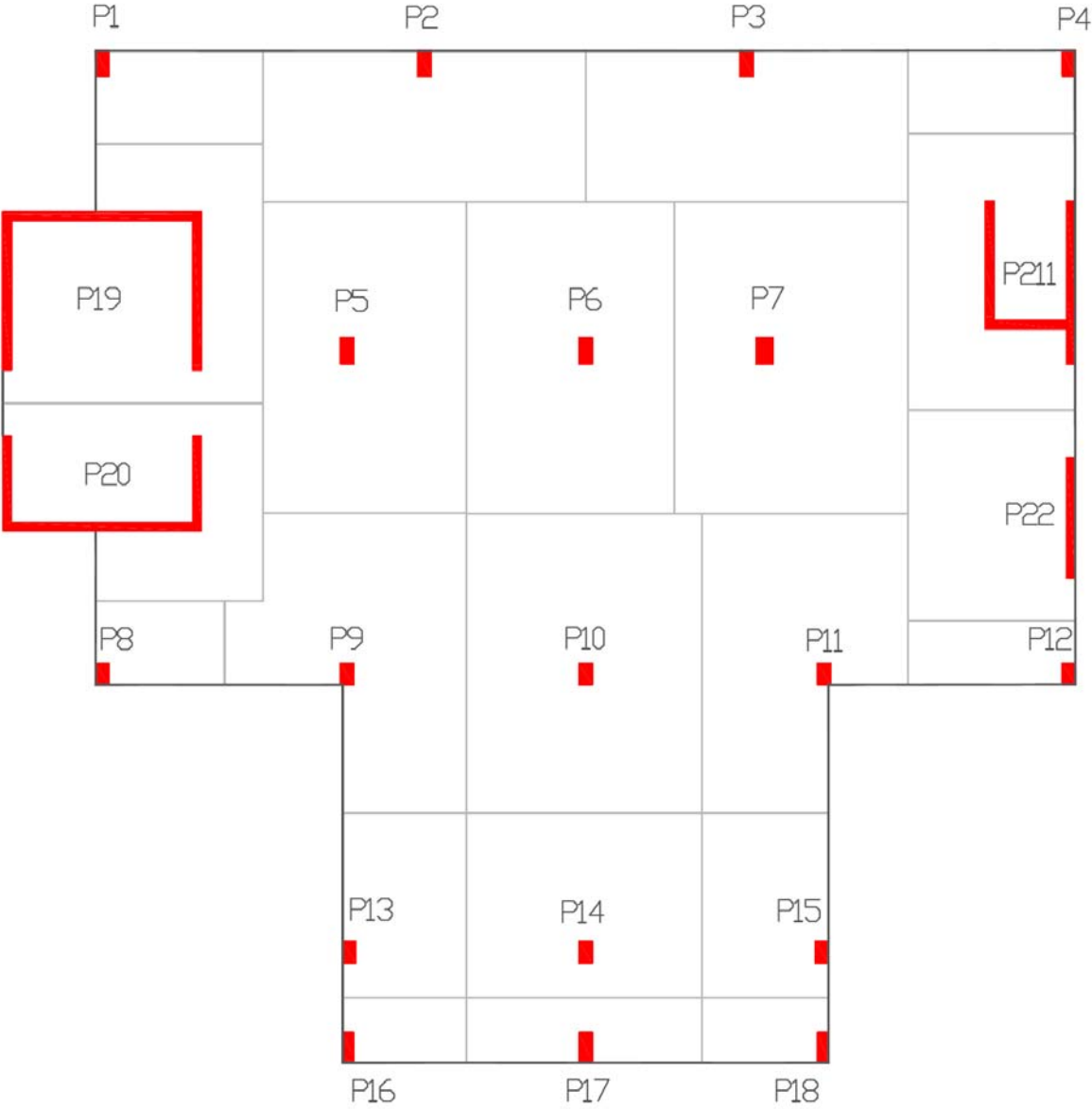
A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DA CAVE



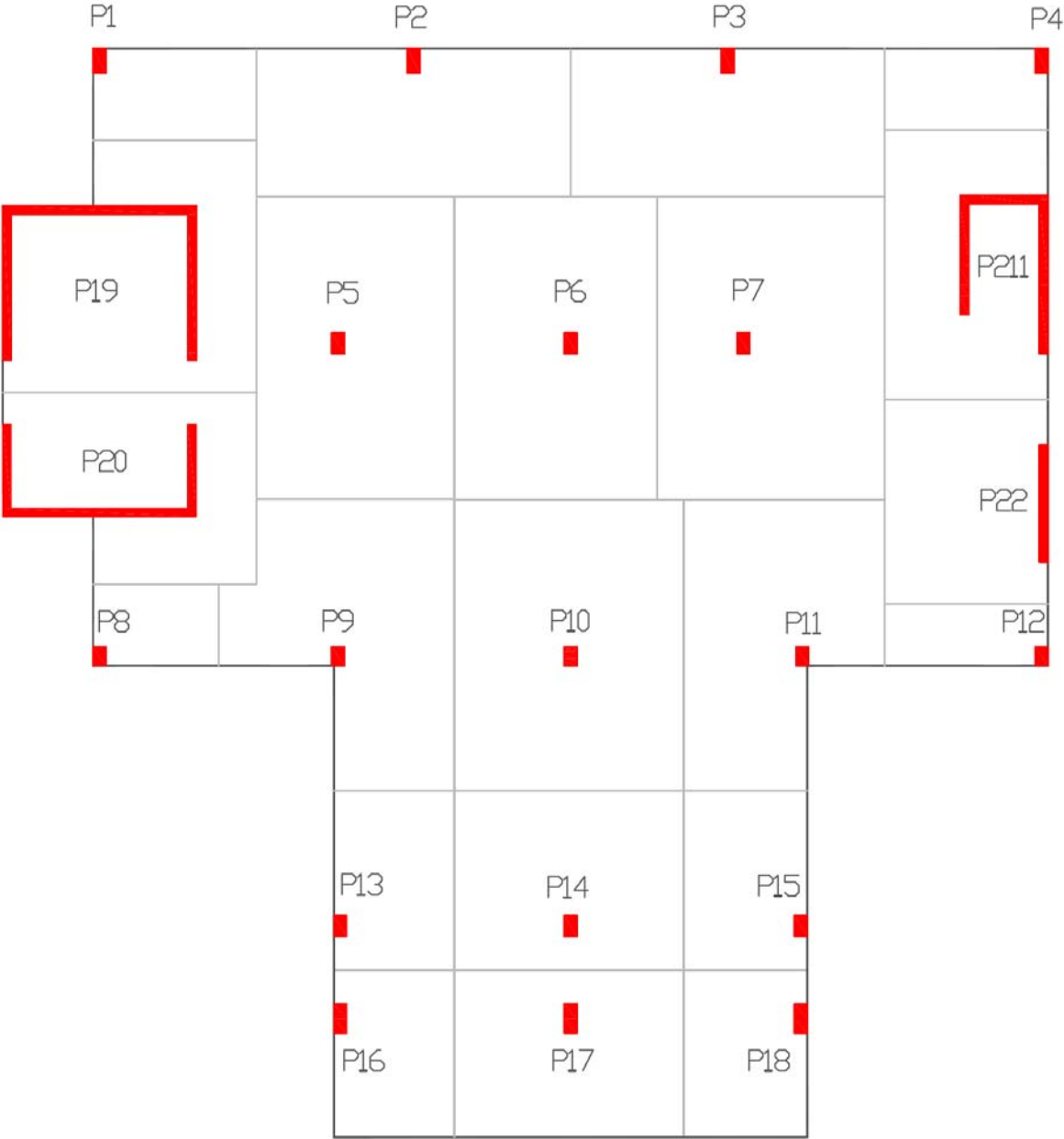
PILAR	ÁREA (m ²)
P1	–
P2	–
P3	–
P4	–
P5	34,59
P6	35,43
P7	39,84
P8	35,07
P9	36,57
P10	37,38
P11	38,73
P12	–
P13	24,40
P14	23,69
P15	24,55
P16	17,47
P17	16,85
P18	17,47
P19	46,78
P20	26,61
P21	18,18
P22	–

A.2.2. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO RÉS-DO-CHÃO



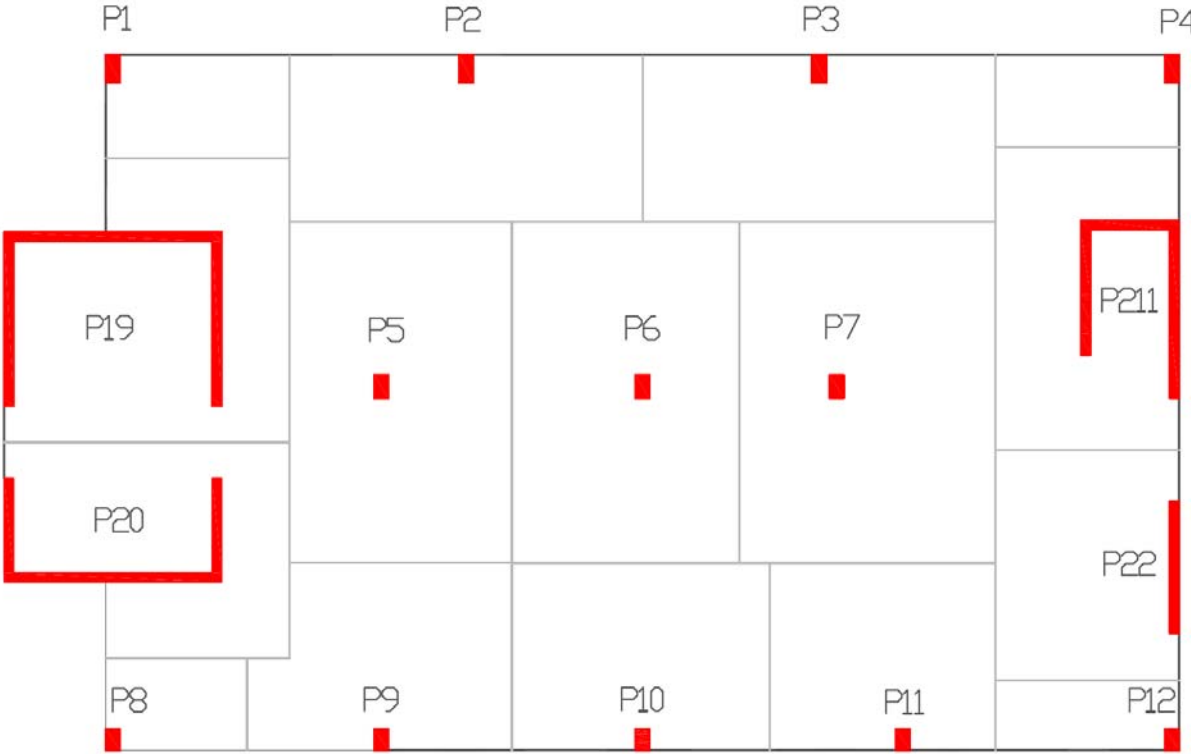
PILAR	ÁREA (m ²)
P1	8,56
P2	26,73
P3	26,85
P4	7,54
P5	34,59
P6	35,43
P7	39,84
P8	5,92
P9	29,48
P10	38,63
P11	28,38
P12	5,85
P13	12,82
P14	23,8
P15	12,82
P16	5,24
P17	9,71
P18	5,24
P19	33,49
P20	15,72
P21	22,37
P22	17,58

A.2.3. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 1 ATÉ AO 3



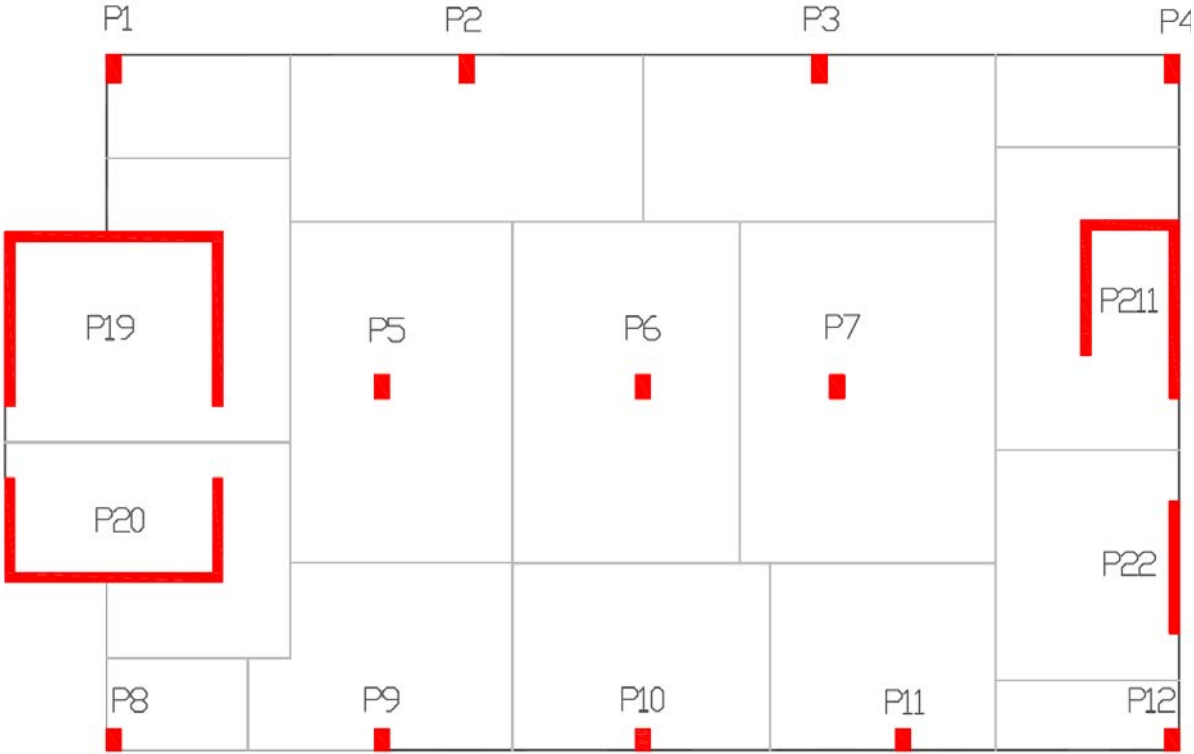
PILAR	ÁREA (m ²)
P1	8,56
P2	26,73
P3	26,85
P4	7,54
P5	34,59
P6	35,43
P7	39,84
P8	5,92
P9	29,48
P10	38,63
P11	28,38
P12	5,85
P13	12,82
P14	23,8
P15	12,82
P16	12,16
P17	23,15
P18	12,47
P19	33,49
P20	15,72
P21	22,37
P22	17,58

A.2.4. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA LAJE DE PISO DO PISO 4



PILAR	ÁREA (m ²)
P1	8,56
P2	26,73
P3	26,85
P4	7,54
P5	34,59
P6	35,43
P7	39,84
P8	5,93
P9	20,82
P10	22,07
P11	19,32
P12	5,83
P19	33,49
P20	15,72
P21	22,37
P22	17,58

A.2.5. ÁREAS DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA



PILAR	ÁREA (m ²)
P1	8,56
P2	26,73
P3	26,85
P4	7,54
P5	34,59
P6	35,43
P7	39,84
P8	5,93
P9	20,82
P10	22,07
P11	19,32
P12	5,83
P19	33,49
P20	15,72
P21	22,37
P22	17,58

A.2.6. TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Pilar	Laje – Cave			Laje – Rés-do-chão				Laje – Piso1 a 3						Laje – Piso4				Laje – Cobertura		Total
	Laje			Laje		Parede exterior		Laje		Parede exterior		Cobertura acessível		Laje		Parede exterior		Laje	Parede exterior	NSd
	MS	Área inf	Carga 1	Área inf	Carga 2	L inf	Carga 3	Área	Carga 2	L inf	Carga 3	Área	Carga a 4	Área	Carga 2	L inf	Carga 3	Área	Carga 5	KN
P1	ms			8,56	18,28	3,92	13,5	8,56	18,28	3,92	13,50			8,56	18,28	3,92	13,50	8,56	16,35	1186,94
P2	ms			26,73	18,28	7,61	13,5	26,73	18,28	7,61	13,50			26,73	18,28	7,61	13,50	26,73	16,35	3393,83
P3	ms			26,85	18,28	7,61	13,5	26,85	18,28	7,61	13,50			26,85	18,28	7,61	13,50	26,85	16,35	3406,76
P4	ms			7,54	18,28	5,86	13,5	7,54	18,28	5,86	13,50			7,54	18,28	5,86	13,50	7,54	16,35	1207,99
P5		34,59	19,52	34,59	18,28			34,59	18,28					34,59	18,28			34,59	16,35	4402,27
P6		35,43	19,52	35,43	18,28			35,43	18,28					35,43	18,28			35,43	16,35	4509,18
P7		39,84	19,52	39,84	18,28			39,84	18,28					39,84	18,28			39,84	16,35	5070,44
P8		35,07	19,52	5,92	18,28	3,01	13,5	5,92	18,28	3,01	13,50			5,93	18,28	3,01	13,50	5,93	16,35	1525,97
P9		36,57	19,52	29,48	18,28	5,71	13,5	29,48	18,28	5,71	13,50			20,82	18,28	5,65	13,50	20,82	16,35	3975,04
P10		37,38	19,52	38,63	18,28			38,63	18,28					22,07	18,28	5,50	13,50	22,07	16,35	4392,82
P11		38,73	19,52	28,38	18,28	4,80	13,5	28,38	18,28	4,8	13,50			19,32	18,28	3,00	13,50	19,32	16,35	3799,91
P12	ms			5,85	18,28	5,41	13,5	5,85	18,28	5,41	13,50			5,83	18,28	5,41	13,50	5,83	16,35	994,82
P13		24,40	19,52	12,82	18,28	4,32	13,5	12,82	18,28	4,32	13,50	12,82	17,85							1583,13
P14		23,69	19,52	23,8	18,28			23,8	18,28			23,8	17,85							2192,45
P15		24,55	19,52	12,82	18,28	4,32	13,5	12,82	18,28	4,32	13,50	12,82	17,85							1586,06
P16		17,47	19,52	5,24	18,28	1,77	13,5	12,16	18,28	4,20	13,50	12,16	17,85							1235,72
P17		16,85	19,52	9,71	18,28			23,15	18,28			23,15	17,85							1766,00
P18		17,47	19,52	5,24	18,28	1,77	13,5	12,47	18,28	4,20	13,50	12,47	17,85							1252,59
P19		46,78	19,52	33,49	18,28			33,49	18,28					33,49	18,28			33,49	16,35	4521,69

Pilar	Laje – Cave			Laje – Rés-do-chão				Laje – Piso1 a 3						Laje – Piso4				Laje – Cobertura		Total
	Laje			Laje		Parede exterior		Laje		Parede exterior		Cobertura acessível		Laje		Parede exterior		Laje	Parede exterior	NSd
	MS	Área inf	Carga 1	Área inf	Carga 2	KN	Carga 3	Área	Carga 2	L inf	Carga 3	Área	Carga 4	Área	Carga 2	L inf	Carga 3	Área	Carga 5	KN
P20		26,61	19,52	15,72	18,28			15,72	18,28					15,72	18,28			15,72	16,35	2213,26
P21		18,18	19,52	22,37	18,28	2,67	13,5	22,37	18,28	2,67	13,50			22,37	18,28			22,37	16,35	2909,42
P22	ms			17,58	18,28	2,28	13,5	17,58	18,28	2,28	13,50			17,58	18,28			17,58	16,35	2017,37

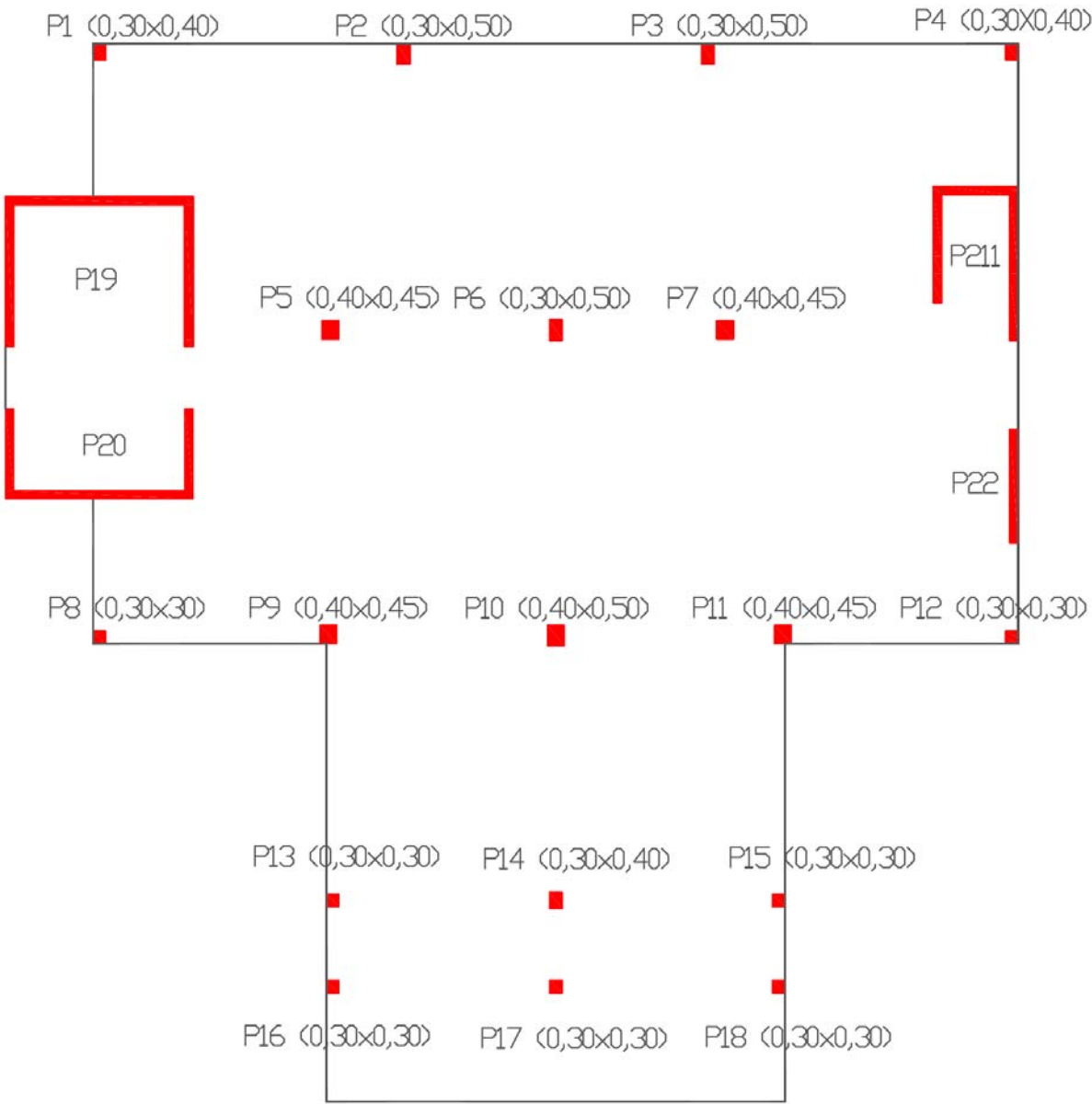
Carga 1 (cave)	peso próprio + revestimentos + divisórias+ sobrecarga = 1,35x(7+2+2,68)+1,5x2,5	19,52 KN/m ²
Carga 2 (habitação)	peso próprio + revestimentos + divisórias+ sobrecarga = 1,35x(7+2+2,32)+1,5x2	18.28KN/m ²
Carga 3 (parede exterior)	peso próprio =2,5x4x1,35	13,50KN/m ²
Carga 4 (cobertura acessível)	peso próprio + revestimentos + sobrecarga = 1,35x(7+4)+1,5x2	17,85KN/m ²
Carga 5 (cobertura não acessível)	peso próprio + revestimentos +sobrecarga= 1,35x(7+4)+1,5x1	16,35KN/m ²

Pilar	Ac (cm ²)	Larg (cm)	Comp (cm)	Dimensões (Lxx x Lyy) (cm ²)	Ac final (cm ²)
P1	487,45	30	16,25	30x40	1200
P2	1393,77	30	46,46	30x50	1500
P3	1399,08	30	46,64	30x50	1500
P4	496,09	30	16,54	30x40	1200
P5	1807,91	30	60,26	40x50	2000
P6	1851,82	30	61,73	30x50	1500
P7	2082,31	30	69,41	40x50	2000
P8	626,68	30	20,89	30x30	900
P9	1632,46	30	54,42	40x45	1800
P10	1804,03	30	60,13	40x50	2000
P11	1560,54	30	52,02	40x45	1800
P12	408,55	30	13,62	30x30	900
P13	650,16	30	21,67	30x30	900
P14	900,39	30	30,01	30x40	1200
P15	651,36	30	21,71	30x30	900
P16	507,48	30	16,92	30x30	900
P17	725,26	30	24,18	30x30	900
P18	514,41	30	17,15	30x30	900
P19	1856,96	20	92,85	20x370+425x20+20x370	23300
P20	908,94	20	45,45	20x220+425x20+20x220	17300
P21	1194,83	20	59,74	20x290+170x20+20x380	16800
P22	828,49	20	41,42	20x280	8400

As secções dos pilares P5, P6 e P7 estão limitadas por condicionantes arquitectónicas relativas aos pisos 1, 2 e 3 (pisos tipo). Desta forma, a secção do pilar P6 tem a altura (Lxx) limitada a 30cm e comprimento (Lyy) limitado a 50cm, os pilares P6 e P7 tem a altura (Lxx) limitada a 40cm e comprimento (Lxx) limitado a 50cm.

Por razões construtivas, optou-se por aumentar o comprimento (Lyy) dos pilares P1 e P4 para 40cm e pelas mesmas razões para os pilares P8, P12,P13,P15,P16 e P18 adoptou-se um comprimento (Lyy) de 30cm.

A.2.7. PLANTA FINAL DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO



ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO

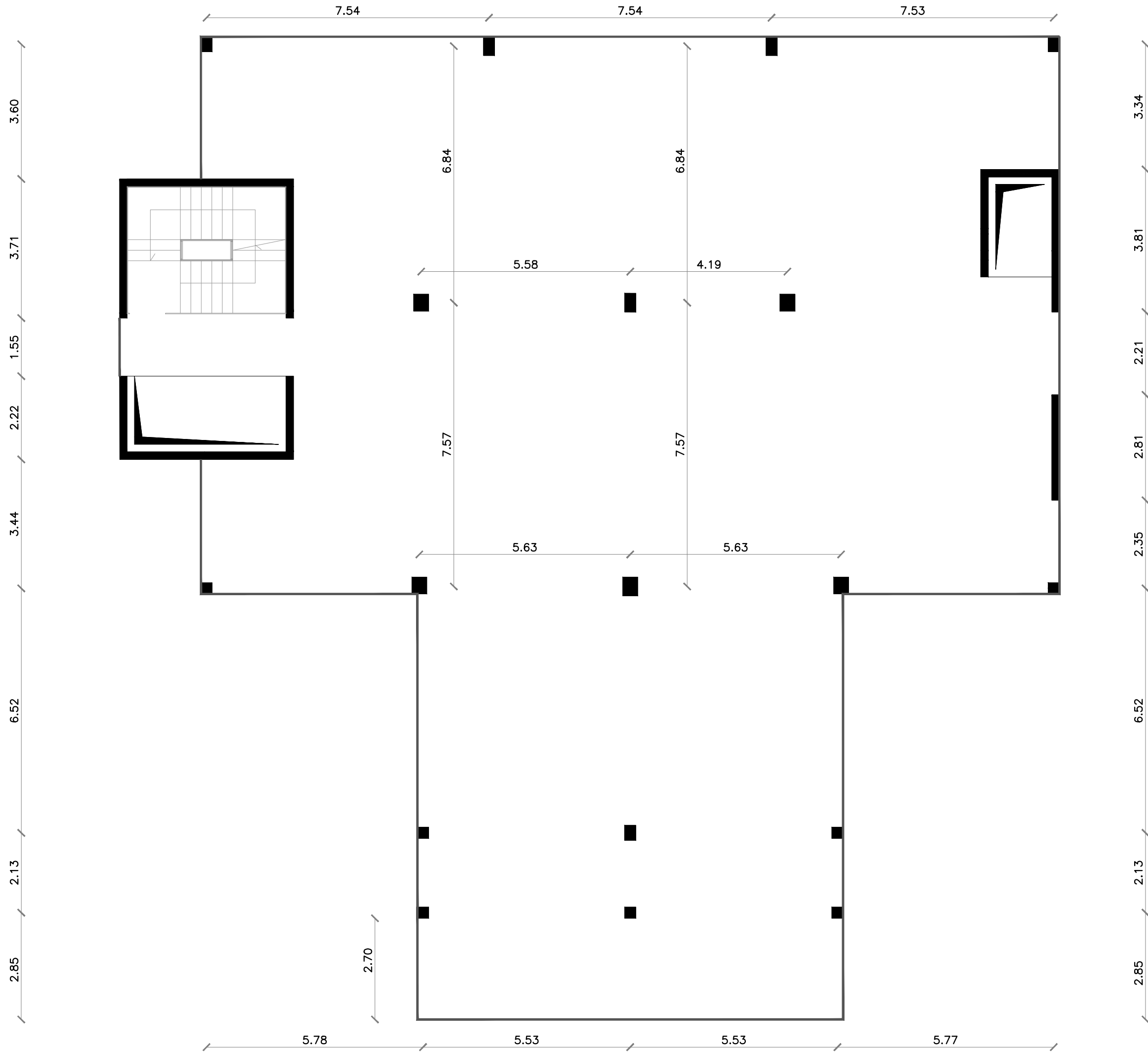
A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO TIPO

A.3.2. LAJE – ARMADURA INFERIOR

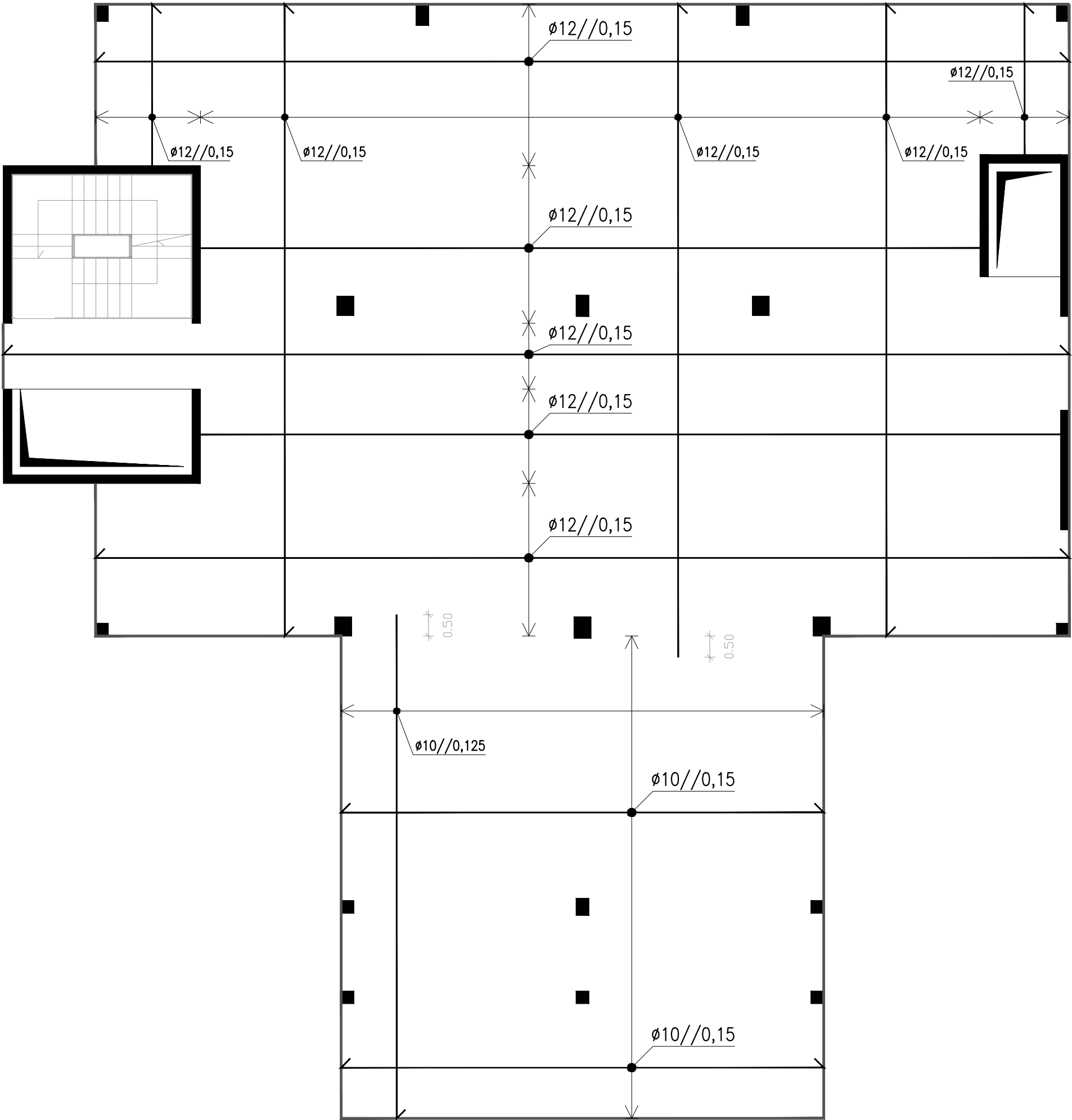
A.3.3. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

A.3.4. CORTE DA CONSOLA

A.3.1. PLANTA ESTRUTURAL DO PISO TIPO



A.3.2. LAJE – ARMADURA INFERIOR



Planta do Piso Tipo – Armadura Inferior
(ESC. 1:100)

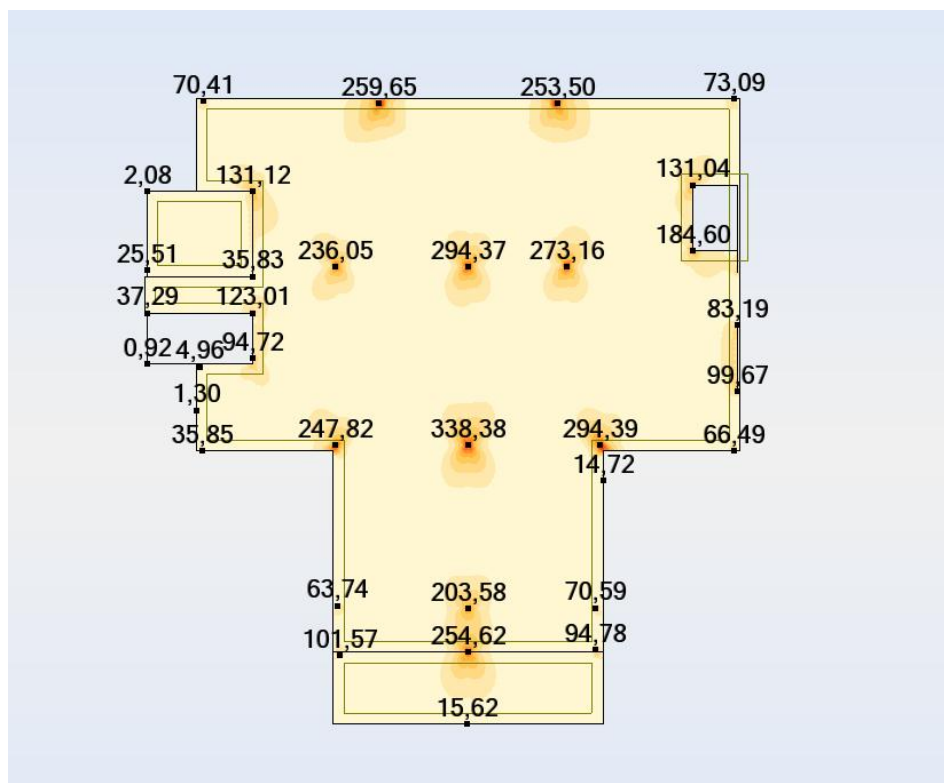
U.PORTO FEUPFACULDADE DE ENGENHARIAUNIVERSIDADE DO PORTO	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO	
	MEC – PROJECTO DE CONSTRUÇÕES CIVIS	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Planta do Piso Tipo – Armadura Inferior	Beião: C30/37
Desenho nº: 7	Escala: 1:100	Aço: A500 NR
Elaborado por: Vera Abreu	Aluno nº 080501195	Data: Setembro de 2011

A.3.3. LAJE – ARMADURA SUPERIOR

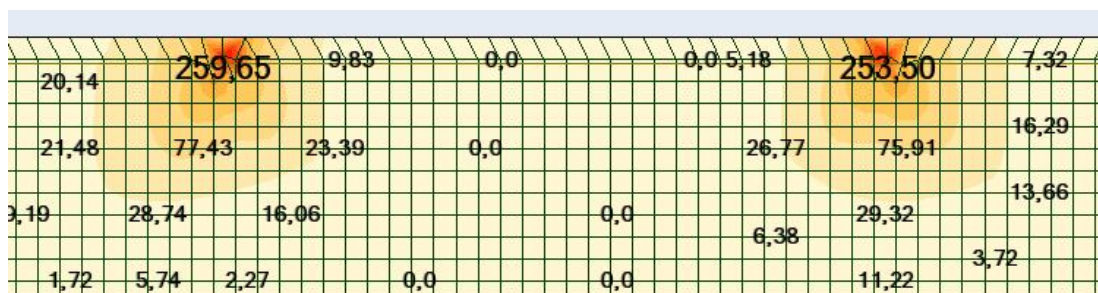
Para cada direcção ortogonal, serão apresentadas todas as imagens necessárias, obtidas através do programa Robot Structural Analysis Professional 2010, e uma vez que a metodologia de cálculo é a mesma que a exemplificada no capítulo 6, será de seguida apresentado para cada direcção ortogonal um quadro resumo com todos os valores considerados.

Como existem momentos para determinados pilares com a mesma ordem de grandeza, será determinada a armadura para pilar que possui o momento flector de maior valor e depois considerada a mesma armadura para os pilares com valores de momentos similares.

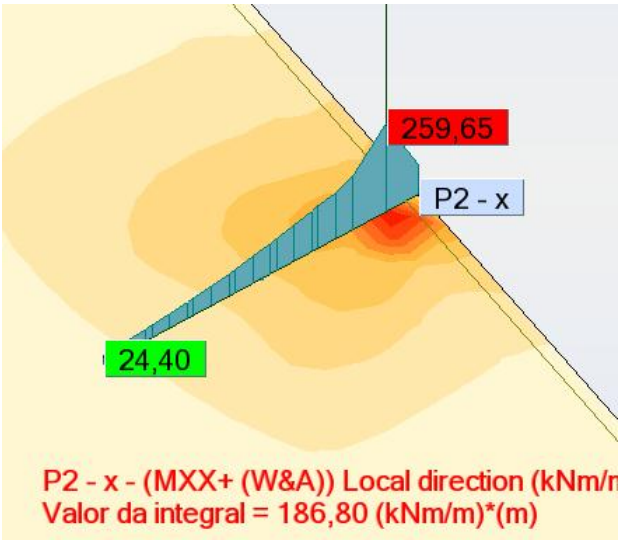
- Direcção segundo “x”



Pilar P2 e P3



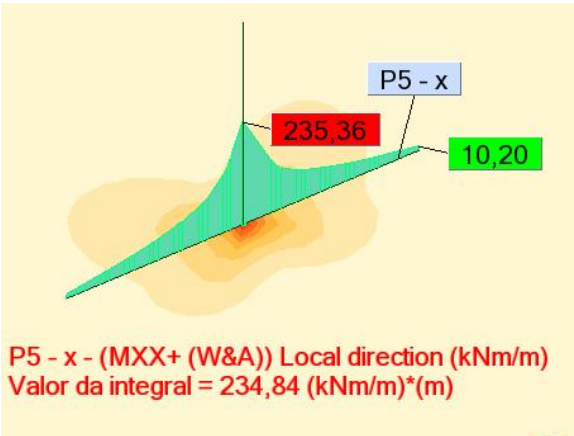
Considerando o corte para o pilar P2, temos:



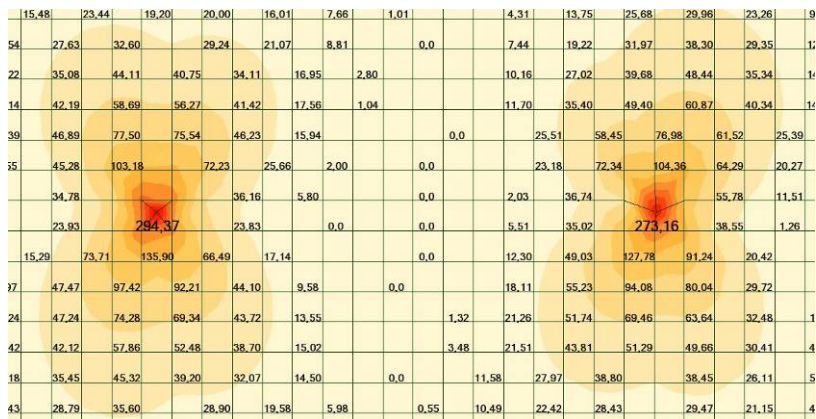
Pilar 5

	22,18	26,46	28,72	20,43	16,47	4,15	
	22,74	30,71	37,64	29,60	24,26	7,06	
8		26,41	41,07	48,39	39,21	22,07	
7		24,05	44,56	63,05	54,95	25,38	
6		18,90	42,25	87,47	73,50	24,04	
5		11,60	32,91		42,95		0
4		4,24	22,05	236,05	35,34		0
3	6,80	21,05	60,99	100,99	48,17	2,19	
2		19,07	42,70	75,49	68,72	26,45	
1		23,58	42,90	57,47	50,18	25,56	
0	20,41	31,88	43,77	36,39	30,64	8,88	
-1	21,46	29,30	34,86	26,24	21,17	5,78	
-2		23,19	27,13	24,10	14,61	8,44	

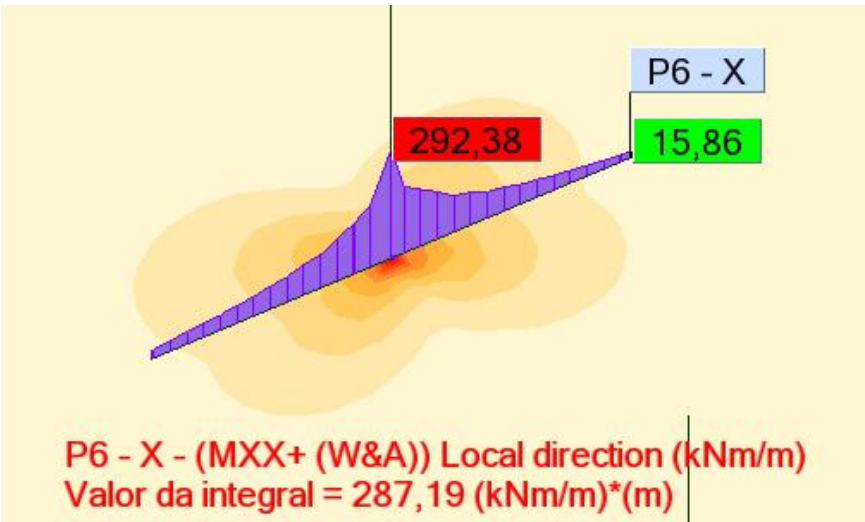
O respectivo corte:



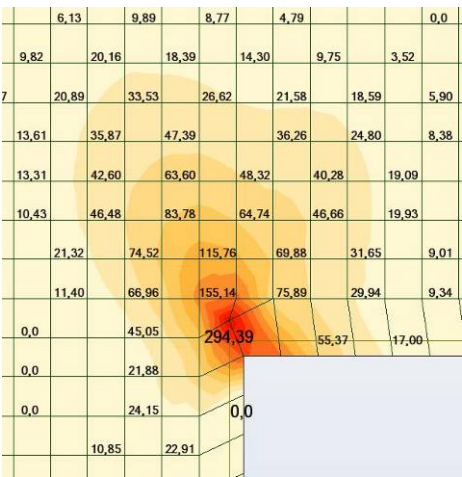
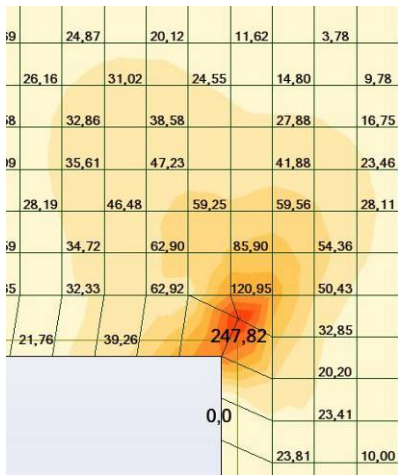
Pilar P6 e P7



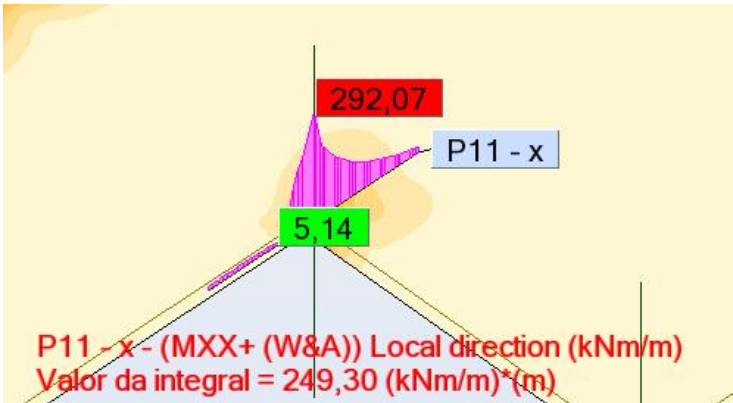
Considerando o corte para o pilar P6, temos:



Pilar P9 e P11.

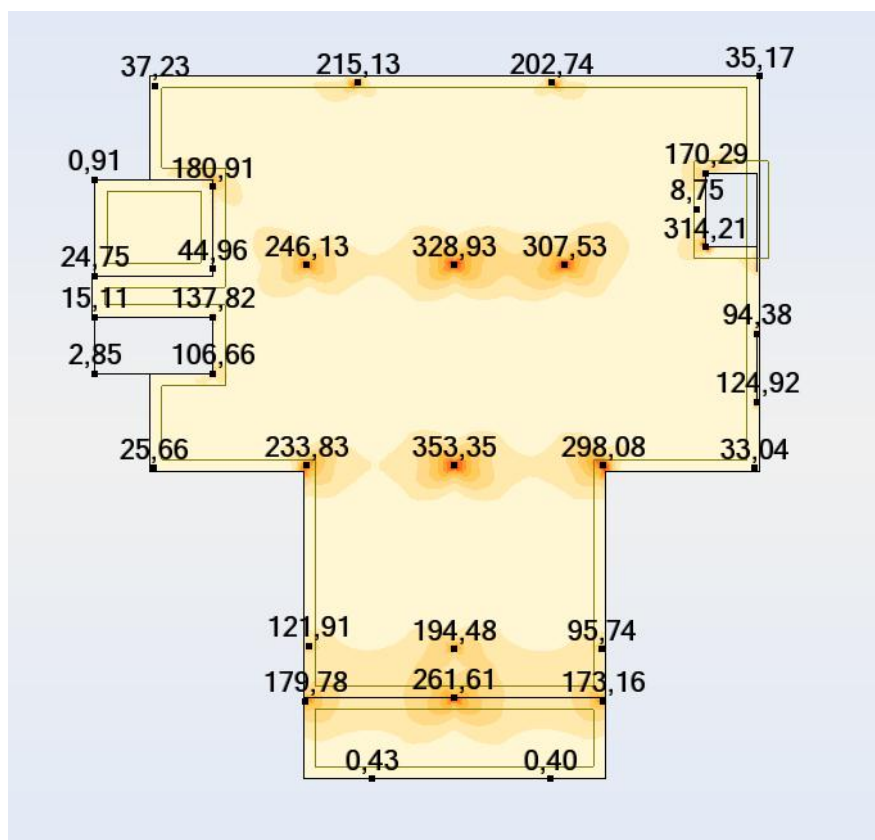


Considerando o corte para o pilar P11, temos:

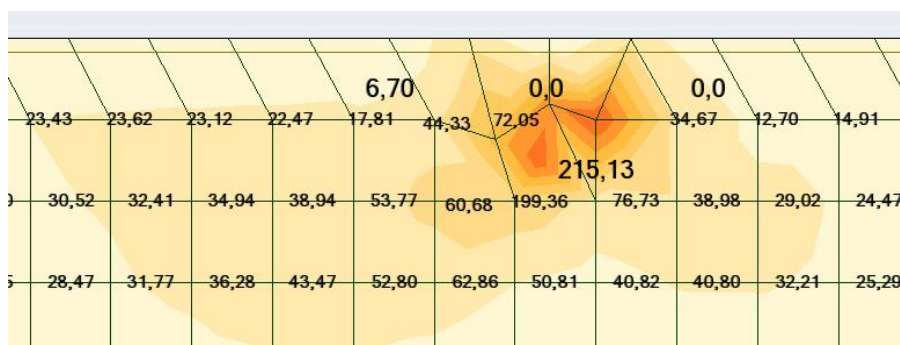


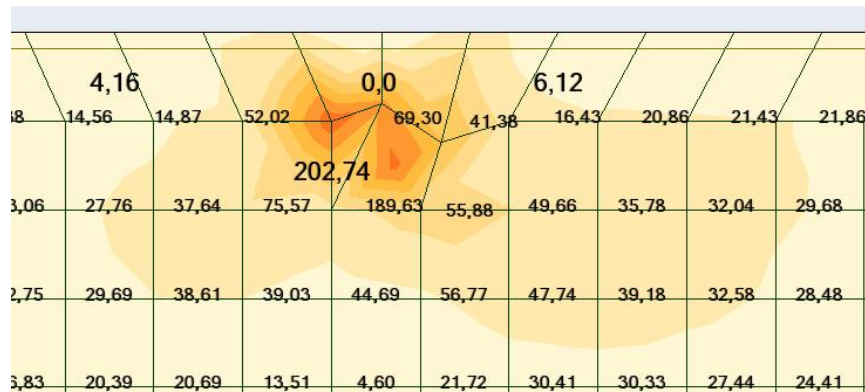
Pilar	Lcut (m)	∫ M (kN.m)	Msd (kN.m/m)	μ	As (cm ² /m)	As,exist (cm ² /m)	As,nec (cm ² /m)	Solução	As,ef (cm ² /m)
P2 e P3	2,0	186,80	93,4	0,0811	9,68	3,93	5,75	Ø16//0,20	6,65
P5	3,6	234,84	65,23	0,0566	6,60	3,93	2,27	Ø10//0,20	3.93
P6 e P7	3,6	287,19	79,78	0,0693	8,18	3,93	4,25	Ø12//0,20	5,65
P9 e P11	3,5	294,30	73,57	0,0639	7,51	3,93	3,58	Ø10//0,20	3.93

- Direcção segundo “y”

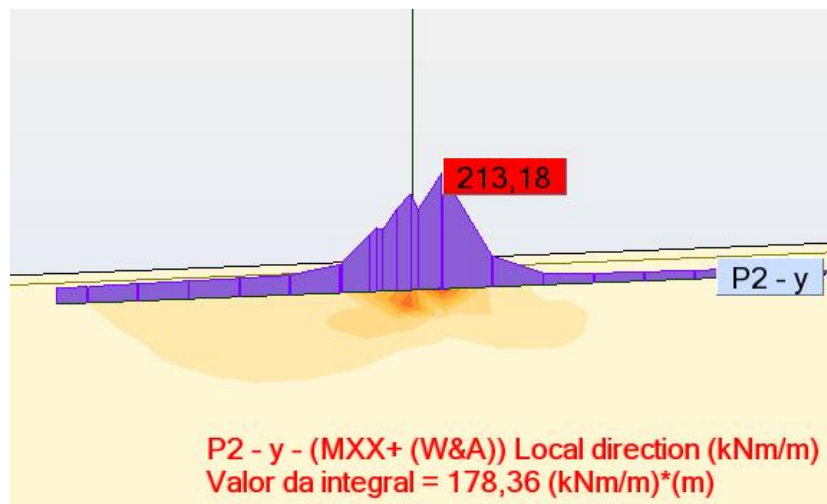


Pilar P2 e P3

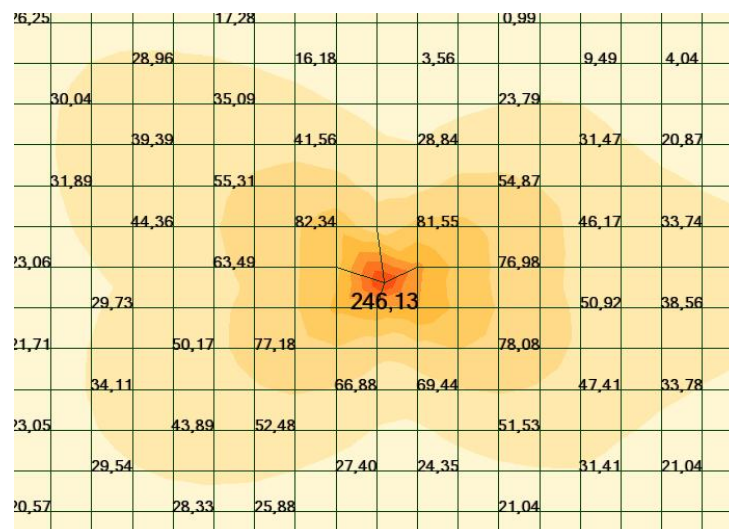


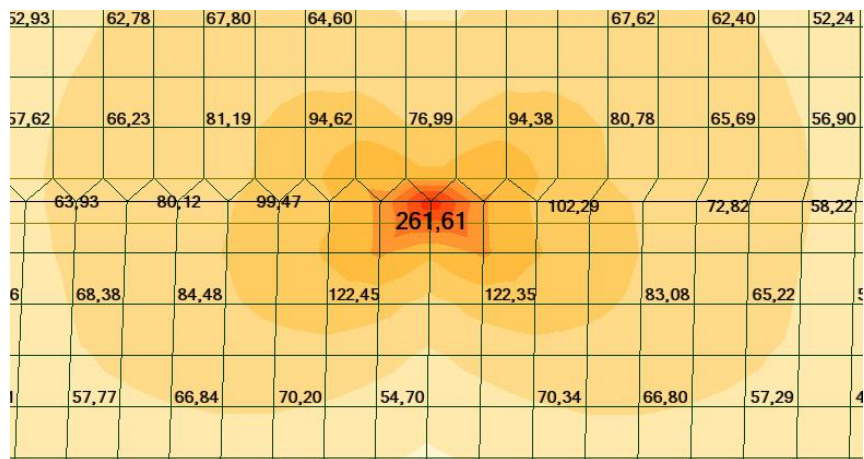


Considerando o corte para o pilar P2, temos:

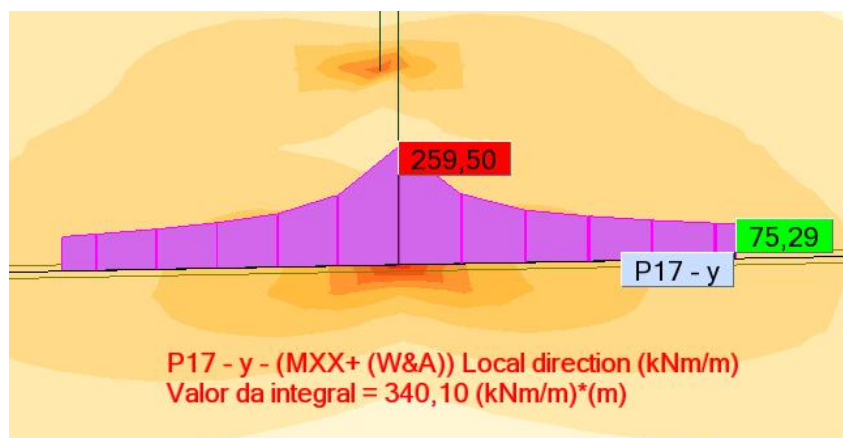


Pilar P5 e P17

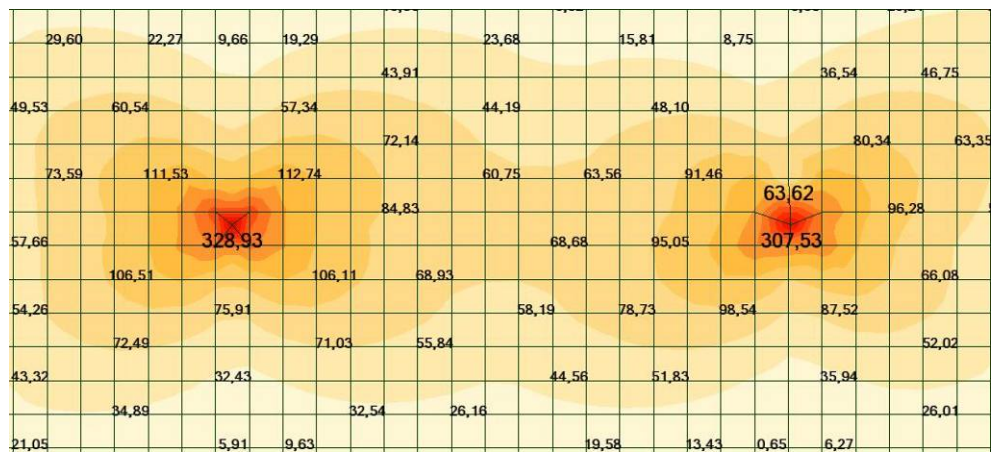


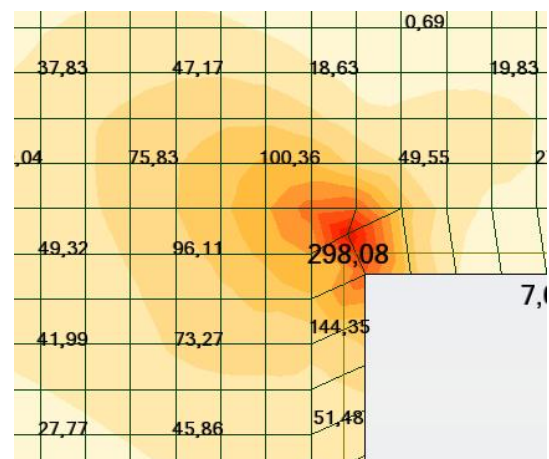


Considerando o corte para o pilar P17, temos:

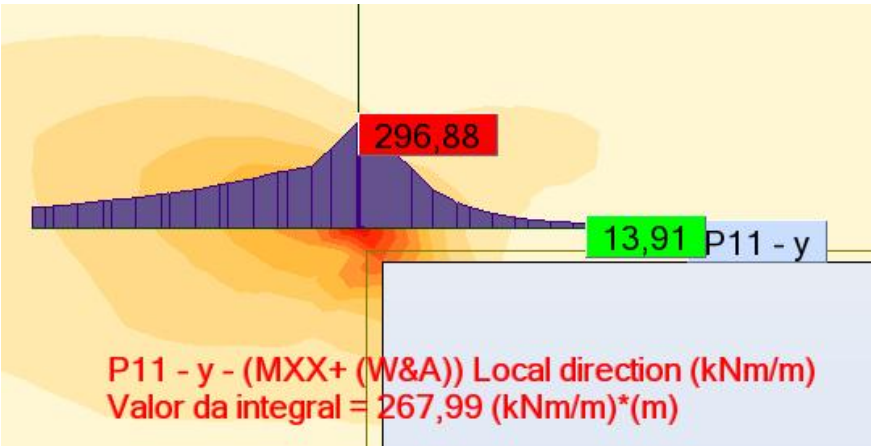


Pilar P6, P7, P10

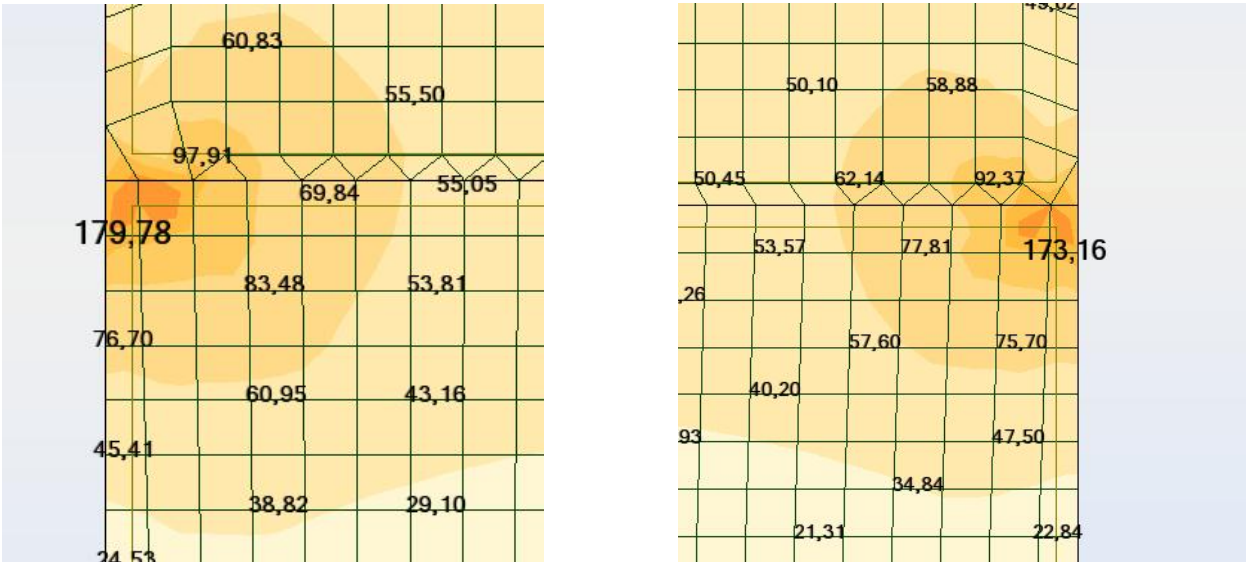




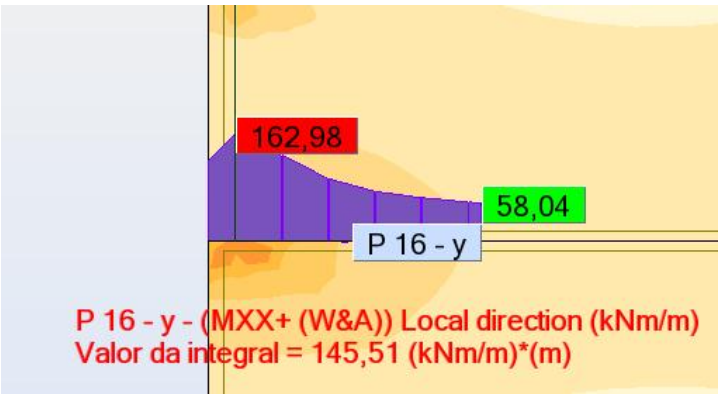
Considerando o corte para o pilar P11, temos:



Pilar P16 e P18



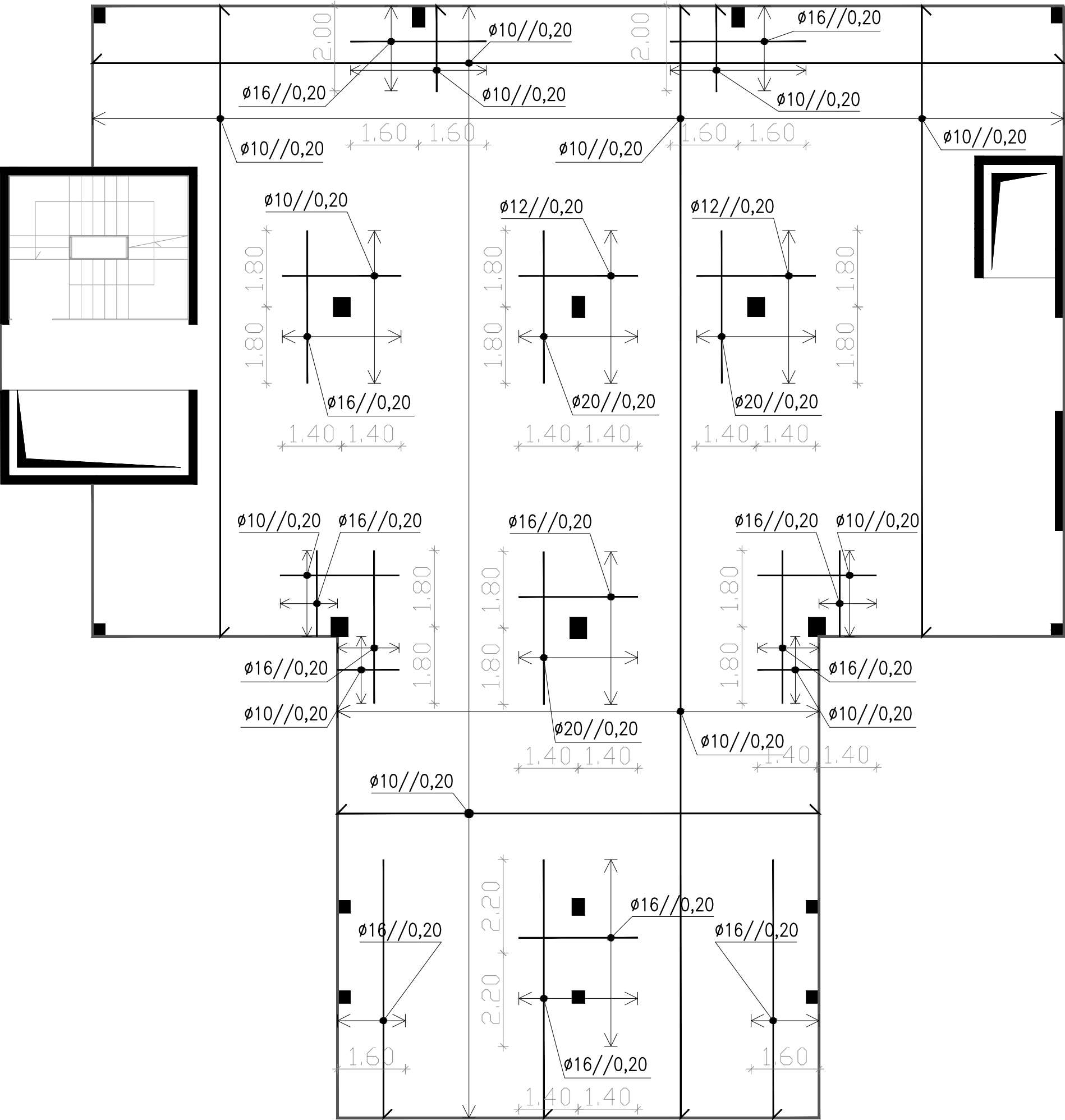
Considerando o corte para o pilar P16, temos:



Pilar	Lcut (m)	$\int M$ (kN.m)	Msd (kN.m/m)	μ	As (cm ² /m)	As,exist (cm ² /m)	As,nec (cm ² /m)	Solução	As,ef (cm ² /m)
P2 e P3	3,8	178,36	46,94	0,0407	4,67	3,93	0,74	Ø10//0,20	3,93
P5 e P17	2,8	340,10	121,46	0,1054	12,86	3,93	8,93	Ø16//0,20	10,05
P6, P7 e P10	2,74	375,98	137,22	0,1191	14,71	3,93	10,78	Ø20//0,20	15,71
P9 e P10	2,8	267,99	95,71	0,0830	9,93	3,93	6,00	Ø16//0,20	10,05
P16 e P18	1,55	145,61	95,80	0,0832	9,94	3,93	6,01	Ø16//0,20	10,05

Para os pilares que não constam das tabelas, como a armadura mínima distribuída na direcção “x” e na direcção “Y” é suficiente para resistir aos esforços neles instalados não é necessário cálculo de reforço para esses pilares.

Como exemplo para situação acima descrita, temos os pilares P2 e P3 na direcção “y”, para os quais foi efectuado o respectivo corte (P2) e como se pode verificar na tabela correspondente a armadura existente (armadura mínima considerada) é suficiente para resistir aos esforços aí instalados.



Planta do Piso Tipo – Armadura Superior
(ESC. 1:100)

A.3.4.CORTE DA CONSOLA

