



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE  
FACULDADE DE ENGENHARIA  
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

RELATÓRIO DE ESTÁGIO  
**REVISÃO DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA MORADIA  
UNIFAMILIAR EM LAULANE**

**Nome do autor:**

Hélder Simão Bule

**Supervisores:**

Eng.º Francisco Ricardo (DECI – FEUEM)

Eng.º Ussene Ussene Sualé (Golfo Engenharia & Construções, SA)

Maputo, Janeiro 2023



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE  
FACULDADE DE ENGENHARIA  
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

RELATÓRIO DE ESTÁGIO  
REVISÃO DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA MORADIA  
UNIFAMILIAR EM LAULANE

**Nome do autor:**

Hélder Simão Bule

**Supervisores:**

Eng.º Francisco Ricardo (DECI – FEUEM)

Eng.º Ussene Ussene Sualé (Golfo Engenharia & Construções, SA)

Maputo, Janeiro 2023

Hélder Simão Bule

Relatório de Estágio Profissional, apresentado Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane para obtenção do Grau de Licenciatura em Engenharia Civil.

Autor

---

(Hélder Simão Bule)

Supervisores

---

(Eng.º Ussene Sualé Sualé)

---

(Eng.º Francisco Ricardo)

## DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, **Hélder Simão Bule**, declaro por minha honra, que este trabalho é resultado da minha investigação com recurso a bibliografia em referência devidamente citada ao longo do mesmo e que é submetido para a obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Civil, pela Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane.

Maputo, 25 de Abril de 2023

---

(Hélder Simão Bule

## I. DEDICATÓRIAS

À minha família, mas especialmente à minha mãe, Maria Ubisse que mesmo do outro lado sei que sempre apoiou a minha vida académica, e ao meu pai, Simão Bule que desempenhou dois papéis após a partida da minha mãe, e para todos que sempre me apoiaram de modo incondicional.

## II. AGRADECIMENTOS

Quero agradecer á Deus por estar presente em toda minha vida, me guiado e escutado as minhas orações.

Agradecer aos meus pais, especialmente ao meu pai, pela compreensão e apoio incondicional a minha jornada acadêmica. Aos meus irmãos e a família no geral.

A todos amigos que sempre me apoiaram, me incentivaram nos momentos difíceis a manter o foco especialmente Hamilton Pedro, Jeremias Chone, Horaçio José, Edilson Matiquite, Hermenegildo Muniz e Leucina Paulo.

Para os supervisores do estágio, Eng.º Francisco Ricardo e ao Eng.º Ussene Sualé que acompanharam o meu processo de assimilação da vida acadêmica e profissional

Aos colegas que fiz durante a formação desde a base, num ambiente de busca e troca de conhecimentos.

A todos vai o OBRIGADO, Arigato!!!!

### **III. RESUMO**

A concepção estrutural é uma das etapas mais importantes na realização do projecto estrutural de um edifício, nesta etapa é escolhido um sistema estrutura que irá formar, de forma eficiente, a parte resistente do edifício e estabelecer um arranjo correcto dos elementos estruturais desse sistema.

Neste contexto, o trabalho proposto consiste na elaboração de um projecto de Revisão do dimensionamento estrutural de uma edificação unifamiliar contendo 3 pavimentos. Esse processo será feito com base num projecto arquitectónico e um projecto estrutural em que foram identificados erros que colocariam em perigo o bom funcionamento estrutural do edifício.

A análise do edifício será feita em parte com auxílio de um programa de cálculo estrutural para a obtenção dos esforços. O dimensionamento e verificação de alguns elementos serão realizados de forma manual, de modo a fazer um melhor controlo dos resultados.

No final do projecto, será feita uma análise comparativa entre os resultados do projecto estrutural original e do projecto de Revisão de dimensionamento estrutural.

**Palavras Chave:** Lajes, Vigas, Pilares, Fundações, Estrutura, Acções.

## IV. ÍNDICE

I. DEDICATÓRIAS .....	I
II. AGRADECIMENTOS .....	II
III. RESUMO.....	III
IV. ÍNDICE .....	IV
V. LISTA DE SÍMBOLOS .....	VI
VI. LISTA DE FIGURAS.....	IX
VII. LISTAS DE TABELAS .....	X
VIII. LISTA DE EQUAÇÕES .....	XI
CAPITULO I .....	1
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1 EMPRESA DE ACOLHIMENTO.....	1
1.2 OBJECTIVOS DO TRABALHO .....	3
1.2.1 GERAL.....	3
1.2.2 ESPECÍFICOS.....	3
1.3 METODOLOGIA EMPREGUE .....	4
CAPITULO II .....	5
2. DESCRIÇÃO DA OBRA.....	5
2.1. Localização.....	5
2.2 Configuração geral da obra .....	5
CAPITULO III .....	7
3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO .....	7
CAPITULO IV .....	8
4. CRITÉRIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	8
4.1 Regulamentação e segurança .....	8
4.1.1 Estados limites .....	8
CAPITULO V .....	10
5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	10
5.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS .....	10
5.1.1 Principais elementos estruturais .....	10
CAPITULO VI .....	22
6. CÁLCULOS E RESULTADOS .....	22
6.1 Características dos materiais.....	22
6.2 Quantificação e combinação de acções.....	23



6.2.1 Acções permanentes .....	23
6.2.2 Acções variáveis .....	24
6.3 Combinação de Acções .....	26
6.4 Pré-dimensionamento dos elementos .....	28
6.4.1 Pré-dimensionamento das lajes .....	30
6.4.1 Pré-dimensionamento das vigas .....	32
6.4.2 Pré-dimensionamento de pilares.....	33
6.5 Modelagem da estrutura.....	34
6.6 Determinação dos esforços e dimensionamento dos elementos.....	35
6.6.1 Determinação dos esforços flectores das lajes .....	35
6.6.2 Determinação dos esforços transversos das lajes .....	40
6.6.3 Deformações na laje .....	43
6.6.4 Determinação dos esforços nas vigas .....	44
6.6.5 Determinação dos esforços em pilares .....	47
6.6.6 Dimensionamento de fundações.....	52
CAPITULO VII .....	57
7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	57
CAPITULO VIII.....	59
8. CONCLUSÃO .....	59
8.1 RECOMENDAÇÕES .....	59
9. BIBLIOGRAFIA .....	60
9.1 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	60
10. ANEXOS .....	61

## V. LISTA DE SÍMBOLOS

$f_{cK}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

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

$f_{ctd}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

$f_{syk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras;

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

$E_S$  – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

$E_{c,28}$  – Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

$\nu_c = 0.2$  – Coeficiente de Poisson;

$\gamma_s$  – Peso volúmico do aço.

$G_{ik}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  – Esforço resultante de uma acção variável, tomada considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Ek}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico

$Q_{jk}$  – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção variável base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{Gi}$  – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes (1.5 ou 1.0), conforme seja ou não desfavorável para o efeito em causa;

$\gamma_q$  – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, tendo o valor de 1.5;

$\psi_{0j}$  – Coeficiente  $\psi$  correspondente às acções variáveis de ordem j;

$\psi_{2j}$  – Coeficiente  $\psi$  correspondente à acção variável de ordem j, para obter o valor quase permanente

$h$  – Espessura da laje, em metros

$l_i = Lx \alpha$  – Vão equivalentes da laje

$L$  – Vão teórico

$\alpha$  e  $\eta$  – coeficientes

$A_i$  – Área de influência do pilar em  $m^2$

$Q_{sd}$  – Carga total da laje em cada pavimento em  $\frac{KN}{m^2}$

$H$  – Espessura da sapata

$v$  – Balanço da sapata

-  $a$  e  $b$  – Representam, respectivamente a maior e menor dimensão em planta.

-  $h$  – Representa a altura do edifício.

$A_t$  – Área total de influência do pilar em, ( $m^2$ )

$qsd'$  - Carga total majorada em cada piso que o pilar apoia a laje em, ( $KN/m^2$ )

$N_{sd,max}$  – Força de compressão no pilar em, ( $KN$ )

$A_c$  – Área do pilar em, ( $m^2$ )

$e$  – Espessura da parede, em ( $m$ )

$C_{min}$  – Largura do mínima do pilar em, ( $m$ )

$A_s$ - Área da secção da armadura;

$b_t$ - Largura média da zona traccionada;

$d$ - Altura útil da secção.

$h$ - Altura da laje;

$\frac{\phi_L}{2}$  Metade do diâmetro do varão longitudinal, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12 mm para lajes vigadas;

C- Recobrimento das armaduras.

$\mu$ - Momento flector reduzido;

$M_{sd}$ - Valor do momento flector actuante;

$b$ - Largura da secção transversal da laje

$\tau_1$ - Tensão cujo valor é dado no quadro VI do REBAP;

$b_w$ -considera-se igual a 1.0m;

$d$ - Altura útil da secção.

$n$ - número de varões.

$\mu$ - Momento flector reduzido em ( $MPa$ );

$M_{sd}$ - Valor do momento flector actuante em ( $\frac{KNm}{m}$ );

$b$ - Largura da secção transversal da laje ( $b = 1.0m$ );

$d(m)$ - Altura útil da secção transversal da laje;

$A_s$ - Área da armadura longitudinal;

$\rho$ - Percentagem da armadura.

$b_w$ - Largura da alma da secção;

$s$ - Espaçamento dos estribos;

$\alpha$ - Ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga.

## VI. LISTA DE FIGURAS

Conteúdos	Pág.
Figura 1 Área de implantação do edifício .....	5
Figura 2: Planta do pavimento térreo. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA) ....	6
Figura 3: Planta do Primeiro andar. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA).....	6
Figura 4: Planta de cobertura. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA) .....	7
Figura 5: Fluxo de cargas em uma estrutura (Fonte: Freitas 2016) .....	10
Figura 6 Esquema de uma viga (Fonte: Apontamentos de Edifícios) .....	13
Figura 7 Tipos de encontros entre vigas e pilares (Fonte: Scadelai 2004).....	16
Figura 8 Sapata <i>rígida</i> .(Fonte: <i>Apontamentos de betão</i> ) .....	18
Figura 9 Ensoleiramento geral. (Fonte: Apontamentos de betão) .....	19
Figura 10 Fundações por estacas. (Fonte: Apontamentos de Betão) .....	20
Figura 11 Fundações por poços.....	20
Figura 12 Determinação da pressão dinâmica (Fonte: RSA) .....	25
Figura 13 Planta do Piso térreo (Piso 1) .....	28
Figura 14 Planta do primeiro andar (Piso 2).....	29
Figura 15 Planta de segundo andar excluindo a caixa da escada (Piso 3) .....	29
Figura 16 Planta de cobertura incluindo a caixa da escada (Piso 4).....	30
Figura 17 Modelo tridimensional da estrutura do edifício .....	35
Figura 18 Momento flector segundo o x, para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (piso 4).....	35
Figura 19 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4) .....	36
Figura 20 Momento flector segundo o X, para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3).....	36
Figura 21 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3).....	37
Figura 22 Momento flector segundo o X, para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2).....	37
Figura 23 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2).....	38
Figura 24 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4) .....	40
Figura 25 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4) .....	40
Figura 26 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3).....	41
Figura 27 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3).....	41
Figura 28 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2).....	42
Figura 29 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2).....	42

## VII. LISTAS DE TABELAS

<b>Conteúdos</b>	<b>Pág.</b>
Tabela 1 Compartimentos do edifício.....	5
Tabela 2 Valores de coeficientes $\eta$ .....	11
Tabela 3 Valores dos coeficientes $\alpha$ – Vigas.....	12
Tabela 4 Valores de coeficientes $\eta$ .....	14
Tabela 5 Valores dos coeficientes $\alpha$ – Vigas.....	14
Tabela 6 Classe de betão dos elementos estruturais .....	22
Tabela 7 Classe do aço dos elementos estruturais.....	22
Tabela 8 Propriedades gerais do betão e aço.....	22
Tabela 9 Restante Carga Permanente .....	24
Tabela 10 Acções globais sobre as superfícies .....	26
Tabela 11: Coeficientes de redução das acções variáveis.....	28
Tabela 12 Pré-dimensionamento da laje do 1º andar .....	31
Tabela 13 Pré-dimensionamento da laje cobertura.....	31
Tabela 14 Pré-dimensionamento da laje da caixa de escada .....	31
Tabela 15 Pré-dimensionamento das vigas .....	32
Tabela 16 Carga total nas lajes.....	33
Tabela 17 Pré-dimensionamento dos pilares .....	34
Tabela 18 Espaçamento máximo dos varões de armadura principal.....	40
Tabela 19 Calculo e verificação ao esforço transverso das lajes.....	43
Tabela 20 Valores de cálculos dos Esforços nos pilares .....	48
Tabela 21 Armaduras dos pilares .....	50
Tabela 22 Dimensão das fundações e armaduras adoptadas .....	52
Tabela 23 Dimensão das vigas e armaduras adoptadas .....	55
Tabela 24 Resultados da laje.....	57
Tabela 25 Resultados da viga.....	57
Tabela 26 Resultados dos pilares .....	58

## VIII. LISTA DE EQUAÇÕES

Conteúdos	Pág.
Equação 1 Pré-dimensionamento da espessura da laje (I).....	11
Equação 2 Equação de $\mu$ para a laje .....	12
Equação 3 Pré-dimensionamento da espessura da laje (II).....	12
Equação 4 Verificação do esforço transverso na laje .....	12
Equação 5 Cálculo de $V_{cd}$ .....	13
Equação 6 Pré-dimensionamento da espessura da viga (I).....	14
Equação 7 $\mu$ Para pré-dimensionamento da viga .....	15
Equação 8 Pré-dimensionamento da altura da viga (II) .....	15
Equação 9 Pré-dimensionamento da altura da viga tendo em consideração a armadura de compressão.....	15
Equação 10 Cálculo da largura da viga, tendo a altura.....	15
Equação 11 Cálculo das armaduras da viga.....	15
Equação 12 Condição de dimensionamento da secção de pilar .....	17
Equação 13 Dimensionamento do pilar.....	17
Equação 14 Esforço resistente do betão.....	17
Equação 15 Esforço resistente do aço.....	17
Equação 16 Simplificação para obtenção da secção do pilar .....	17
Equação 17 Formula simplificada para o dimensionamento da secção do pilar .....	17
Equação 18 Determinação do esforço axial no pilar .....	17
Equação 19 $V_{max}$ da sapata .....	18
Equação 20 Relação entre as dimensões em planta e a altura .....	26
Equação 21 Combinação fundamental .....	26
Equação 22 Combinação tendo a acção do vento como base .....	27
Equação 23 Combinação rara de acções .....	27
Equação 24 Combinação frequente de acções.....	27
Equação 25 Combinação quase-permanente de acções.....	27
Equação 26 Armadura de flexão mínima na laje.....	38
Equação 27 Altura útil nas lajes .....	39
Equação 28 Calculo do momento flector reduzido .....	39
Equação 29 Cálculo das armaduras na laje.....	39
Equação 30 Verificação de segurança na laje ao esforço transverso .....	43
Equação 31 Esforço resistente na laje .....	43
Equação 32 Comparação com $V_{sd}$ .....	43
Equação 33 Armadura mínima em vigas .....	44
Equação 34 Altura útil em vigas .....	44
Equação 35 Calculo do espaçamento de armaduras longitudinais em vias.....	45
Equação 36 Momento reduzido em vigas .....	45
Equação 37 Calculo de armaduras em vigas.....	46
Equação 38 Armadura transversal mínima em vigas .....	46
Equação 39 Resistência atribuída ao betão .....	47
Equação 40 Esforço transverso resistente.....	47
Equação 41 Resistência das armaduras do esforço transverso .....	47
Equação 42 Armadura transversal e seu espaçamento.....	47

Equação 43 Armadura mínima em pilares .....	50
Equação 44 Pré-dimensionamento de sapatas.....	52



## **CAPITULO I**

### **1. INTRODUÇÃO**

O estágio profissional é uma das formas de culminação do curso, que permite ao estudante a oportunidade de aprender a conciliar os vários conteúdos académicos adquiridos na faculdade, com a prática através da troca experiências com os vários profissionais na sua área com os quais vai interagir durante esse percurso.

No presente relatório far-se-á uma verificação do dimensionamento estrutural de um edifício residencial, iniciando da elaboração de um sistema estrutural que garanta o bom funcionamento dos seus elementos (Lajes, Vigas, Pilares e fundações) fazendo as verificações que são previstas nos regulamentos de estruturas de betão e comparar com o projecto original.

O relatório será formado por 7 capítulos, sendo este o primeiro a parte introdutora que se dá uma visão geral do relatório.

O segundo capítulo onde terá uma descrição e localização da obra em causa, o terceiro capítulo apresentara a metodologia de dimensionamento

O quarto capítulo terá os regulamentos que serão utilizados e os estados limites.

No quinto capítulo far-se-á uma revisão bibliográfica, dos conceitos básicos.

No sexto capítulo abordar-se-á sobre as acções e o pré – dimensionamento e posterior modelagem da estrutura. Seguido do dimensionamento e verificação dos elementos e discussão dos resultados.

O sétimo capítulo é referente a discussão de resultados.

O oitavo será para a conclusão e bibliografias.

#### **1.1 EMPRESA DE ACOLHIMENTO**

O estágio profissional foi concedido pela empresa Golfo Engenharia e Construções SA sob a supervisão do Engenheiro Ussene Ussene Sualé.

O empreendimento está localizado na Av.: Rua Amilcar Cabral, Bairro Polana, Nº852, 1º Andar

##### **1.1.1 Perfil da empresa**

A Golfo Engenharia e Construções SA é uma empresa que participa do desenvolvimento de sectores-chave para a economia, implantada no mercado nacional desde 2015 onde visa a execução de todo o tipo de projectos de Obras Civis (empreendimentos relacionados com infra-estruturas como estradas, ferrovias, obras marítimas e aeroportuárias), Edifícios (residenciais, infra-estruturas e instalações

sociais) e projectos relacionados com a Mineração (contractos de prestação de serviços mineiros e execução de obras e infra-estruturas necessárias à actividade mineira).

### **1.1.2 Missão, Visão e Valor**

#### **1.1.2.1 Missão**

Oferecer serviços na área da engenharia e construção civil, trazendo a qualidade em todas as etapas dos serviços por forma a satisfazer as necessidades dos clientes.

#### **1.1.2.2 Visão**

Ser uma empresa de êxito que se baseia num crescimento sustentável apoiado por uma equipa humana de alta qualidade e numa preocupação de diversificação e inovação em todos os seus projectos e tomar se líder em serviços de engenharia e construção no ramo de infra-estruturas, reconhecida em Moçambique.

#### **1.1.2.3 Valor**

Oferecer serviços na área da engenharia e construção civil, trazendo a qualidade em todas as etapas dos serviços por forma a satisfazer as necessidades dos clientes.

### **1.1.3 Área de actuação:**

1. Design e planeamento;
2. Gerenciamento de projectos;
3. Vias de comunicação (Estradas e Pontes);
4. Sistemas de abastecimento de água, drenagem e saneamento;
5. Obras civis para instalações de petróleo e gás;
6. Edifícios residenciais, industrias, comerciais e educacionais.

## **1.2 OBJECTIVOS DO TRABALHO**

### **1.2.1 GERAL**

- Verificar o dimensionamento estrutural e comparar os resultados com as do projecto original e propor melhorias.

### **1.2.2 ESPECÍFICOS**

- Quantificar as acções verticais e horizontais que actuam na estrutura;
- Pré – dimensionar os elementos estruturais;
- Modelar a estrutura no Cypecad 2016;
- Determinar esforços internos e traçar os respectivos diagramas dos elementos estruturais;
- Dimensionar as armaduras e produzir desenhos executivos;

### 1.3 METODOLOGIA EMPREGUE

Tendo em mente alcançar os objectivos já referidos e continuar com o processo de aprendizagem durante o estágio profissional, foram adoptados vários métodos para elaboração do projecto a mencionar:

- ✓ Consultas ao projecto tipo;
- ✓ Interação com os supervisores e colegas da faculdade em várias fases da elaboração do projecto em busca de opiniões;
- ✓ Pesquisas em web sites na internet, em busca de informações referentes a elaboração de projectos estruturais;
- ✓ Consulta a bibliografias diversas;
- ✓ Consulta aos regulamentos e material académico relativos as estruturas obtidas durante as aulas;

Uso das seguintes ferramentas informáticas de forma a dinamizar os cálculos estruturas:

- ✓ Microsoft word 2013 – Para digitação;
- ✓ Microsoft excel 2013 – Para cálculos aritméticos;
- ✓ CypeCad 2016 e Robot Estrutural 2019 – Para o calculo estrutural;
- ✓ AutoCad 2019 – Para a produção dos desenhos;

## CAPITULO II

### 2. DESCRIÇÃO DA OBRA

#### 2.1. Localização

O projecto em estudo encontra-se localizado no bairro Laulane, distrito municipal Kamavota, cidade de Maputo e possui as seguintes coordenadas: Latitude  $25^{\circ}53'54.9''S$  e longitude  $32^{\circ}37'15.5''E$ . Tendo as dimensões do terreno de implantação de  $15 \times 40 \text{ m}^2$ .



Figura 1 Área de implantação do edifício

#### 2.2 Configuração geral da obra

O edifício a construir tem uma configuração rectangular, e apresenta ao longo da sua altura dois (2) pisos incluindo o seu terraço acessível, com uma área de implantação de  $214,3 \text{ m}^2$ . Tendo a seguinte constituição:

Tabela 1 Compartimentos do edifício

	Função	Área ( $\text{m}^2$ )
Piso 1	Sala de estar	28.18
	Sala de Jantar	27.81
	Cozinha	14.4
	Dispensa	6.09
	Lavatório	4.57
	Suite	24.86
Piso 2	Suite 2	26.87
	Suite 3	22.73
	Master suite	46.17
	Área de estudo	4.11
Exterior	Varanda	8.51

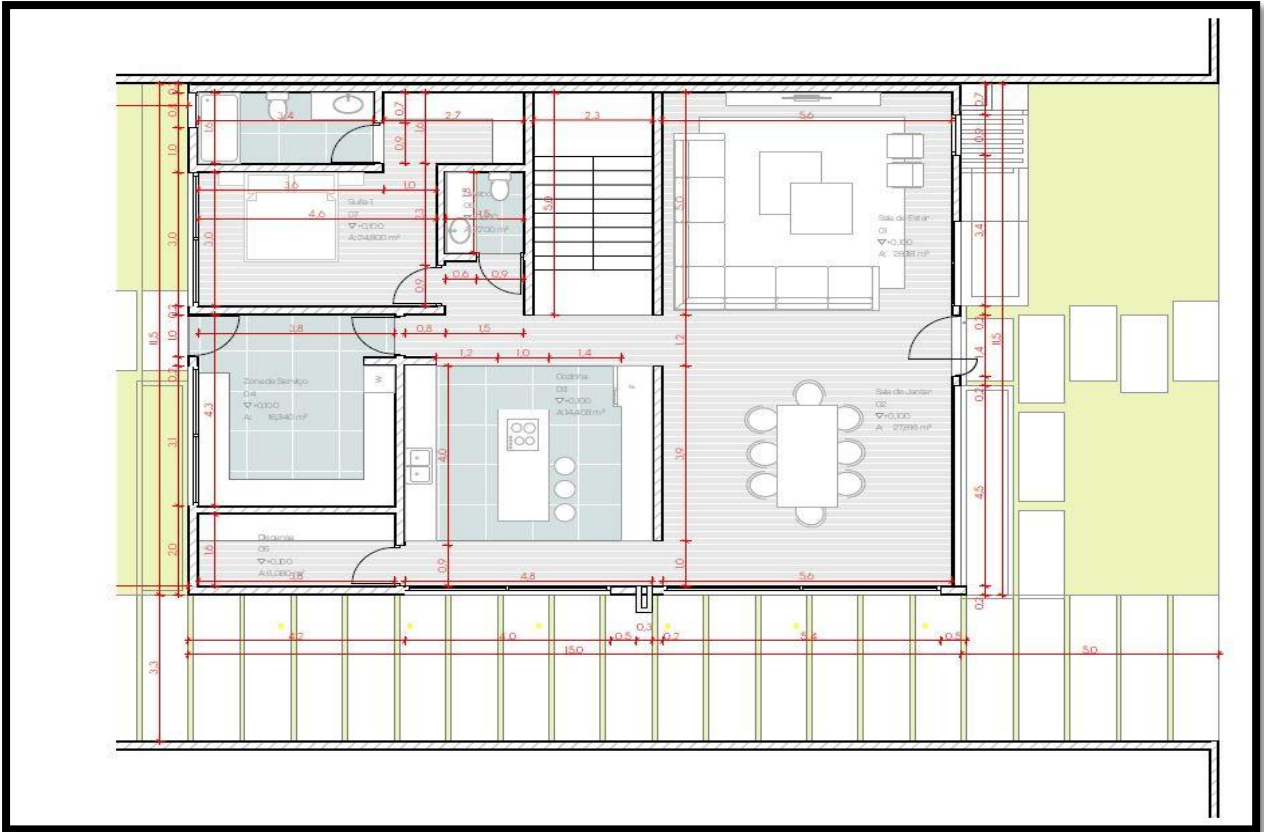


Figura 2: Planta do pavimento térreo. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA)

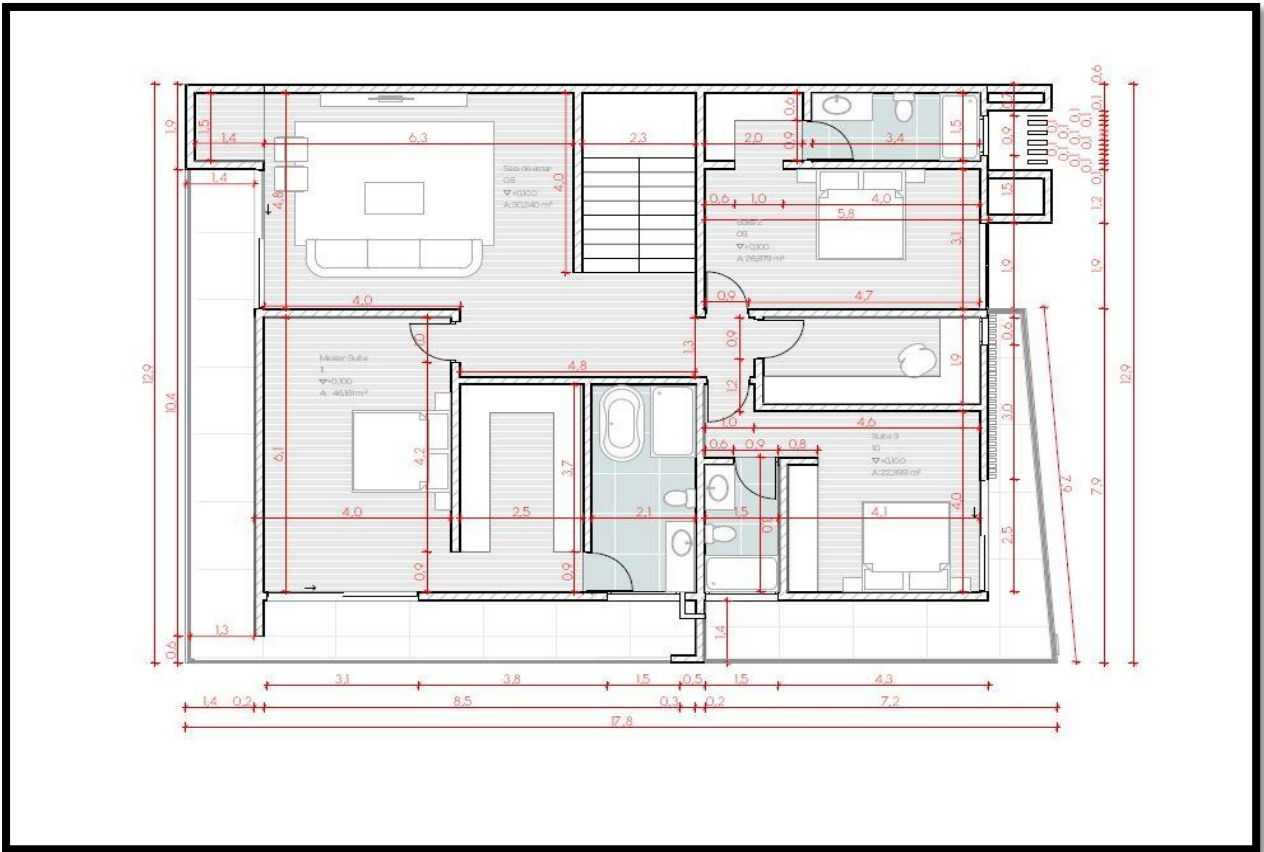


Figura 3: Planta do Primeiro andar. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA)

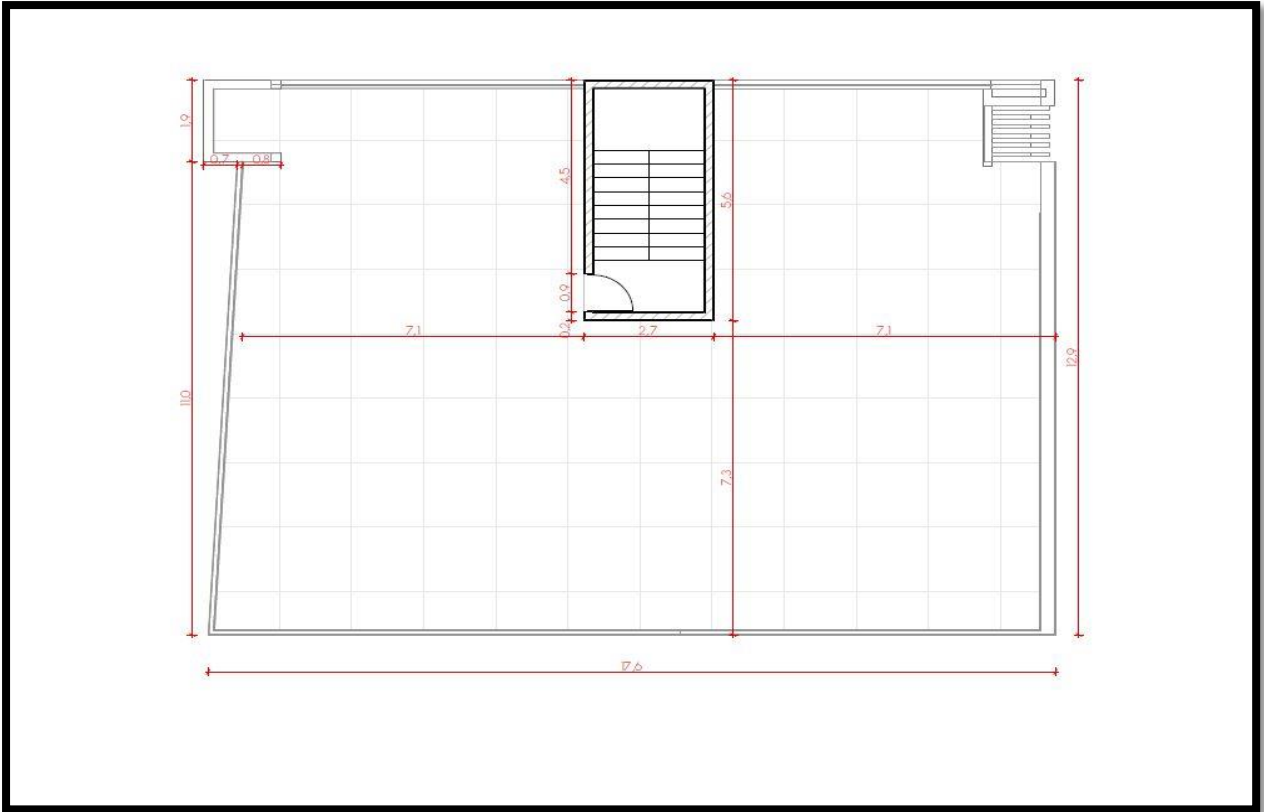


Figura 4: Planta de cobertura. (fonte: Golfo Engenharia e Construções, SA)

## CAPITULO III

### 3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO

O projecto estrutural para uma edificação consiste no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais da edificação: lajes, vigas, pilares e fundações. Além disso, realiza-se a análise dos esforços solicitantes da estrutura e deslocamentos.

Em um projecto estrutural deve-se atender a três requisitos principais: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

Adoptou-se para cada um dos elementos estruturais, secções que não causassem mudanças no projecto arquitectónico e que garantam um funcionamento estrutural óptimo e seguro.

Devido à complexidade da estrutura, procedeu-se à sua modelação tridimensional com recurso ao programa de análise estrutural cypecad 2016, cuja base é o método dos elementos finitos.

Deste modo obtiveram-se os valores dos esforços actuantes em cada elemento estrutural.

## CAPITULO IV

### 4. CRITÉRIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

#### 4.1 Regulamentação e segurança

Na definição das acções e materiais para o desenvolvimento do projecto e na sua análise e dimensionamento, devem ser cumpridas todas as normas e os regulamentos aplicáveis em vigor país, nomeadamente:

- RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983.
- Tabelas técnicas de engenharia

##### 4.1.1 Estados limites

Para que uma estrutura possa desempenhar com êxito a função para a qual foi projectada, a mesma deve possuir as condições adequadas de segurança, durabilidade e conforto. O **Estado Limite** é uma condição particular em que uma estrutura não deve ultrapassar, e caso isso ocorra, será considerada imprópria a sua finalidade estrutural ou ao seu uso.

Podemos definir dois estados limite:

- a) **E.L. de Utilização ou de Serviço**<sup>1</sup>, que dizem respeito à durabilidade e funcionalidade das estruturas quando sujeitas às acções características (acções de Serviço);

##### 1. Estado Limite de Deformação<sup>2</sup>

A verificação aos Estados Limites de Deformação deverá cumprir, para a combinação frequente, o limite máximo de  $L/400$

##### 2. Estado Limite de Fendilhação<sup>3</sup>

Em geral, o estado limite de fendilhação é verificado tendo em conta a agressividade do ambiente e a sensibilidade das armaduras à corrosão. A verificação da segurança foi efectuada para a combinação frequente de acções, isto é, considerando os estados limites de longa duração. As larguras máximas de fendas foram limitadas, em geral, a 0.2 mm para as estruturas de betão armado.

---

<sup>1</sup> Os E.L. de utilização são definidos tendo em conta a duração (muito curta duração, curta duração e longa duração)

<sup>2</sup> Artigo 72º Estados limites de deformação a considerar, REBAP

<sup>3</sup> Artigo 68º Estados limites de fendilhação a considerar, REBAP



- b) **E.L. Últimos**<sup>4</sup>, que se preocupam com a estabilidade e resistência, assegurando a salvaguarda da não ruína da estrutura.

A segurança em relação aos ELU é verificada se o valor de cálculo do esforço actuante ( $S_d$ ) em todas as secções não ultrapassar o valor de cálculo resistente do respectivo esforço ( $R_d$ ) na referida secção, ou seja, se  $S_d \leq R_d$ .

### **1. Estado Limite Último de resistência à flexão**<sup>5</sup>

O dimensionamento das secções sujeitas a flexão simples, composta e desviada foi realizado com recurso aos ábacos de esforços normais de flexão que consideram os diagramas de cálculo de tensões-extensões dos materiais.

### **2. Estado Limite Último de resistência ao esforço transversal**<sup>6</sup>

Para o cálculo ao esforço transversal, utilizou-se o método das bielas com 90° de definido no REBAP. Verificou-se a tensão de esmagamento nas bielas comprimidas verificando o valor de  $V_{rd}$  e calculou-se a armadura necessária através de  $V_{sd}$ .

---

<sup>4</sup> Estados limites últimos são independentes da sua duração.

<sup>5</sup> Artigo 52º Esforços normais e de flexão. REBAP

<sup>6</sup> Artigo 55º Esforço transversal. REBAP

## CAPITULO V

### 5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 5.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

A disposição dos elementos estruturais é de extrema importância para a segurança da edificação e deve estar compatibilizado com o projecto arquitectónico. Nos edifícios de betão armado, os elementos que compõem o sistema estrutural são as lajes, vigas e pilares, ou a união desses elementos. (Giongo 2007).

Cada um dos elementos estruturais deve ter sua funcionalidade compatível com os esforços solicitantes e sua segurança garantida. Todos os elementos trabalham com a transferência de cargas, transferindo-as um para o outro até que todas as cargas sejam descarregadas na fundação e, conseqüentemente, no solo, conforme mostrado na Figura abaixo.

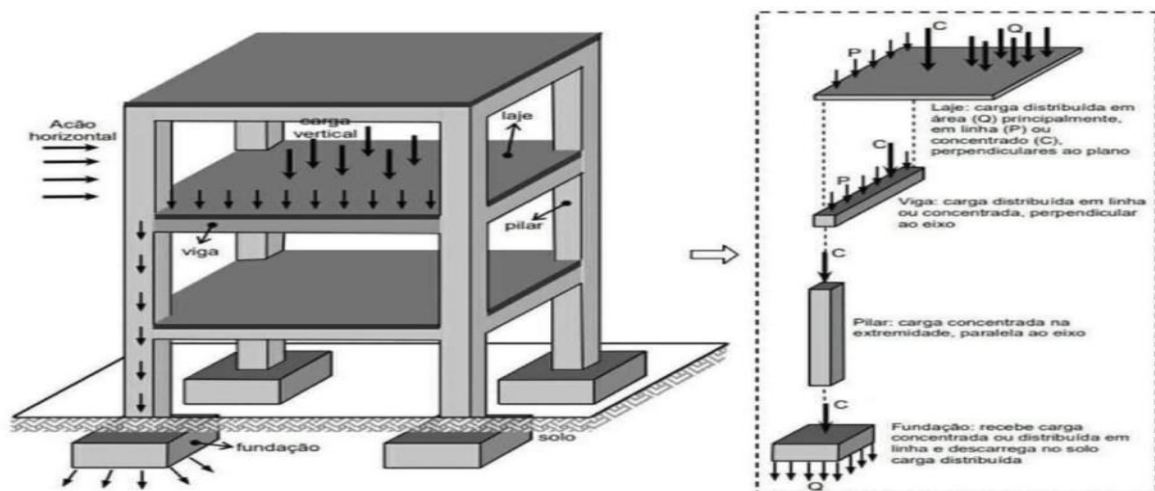


Figura 5: Fluxo de cargas em uma estrutura (Fonte: Freitas 2016)

#### 5.1.1 Principais elementos estruturais

Para Bastos (2006), nas construções de betão armado os elementos estruturais mais importantes são as **lajes, as vigas e os pilares**, independente do porte da edificação. Há também outros elementos, como **por exemplo**: blocos e sapatas de fundação, muros de suporte, vigas-parede, escadas, entre outros.

##### 5.1.1.1 Lajes

As lajes são elementos estruturais que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, a transmiti-las às vigas. Araújo (2010).

As lajes recebem a maioria das cargas da edificação, que geralmente são provenientes de: pessoas, móveis, máquinas, equipamentos, paredes, veículos, e outros diversos tipos de cargas que podem haver conforme a finalidade arquitectónica do espaço que a laje faz parte. Bastos (2021)

- **Pré-dimensionamento de lajes**

Neste trabalho serão consideradas apenas as lajes maciças vigadas e a sua análise detalhada será feita no capítulo da memória de cálculo, onde se fará o dimensionamento dos vários painéis segundo as normas preconizadas no Regulamento de Estruturas de betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).

### **Lajes maciças vigadas**

A situação é semelhante à abordagem feita para vigas, sendo a diferença principal o valor indicativo adoptado para “ $\mu$ ” e o facto de assemelharmos uma laje a uma viga com 1 metro de largura.

#### **1.ª Verificação - Estados Limite de Deformação**

Em termos de verificação de Estados Limite de Deformação teremos que cumprir:

$$h \geq \frac{l_i}{30\alpha\eta}$$

*Equação 1 Pré-dimensionamento da espessura da laje (I)*

Em que:

$h$  - Espessura da laje, em metros;

$l_i = L\alpha$  - Vão equivalentes da laje, sendo “ $L$ ” Vão teórico (no caso de lajes armadas em duas direcções deverá tomar-se para  $L$  o menor vão; “ $\alpha$ ” e “ $\eta$ ” coeficientes cujos valores se apresentam no abaixo.

*Tabela 2 Valores de coeficientes  $\eta$*

<b>Tipo de aço</b>	<b>Valor de <math>\eta</math></b>
A235	1.4
A400	1.0
A500	0.8

Tabela 3 Valores dos coeficientes  $\alpha$  – Vigas

Tipo de laje	$\alpha$
Simplemente apoiada, armada numa só direcção	1.0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0.6
Apoiada num bordo e encastrada no outro armada numa só direcção	0.8
Em consola (sem rotação no apoio) armada numa só direcção	2.4
Simplemente apoiada, armada em duas direcções	0.7
Duplamente encastrada, armada em duas direcções	0.5
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada em duas direcções <sup>7</sup>	0.6

## 2.ª Verificação - Estados Limite Últimos

Os esforços actuantes são, fundamentalmente, o momento flector, “ $M_{sd}$ ”, e o esforço transversal, “ $V_{sd}$ ”. No que diz respeito ao momento flector, “ $M_{sd}$ ”, a laje é em geral dimensionada admitindo que a rotura se inicia para uma extensão na armadura de tracção próxima do limite,  $\epsilon_s = 8$  a 10%, o que corresponde a um valor de momento reduzido  $\mu \leq 0,20$ . A título indicativo, tomando  $\mu = 0,15$ :

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}} \quad \text{Com } b = 1m \text{ e } \mu = 0.15$$

Equação 2 Equação de  $\mu$  para a laje

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{sd}}{0.15f_{cd}}} \text{ e } h \approx d + 3 \text{ cm}$$

Equação 3 Pré-dimensionamento da espessura da laje (II)

No que se refere ao esforço transversal, “ $V_{sd}$ ”, procura-se em geral atribuir à laje uma espessura, “ $h$ ”, de forma a não ser necessário utilizar armaduras de esforço transversal. Assim a altura útil, “ $d$ ”, teria que ser condicionada pela relação:

$$d \geq \frac{V_{sd}}{0.6\tau_1(1.6 - d)}$$

Equação 4 Verificação do esforço transversal na laje

<sup>7</sup> Situação que inexistente no REBAP mas é adoptada para uma aproximação dos esforços, obtido como a média de (0.7+0.5) para a resolução deste caso particular de lajes.

Com “ $V_{sd}$ ” por faixa de 1m de largura e:

$$0.6\tau_1(1.6 - d) \geq 0.6\tau_1$$

Uma vez que  $(1.6 - d) \geq 1$ .

*Equação 5 Cálculo de  $V_{cd}$*

Sendo:

$d$  - Altura útil em metros.

$\tau_1$  - Valores de tensão, que podem ser retirados do REBAP artigo 53.º

### 5.1.1.2 Vigas

Bastos (2017) diz que os engenheiros e arquitectos preferem que as vigas fiquem embutidas nas paredes divisórias, para não serem perceptíveis visualmente. Para isso, a largura das vigas é escolhida de acordo com a largura final da parede, que vai depender do tipo de alvenaria a ser utilizada e da espessura da argamassa de revestimento dos dois lados da parede.

Já a altura das vigas depende de vários factores, os mais importantes são: o vão, o carregamento e a resistência do betão. Essa altura deve garantir a resistência mecânica e baixa deformidade da peça. As vigas podem também fazer parte da estrutura de contraventamento, auxiliando na rigidez global da estrutura e na transmissão das acções horizontais aos pilares.

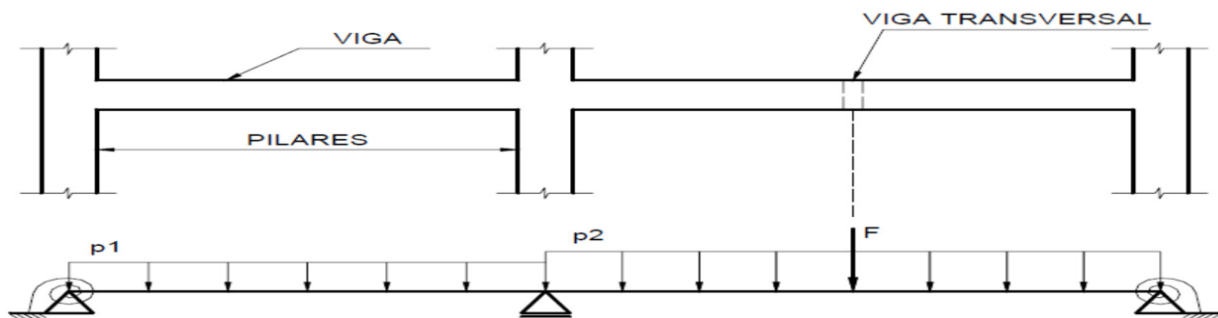


Figura 6 Esquema de uma viga (Fonte: Apointamentos de Edifícios)

- **Pré-dimensionamento de vigas**

As vigas podem ter diferentes secções transversais (Rectangular e em T) dependendo do vão que se pretende vencer ou das cargas ou tipos de esforços que o mesmo deve resistir. No presente trabalho as vigas serão rectangulares e o modo de dimensionamento será baseado Regulamento de Estruturas de betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).

As dimensões, em pré-dimensionamento, de vigas podem seguir o cumprimento das seguintes duas verificações, sendo adoptada a medida mais penalizante (a maior entre as duas).

### 1.ª Verificação - Estados Limite de Deformação

Em termos de verificação de Estados Limite de Deformação teremos que cumprir, de modo simplificado:

$$h \geq \frac{l_i}{20x\eta}$$

*Equação 6 Pré-dimensionamento da espessura da viga (I)*

Em que:

$h$  - Altura da viga, em metros;

$l_i = Lx \alpha$  - Vão equivalentes da viga, sendo “ $L$ ” Vão teórico, em metros;

“ $\alpha$ ” e “ $\eta$ ” coeficientes cujos valores se apresentam no abaixo.

*Tabela 4 Valores de coeficientes  $\eta$*

<b>Tipo de aço</b>	<b>Valor de <math>\eta</math></b>
A235	1.4
A400	1.0
A500	0.8

*Tabela 5 Valores dos coeficientes  $\alpha$  – Vigas*

<b>Condições de apoio da laje</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Simplemente apoiada	1.0
Duplamente encastrada	0.6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0.8
Em consola (sem rotação no apoio)	2.4

### 2.ª Verificação - Estados Limite Últimos

Para efeitos da verificação aos Estados Limite Últimos, podemos estabelecer valores de optimização para o momento flector reduzido ( $\mu$  económico, que corresponde uma extensão no aço entre 3 e 4%) e para a relação entre a base e a altura da viga:

$$0,20 < \mu < 0,30$$

$$b \approx 0,4d, \text{ com } b \geq 20\text{cm}$$

Tendo o momento flector actuante  $M_{Sd}$ , e o valor da tensão de cálculo do betão  $f_{cd}$  podemos determinar as dimensões da secção da viga, admitindo  $\mu = 0,25$  e a largura da viga  $b \approx 0,4d$  :

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow 0,25 = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

*Equação 7  $\mu$  Para pré-dimensionamento da viga*

Colocando a altura útil em evidência:

$$d^3 = \frac{M_{Sd}}{0,25 \times 0,4 f_{cd}} \rightarrow d = \sqrt[3]{\frac{M_{Sd}}{0,1 f_{cd}}}$$

*Equação 8 Pré-dimensionamento da altura da viga (II)*

Quando existe possibilidade de contar com armadura de compressão (sobretudo nas secções de apoio de vigas contínuas), pode ser atribuído um valor de:

$$0,30 < \mu < 0,35$$

Por vezes, por questões arquitectónicas, uma das dimensões é imposta.

Supondo que essa dimensão é a base, o raciocínio é semelhante e temos:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow 0,25 = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow d^2 = \frac{M_{Sd}}{0,25 \times 0,4 f_{cd}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{M_{Sd}}{0,1 f_{cd}}}$$

*Equação 9 Pré-dimensionamento da altura da viga tendo em consideração a armadura de compressão*

Se for a altura a dimensão imposta, vem:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow 0,25 = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow b = \frac{M_{Sd}}{0,25 d^2 f_{cd}}$$

*Equação 10 Cálculo da largura da viga, tendo a altura*

Em termos de área de aço aproximada, como processo expedito podemos adoptar:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0,85 h f_{syd}} \quad \text{ou} \quad A_s = \frac{M_{Sd}}{0,9 d f_{syd}}$$

*Equação 11 Cálculo das armaduras da viga*

### 5.1.1.3 Pilares

Os pilares têm função de receber as acções actuantes nos diversos níveis da edificação e transmiti-las para as fundações. Os pilares, juntamente com as vigas, formam os pórticos, que resistem às acções horizontais e verticais e garantem a estabilidade da estrutura. Scadelai e Pinheiro (2005),

Os pilares podem ser classificados de acordo com o tipo de encontro entre estes elementos:

- **Pilares Internos:** localizam-se principalmente na região interna do pavimento. O encontro acontece com vigas em apenas um eixo ou em dois eixos do pilar, de modo continuado. Desta maneira, os efeitos de flexão são geralmente reduzidos, podendo se considerar apenas compressão simples

- **Pilares de Borda ou de Extremidade:** localizam-se na extremidade do pavimento, nas regiões intermediárias. O encontro ocorre com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “T”, gerando um carregamento excêntrico em um dos eixos. Deste modo, os efeitos de flexão neste eixo são mais relevantes, podendo se considerar a flexão composta.

**Pilares de Canto:** localizam-se nos cantos do pavimento. O encontro se dá com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “L”, gerando um carregamento excêntrico nos mesmos. Assim, deve-se considerar a flexão oblíqua.

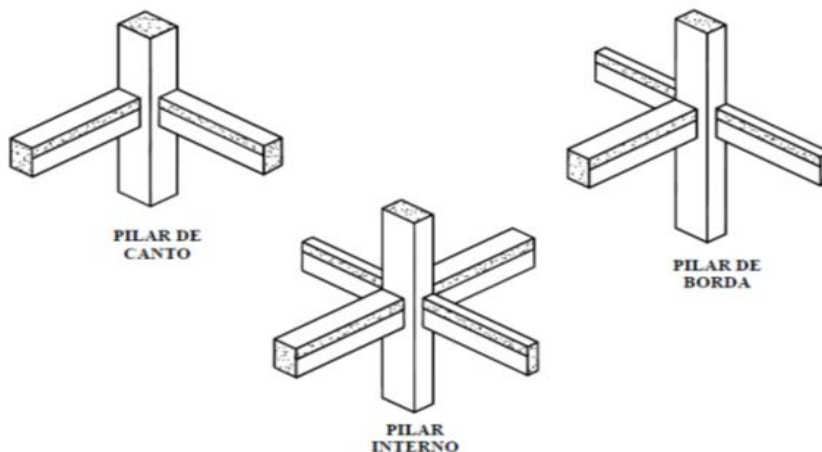


Figura 7 Tipos de encontros entre vigas e pilares (Fonte: Scadelai 2004)

- **Pré-dimensionamento de pilares**

As dimensões dos pilares são, numa 1.<sup>a</sup> fase, estimadas a partir do valor da carga axial, a qual pode ser rapidamente apreciada. Contudo, a presença de momentos nos pilares causa, em geral, um aumento da área assim determinada (apenas com base na



carga axial), apesar dos coeficientes correctivos que se possam usar. Esta diferença cresce em função da severidade das acções horizontais, como o sismo.

O pré-dimensionamento dos pilares é, efectuado a partir da verificação de segurança de peças sujeitas à compressão simples, comparando os esforços actuantes  $N_{sd}$ , com os esforços resistentes,  $N_{rd}$ .

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

*Equação 12 Condição de dimensionamento da secção de pilar*

Os esforços resistentes são calculados a partir da soma dos esforços resistentes de cada um dos materiais, aço e betão.

$$N_{rd} = N_{rd,C} + N_{rd,S}$$

*Equação 13 Dimensionamento do pilar*

Onde:

$$N_{rd,C} = 0.85f_{cd}A_C$$

*Equação 14 Esforço resistente do betão*

$$N_{rd,S} = f_{syd}A_s$$

*Equação 15 Esforço resistente do aço*

Considerando  $\rho = \frac{A_s}{A_C} = 1\%$  (esta percentagem deve variar entre 0.7 a 1.5%, para que a tensão de compressão no betão não seja elevada e consequentemente a durabilidade da estrutura seja a adequada), teremos:

$$N_{rd} = N_{rd,C} + N_{rd,S} \rightarrow N_{rd} = 0.85f_{cd}A_C + 0.01f_{syd}A_C$$

*Equação 16 Simplificação para obtenção da secção do pilar*

Que por sua vez é igual a:

$$N_{rd} = (0.85f_{cd} + 0.01f_{syd})A_C$$

*Equação 17 Formula simplificada para o dimensionamento da secção do pilar*

**Observação:** O valor de  $(0.85f_{cd} + 0.01f_{syd})$  é uma tensão que depende das características dos materiais a usar, betão e aço.

O valor dos esforços actuantes  $N_{sd}$  pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$N_{sd} = A_i \times Q_{sd}$$

*Equação 18 Determinação do esforço axial no pilar*

Onde:

$A_i$  - Área de influência do pilar em  $m^2$

$Q_{sd}$  – Carga total da laje em cada pavimento em  $\frac{KN}{m^2}$

#### 5.1.1.4 Fundações

Fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir as acções actuantes na estrutura à camada resistente do solo. (Gerson 2007)

#### Classificação e tipo de fundações

##### ❖ Fundações superficiais

Elemento de fundação em que a acção é transmitida predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. (Gerson 2007)

As fundações superficiais mais comuns são a **Sapatas e o Ensoleiramento**.

As sapatas podem ser rígidas ou flexíveis, sendo as sapatas rígidas as mais preferidas em engenharia civil.

Sendo:  $H \geq v/2$

$$v = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{2} \\ \frac{B-b}{2} \end{array} \right.$$

Equação 19  $V_{max}$  da sapata

Onde:

$H$  – Espessura da sapata

$v$  – Balanço da sapata

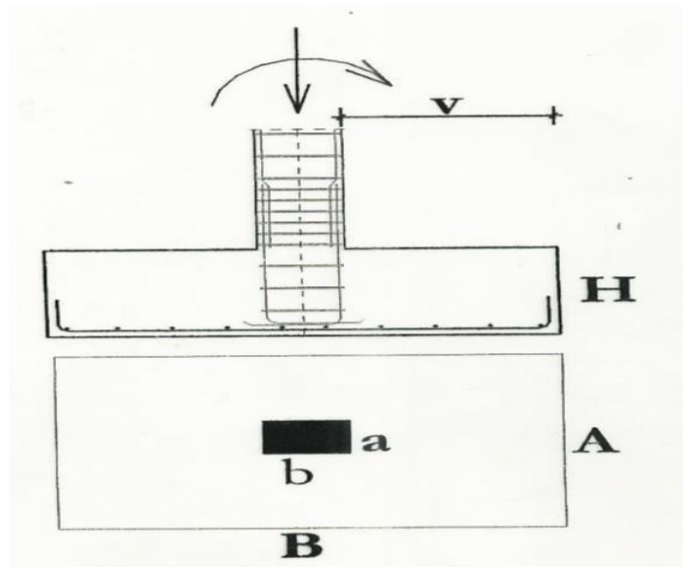


Figura 8 Sapata rígida. (Fonte: Apontamentos de betão)

## Ensoleiramento geral

O ensoleiramento é uma laje contínua, numa área relativamente grande, que suporta vários pilares e / ou muros.

**Regra geral;** se a soma das áreas em planta das sapatas isoladas for superior à metade da área em planta do perímetro exterior do edifício, é mais económico executar o ensoleiramento geral.

O ensoleiramento geral também permite reduzir a amplitude dos assentamentos diferenciais entre pilares em mais de 50%

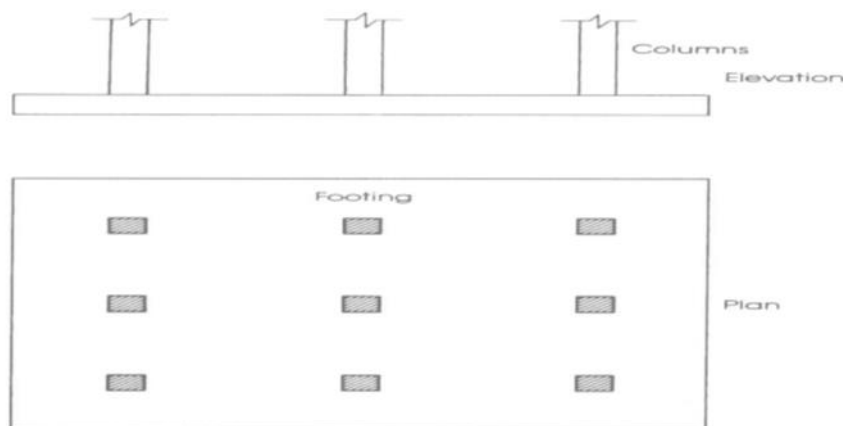


Figura 9 Ensoleiramento geral. (Fonte: Apontamentos de betão)

## ❖ Fundações profundas

Elemento de fundação que transmite as acções ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3m. (Gerson 2007)

Neste tipo de fundação incluem-se as **Estacas, e o poço.**

### - Estacas

As fundações por estacas incluem (i) o maciço de encabeçamento de estas, e (ii) as estacas.

O maciço de encabeçamento de estacas recebe as cargas do pilar, e transfere a carga para as estacas.

A estaca é que transferem a carga para o solo quer através do atrito lateral, como pela ponta da estaca.

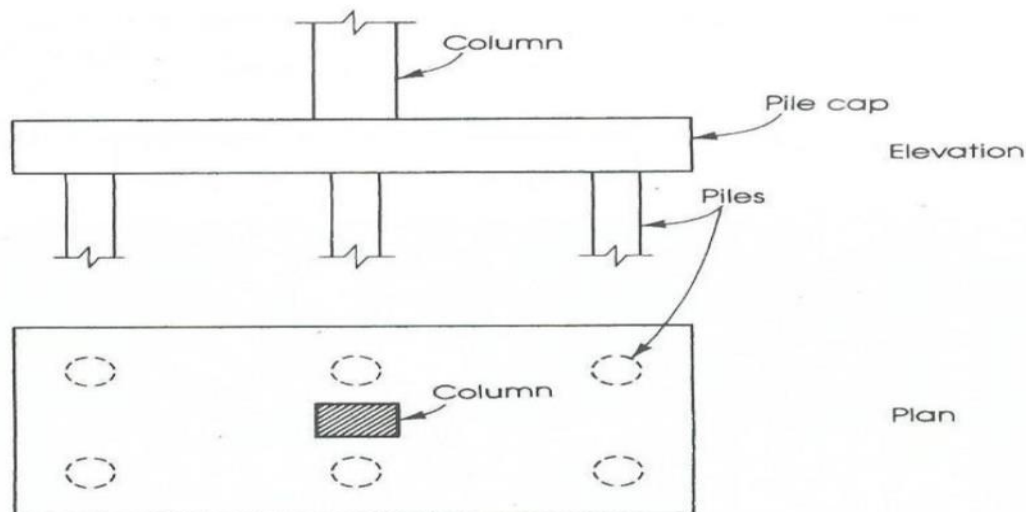


Figura 10 Fundações por estacas. (Fonte: Apontamentos de Betão)

### - Fundações por poços

É executada quando (i) o extracto de solo resistente encontra-se entre 6 e 10 metros de profundidade, (ii) em solos sem grandes dificuldades de escavação, (iii) não existe nível freático ao longo da profundidade em que será executada o poço, e (iv) não existem construções ou infra-estruturas adjacentes que podem ser afectadas pela escavação do poço.

A execução da fundação por poço consiste em escavar o solo até à profundidade onde pretende implementar a fundação, e substituir o solo escavado ou parte dele por betão.



Figura 11 Fundações por poços.

### ➤ Escolha do tipo de fundações

A qualidade e o comportamento de uma fundação dependem de uma boa escolha, que melhor concilie os aspectos técnicos e económicos de cada obra. Qualquer insucesso

nessa escolha pode representar, além de outros inconvenientes, custos elevadíssimos de recuperação ou até mesmo o colapso da estrutura ou do solo. (Gerson 2007)

Os principais factores que influenciam na escolha do tipo de fundação são analisados a seguir.

- ✓ Relativos à superestrutura;
- ✓ Características e propriedades mecânicas do solo;
- ✓ Posição e característica do nível da água;
- ✓ Aspectos técnicos dos tipos de fundações;
- ✓ Custo;
- ✓ Edificações na vizinhança.

A escolha do tipo de fundação a implementar no projecto teve em consideração os factores mencionados por forma a ter uma execução simples e eficiente para a magnitude das cargas esperadas para a fundação, como solução optou-se pela utilização de fundações superficiais do tipo sapatas rígidas de modo a ter o melhor funcionamento estrutural da fundação do edifício e evitar problemas indesejáveis (assentamentos).

### ➤ **Cálculo das fundações**

No cálculo das fundações a avaliação da **capacidade de carga** dos solos e a avaliação da magnitude dos **assentamentos** ante as cargas de serviço foram dois dos mais importantes aspectos.

Não foi realizada uma avaliação<sup>8</sup> cabal nos moldes normalmente preconizados em virtude de se considerar existirem dados suficientes para o projecto de fundações. A tensão admissível<sup>9</sup> do solo é estimada em cerca de  $0.200\text{ MPa}$ , tendo em conta solos argilosos arenosos médios.

A fundação será colocada a uma profundidade não inferior a 0,7 metros abaixo do nível do terreno natural.

---

<sup>8</sup> Segundo os critérios das Tabelas Técnicas a obra enquadra-se na classe (1<sup>a</sup>) geotécnica de construções.

<sup>9</sup> Obtido nas Tabelas Técnicas de acordo com as características do terreno da estrutura.

## CAPITULO VI

### 6. CÁLCULOS E RESULTADOS

#### 6.1 Características dos materiais

As características dos materiais que constituem as estruturas deste projecto, estão de acordo com a regulamentação em vigor no país, no caso, o REBAP.

##### a) Betão armado

As características do material utilizado nas estruturas de Betão Armado estão indicadas nas seguintes tabelas:

Tabela 6 Classe de betão dos elementos estruturais

Elementos Estruturais	Classe de resistência
Laje	B25 (C20/25)
Viga	
Pilar	
Fundações	

##### b) Aço

Tabela 7 Classe do aço dos elementos estruturais

Elementos Estruturais	Aço na estrutura de Betão armado	Classe de resistência
Laje	Armadura ordinária	A400NR
Viga		
Pilar		
Fundações		

#### Propriedades gerais dos materiais

Tabela 8 Propriedades gerais do betão e aço

Betão	Aço
B25	A400NR
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	$f_{syk} = 400 \text{ MPa}$
$f_{cd} = 13.3 \text{ MPa}$	$f_{syd} = 348 \text{ MPa}$
$f_{ctd} = 1.07 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
$E_{c,28} = 29 \text{ GPa}$	$\gamma_s = 77 \text{ KN/m}^3$
$\nu_c = 0.2$	
$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$	

Em que:

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

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

$f_{ctd}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

$f_{syk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras;

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

$E_s$  – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

$E_{c,28}$  – Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

$\nu_c = 0.2$  – Coeficiente de Poisson;

$\gamma_s$  – Peso volúmico do aço.

## 6.2 Quantificação e combinação de acções

Ao longo da sua vida útil, um edifício é submetido a diversas acções, quer sejam elas de carácter permanente ou variável. Neste capítulo são descritas todas as acções consideradas para efeitos deste projecto, de acordo com o RSA.

### 6.2.1 Acções permanentes

As cargas permanentes abrangem dois conjuntos de acções, o primeiro constituído pelo peso próprio da estrutura e o segundo pelo peso dos materiais não estruturais como alvenarias e revestimentos, os quais se designam por restante carga permanente (RCP).

#### a. Peso próprio de elementos de Betão Armado

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado atendendo às dimensões e geometria de cada elemento e considerando o betão armado com um peso volúmico de  $25 \text{ kN/m}^3$ , pelo que, tal quantificação será ilustrada à posterior.

## b. Restante Carga Permanente

Tabela 9 Restante Carga Permanente

Planta	Camada	Espessura (mm)	Nome do material	Material (KN/m <sup>3</sup> )	Material (KN/m <sup>2</sup> )
Pavimento <sup>10</sup> Térreo	Superior	30	Betonilha	20	0.6
Primeiro andar	Superior	40	Betonilha	20	0.8
	Inferior	20	Argamassa de cimento	21	0.42
	Inferior	20	Gesso	12	0.24
Segundo andar e cobertura da caixa da escada	Superior	50	Betonilha	20	1
	Inferior	20	Argamassa de cimento	21	0.42

### 6.2.2 Acções variáveis<sup>11</sup>

As acções variáveis são aquelas que assumem valores com acção significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

#### a) Sobrecargas

- Cobertura (terraços acessíveis)  $2 \text{ kN/m}^2$
- Escadas (acesso privado)  $3 \text{ kN/m}^2$
- Pavimentos residencial<sup>12</sup>  $2 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura (Terraços não acessíveis)  $1 \text{ kN/m}^2$

#### b) Acção do vento

A acção do vento no edifício foi quantificada de acordo com RSA no capítulo V, seguindo os procedimentos de cada um dos artigos e do anexo I.

### Artigo 20.º - Zoneamento do território.

Devido a localização do edifício em Moçambique, o zoneamento do território do edifício foi considerado como pertencente a **Zona A** em Portugal (a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes a zona B).

<sup>10</sup> As cargas na laje de pavimento não são consideradas visto que a laje se apoia no solo.

<sup>11</sup> Valores consultados no RSA, Capítulo VIII Acções específicas de edifícios

<sup>12</sup> Não será considerado na laje de pavimento térreo.



## Artigo 21.º – Rugosidade aerodinâmica do solo

O tipo de rugosidade considerada foi de **rugosidade do tipo II** (rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas).

## Artigo 24.º – Pressão dinâmica do vento.

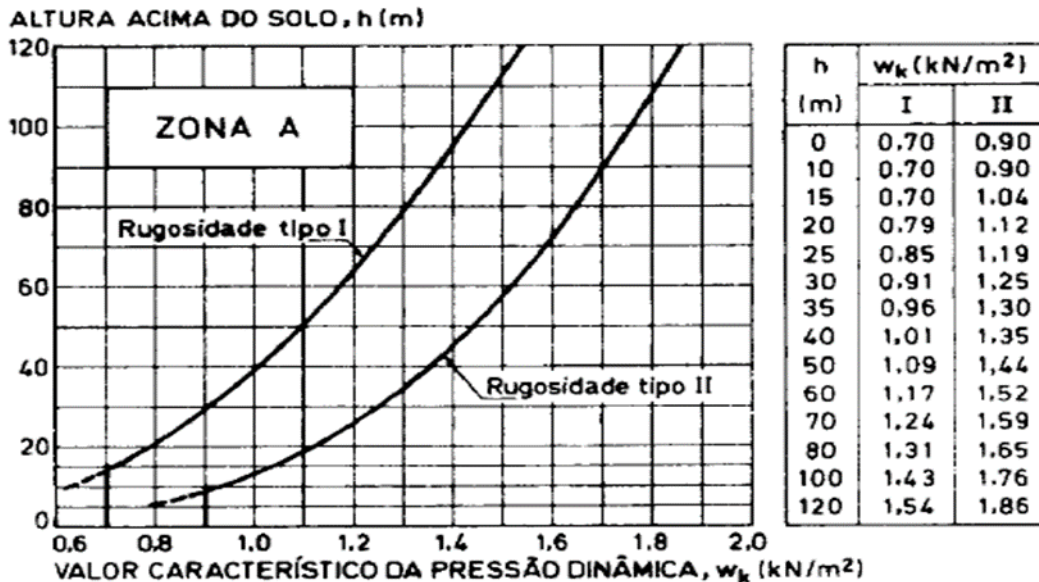


Figura 12 Determinação da pressão dinâmica (Fonte: RSA)

A altura do edifício acima do solo é de  $8,8m$  e recorrendo ao gráfico acima e com as características do zoneamento e rugosidade obtemos a pressão dinâmica característica de  $W_K = 0,90 \text{ KN}/m^2$

- **Coefficientes de forma**

- **Coefficientes de pressão exterior**

Obteve-se os coeficientes a partir do ponto 3.2.2 do anexo I do RSA.

Para a determinação dos coeficientes de pressão exterior  $\delta_{pe}$  Determinou-se a relação entre as dimensões em planta do projecto e a respectiva altura.

$$a = 17,6m ; b = 12,9m \text{ e } h = 8,8m$$

Onde:

- $a$  e  $b$  – Representam, respectivamente a maior e menor dimensão em planta.
- $h$  – Representa a altura do edifício.

Logo:

$$\frac{h}{b} = \frac{8.8}{12.9} = 0.7$$

$$\frac{a}{b} = \frac{17.6}{12.9} = 1.4$$

*Equação 20 Relação entre as dimensões em planta e a altura*

Pelo quadro 1.1 do anexo I do RSA, sendo  $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$  e  $1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$ , Obteve-se os seguintes valores da tabela.

*Tabela 10 Acções globais sobre as superfícies*

Direcção do vento $\alpha$ (°)	Acções globais sobre as superfícies			
	A	B	C	D
0	0.7	-0.25	-0.6	-0.6
90	-0.6	-0.6	0.7	-0.25

### - Coeficientes de pressão interior

Obteve-se os coeficientes pelas regras simplificadas, que têm em conta as características e a distribuição das aberturas nas paredes exteriores.

Considerou-se duas situações, que serão escolhidas de acordo com a que produzir uma situação mais desfavorável.

Duas fachadas opostas com permeabilidade semelhante, e as outras duas fachadas impermeáveis:

$$\delta_{pi} = +0.2 \text{ Vento normal às fachadas permeáveis.}$$

$$\delta_{pi} = -0.3 \text{ As quatro fachadas com permeabilidade semelhante}$$

Por fim multiplica-se a pressão dinâmica do vento pelo coeficiente resultante da combinação mais desfavorável da pressão interior e exterior.

## 6.3 Combinação de Acções

### a) Verificação dos ELU.

- Combinação fundamental geral:

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} \times G_{ik} + \gamma_q \times Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \times \psi_{0j} \times Q_{jk}$$

*Equação 21 Combinação fundamental*

- Acção variável de base Vento:

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} \times G_{ik} + \gamma_q \times Q_{Wk} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \times \psi_{0k} \times Q_{jk}$$

*Equação 22 Combinação tendo a acção do vento como base*

## b) Verificação dos ELS.

- Combinações raras:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + Q_{1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{1j} \times Q_{jk}$$

*Equação 23 Combinação rara de acções*

- Combinações frequentes:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + Q_{1k} \times \psi_1 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times Q_{jk}$$

*Equação 24 Combinação frequente de acções*

- Combinação quase-Permanente:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times Q_{jk}$$

*Equação 25 Combinação quase-permanente de acções*

### Onde:

$G_{ik}$ - Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$ - Esforço resultante de uma acção variável, tomada considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$Q_{Wk}$ - Esforço resultante de uma acção variável de vento considerada como acção de base, tomada com o seu valor característico

$Q_{jk}$ - Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção variável base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{Gi}$ - Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes (1.5 ou 1.0), conforme seja ou não desfavorável para o efeito em causa;

$\gamma_q$ - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, tendo o valor de 1.5;

$\psi_{0j}$ - Coeficiente  $\psi$  correspondente às acções variáveis de ordem j;

$\psi_{1j}$ - Coeficiente  $\psi$  correspondente às acções variáveis de ordem j;

$\psi_{2j}$ - Coeficiente  $\psi$  correspondente à acção variável de ordem j, para obter o valor quase permanente.

Tabela 11: Coeficientes de redução das acções variáveis

Acção	Coeficientes $\psi$		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Vento	0.6	0.2	0
Sobrecarga: Pavimento e Cobertura	0.4	0.3	0.2

#### 6.4 Pré-dimensionamento dos elementos

Seguindo a ordem natural de transmissão de carga, iniciar-se-á o pré-dimensionamento dos elementos a partir das lajes depois as vigas e por fim os pilares.

Nas figuras abaixo, constam a ordem das designações dos elementos estruturais em cada piso, que serão considerados no pré-dimensionamento de modo ter um melhor controlo do seu posicionamento e orientação no projecto.

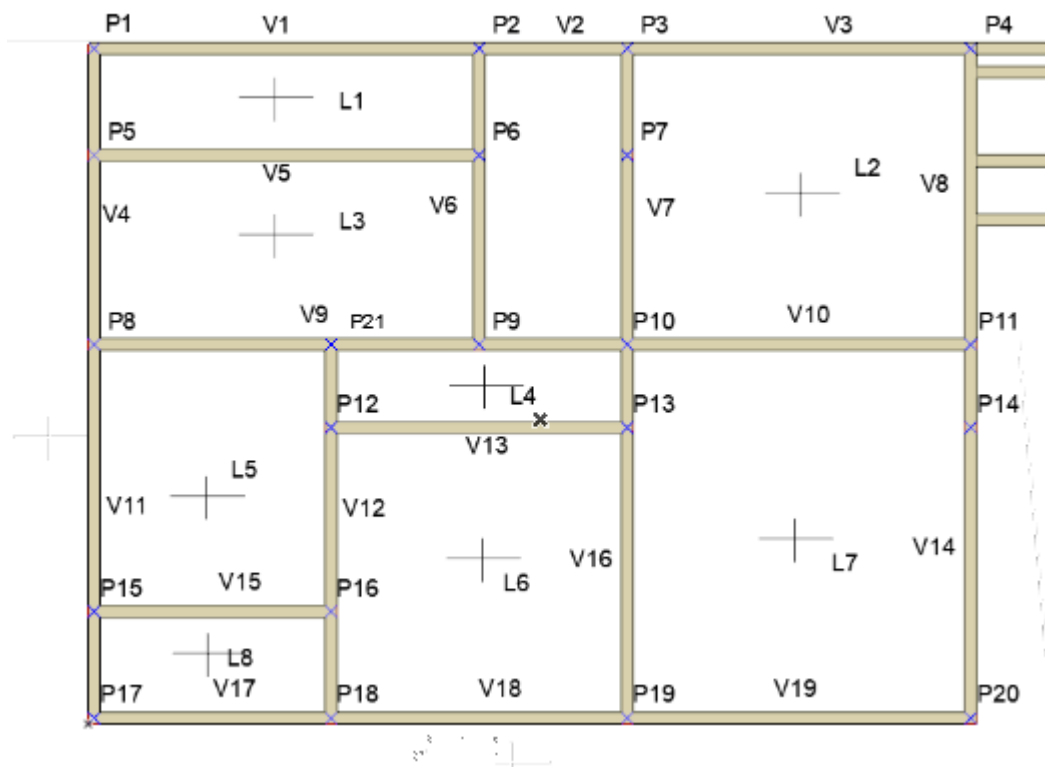


Figura 13 Planta do Piso térreo (Piso 1)

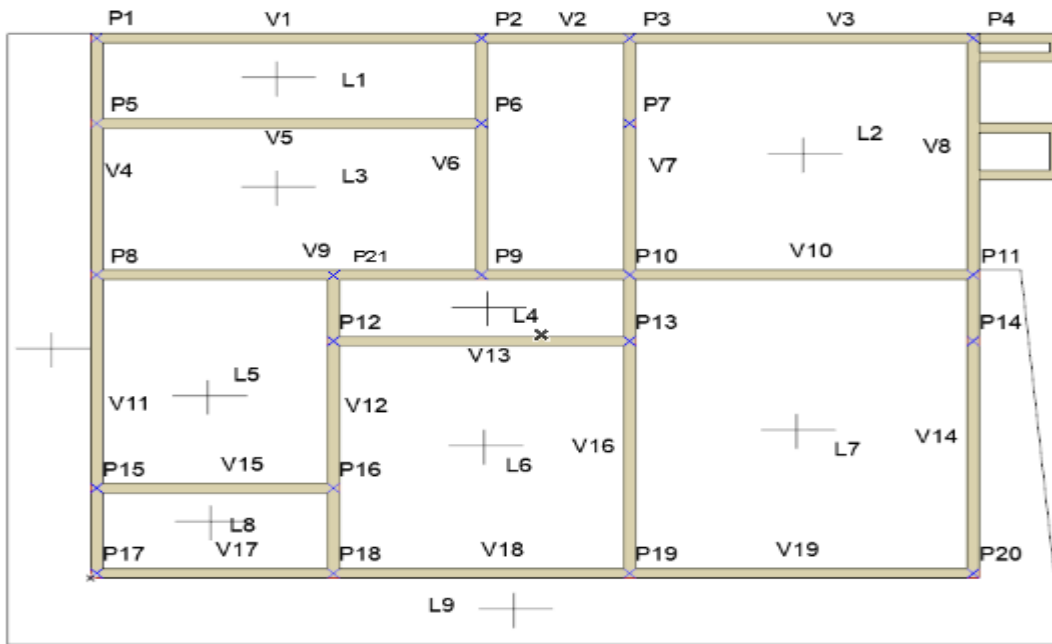


Figura 14 Planta do primeiro andar (Piso 2)

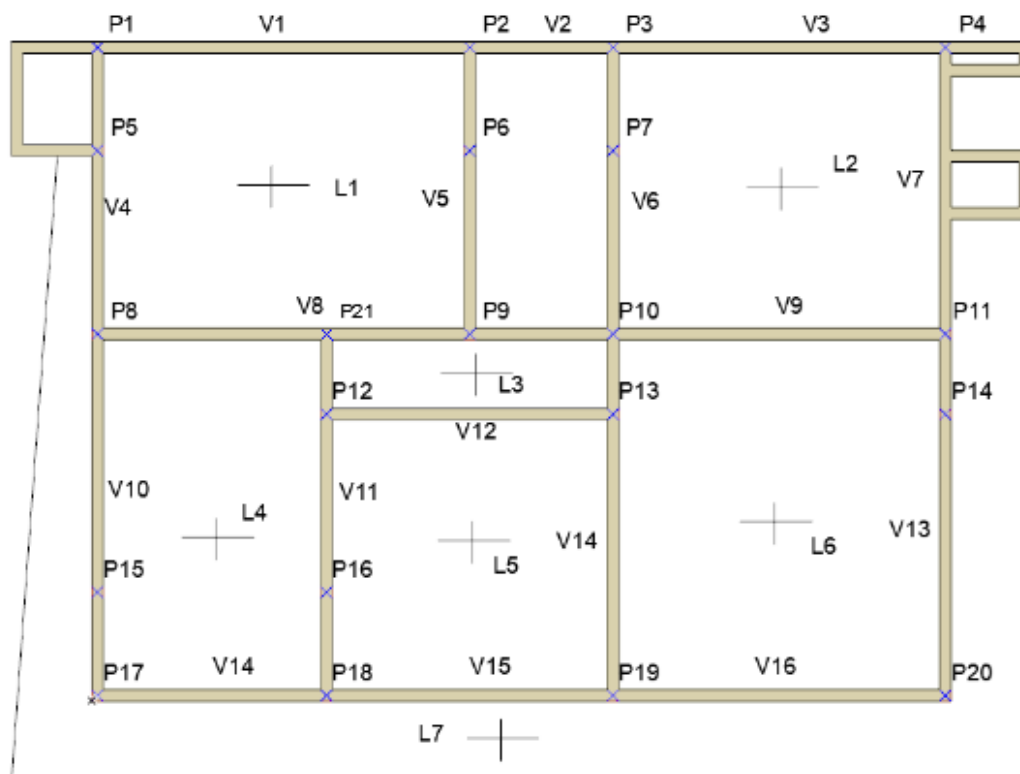


Figura 15 Planta de segundo andar excluindo a caixa da escada (Piso 3)

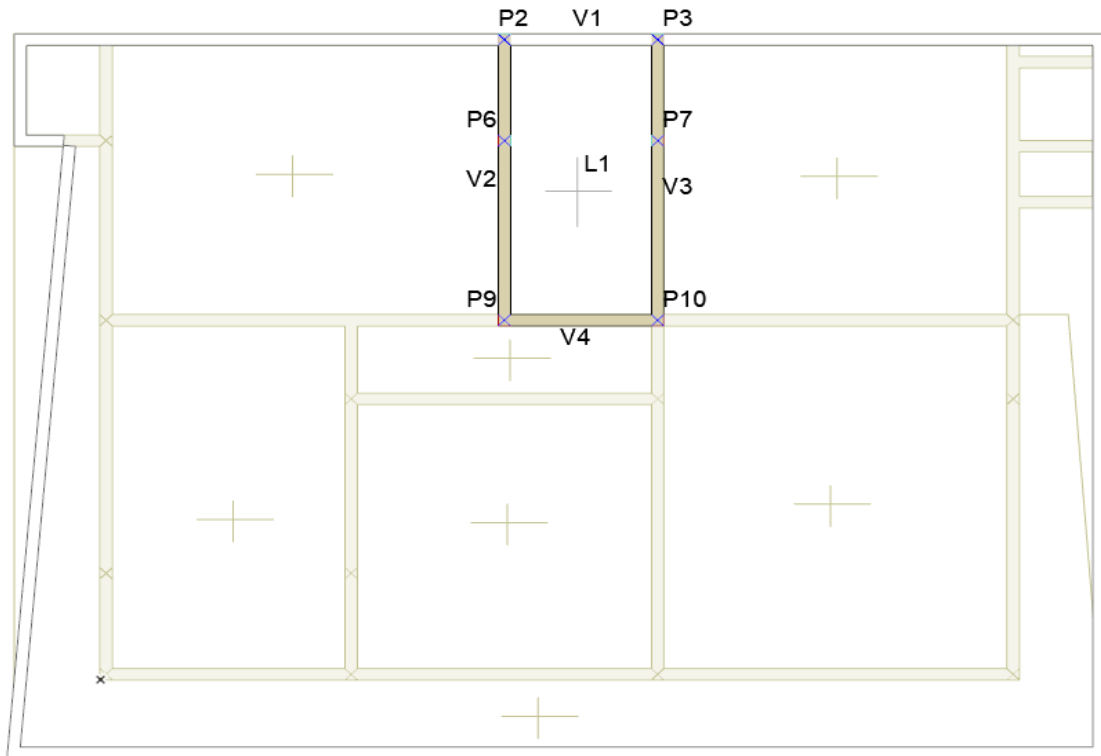


Figura 16 Planta de cobertura incluindo a caixa da escada (Piso 4)

#### 6.4.1 Pré-dimensionamento das lajes

O pré-dimensionamento das lajes foi feito tendo consideração a deformação da laje, ou seja aplicando-se a equação 1, tabela 2 e tabela 3 para os vários painéis de lajes contidos do primeiro andar até a cobertura.

O pré-dimensionamento para a laje do pavimento térreo não será feito porque a laje encontra-se apoiado no chão, ou seja não terá momentos produzidos nele. A sua espessura será mínima de modo a não ter assentamento no seu piso. Mas estruturalmente não afecta a estrutura do edifício.

As tabelas que se seguem apresentam de forma resumida as dimensões dos painéis de lajes em cada piso nas duas dimensões, os respectivos coeficientes adoptados para a determinação da espessura mínima.

Tabela 12 Pré-dimensionamento da laje do 1º andar

A400		1							
$\eta$									
Laje do primeiro piso									
Painéis	$l_x (m)$	$l_y (m)$	$\frac{l_{maior}}{l_{menor}}$	$\alpha x [-]$	$\alpha y [-]$	$h_x (m)$	$h_y (m)$	$h_{min}, l_i (m)$	$h_{min} l (m)$
L1	6.25	1.6	3.91	0.7	0.7	0.15	0.04	0.04	0.12
L2	5.6	5	1.12	0.7	0.7	0.13	0.12	0.12	
L3	6.26	3	2.09	0.6	0.6	0.13	0.06	0.06	
L4	4.9	1.2	4.08	0.6	0.6	0.10	0.02	0.02	
L5	3.8	4.3	1.13	0.6	0.6	0.08	0.09	0.08	
L6	4.8	4.9	1.02	0.6	0.6	0.10	0.10	0.10	
L7	5.6	6.1	1.09	0.6	0.6	0.11	0.12	0.11	
L8	3.8	1.6	2.38	0.6	0.6	0.08	0.03	0.03	
L9	1.4	1.4		2.4	2.4	0.11	0.11	0.11	

Tabela 13 Pré-dimensionamento da laje cobertura

A400		1							
$\eta$									
Laje de Cobertura									
Painéis	$l_x (m)$	$l_y (m)$	$\frac{l_{maior}}{l_{menor}}$	$\alpha x [-]$	$\alpha y [-]$	$h_x (m)$	$h_y (m)$	$h_{min}, l_i (m)$	$h_{min} l (m)$
L1	6.3	4.8	1.31	0.7	0.7	0.15	0.11	0.11	0.12
L2	5.8	4.75	1.22	0.7	0.7	0.14	0.11	0.11	
L3	4.8	1.3	3.69	0.6	0.6	0.10	0.03	0.03	
L4	4	6.1	1.53	0.6	0.6	0.08	0.12	0.08	
L5	4.75	3.7	1.28	0.6	0.6	0.10	0.07	0.07	
L6	4.6	6.1	1.33	0.6	0.6	0.09	0.12	0.09	
L7	1.4	1.4		2.4	2.4	0.11	0.11	0.11	

Tabela 14 Pré-dimensionamento da laje da caixa de escada

Laje da caixa de escada									
Painéis	$l_x (m)$	$l_y (m)$	$\frac{l_{maior}}{l_{menor}}$	$\alpha x [-]$	$\alpha y [-]$	$h_x (m)$	$h_y (m)$	$h_{min}, l_i (m)$	$h_{min} l (m)$
L1	2.7	5.6	2.07	0.7	0.7	0.06	0.13	0.06	0.06

Tendo as dimensões mínimas da laje e por questões de estar mais do lado da segurança optou-se por adoptar uma espessura final de 15 cm para as lajes do primeiro andar e de cobertura. Para a laje da caixa de escada a espessura final será de 10 cm.

Dimensões que serão consideradas na modelagem da estrutura, para a obtenção dos esforços na laje e dos restantes elementos.

#### 6.4.1 Pré-dimensionamento das vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado tendo consideração as deformações ou seja a equação 3, as tabelas 4 e 5 do presente trabalho.

E devido a repetição das dimensões das vigas nos pórticos e de modo a simplificar o pré-dimensionamento, optou se por seleccionar as vigas com os maiores vãos de cada piso como se demonstra na tabela a abaixo.

As vigas em que a laje do pavimento térreo vai se apoiar, terão dimensões mínimas porque tem mais função de dar rigidez a estrutura do que de resistir as cargas da laje.

Tabela 15 Pré-dimensionamento das vigas

A400		1				
$\eta$						
Piso	Viga	$L(m)$	$\alpha [-]$	$h_{min}(m)$	$h(m)$	
Primeiro andar	V1	6.25	0.6	0.19	0.35	
	V3	5.6	0.6	0.17		
	V4	3	0.6	0.09		
	V8	5.45	0.6	0.16		
	V11	4.3	0.6	0.13		
	V14	6.1	0.6	0.18		
Segunda andar	V1	6.3	0.6	0.19	0.35	
	V3	5.8	0.6	0.17		
	V7	4.75	0.6	0.14		
	V13	6.1	0.6	0.18		
	V14	3.7	0.6	0.11		
	V15	4.75	0.6	0.14		
Caixa da escada/Terraço	V1	2.7	0.6	0.08	0.20	
	V2	5.6	0.6	0.17		

Tendo as alturas mínimas das vigas de acordo com as verificações de REBAP, optou se por aumentar na margem maior de 15cm de modo a ter maior rigidez das vigas e possa verificar aos estados limites de utilização.



Essas dimensões das vigas serão consideradas na modelagem da estrutura para o seu dimensionamento. Sendo a largura de todas as vigas de 20 cm.

#### 6.4.2 Pré-dimensionamento de pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito com base nas parcelas das cargas sobre as lajes que descarregam em determinadas vigas ligadas à determinados pilares e, para tal, tornou-se indispensável calcular a totalidade das cargas sobre as lajes de cada piso e multiplicar pela área de influência do pilar em causa.

O peso próprio das lajes foi calculado tendo em conta as espessuras das lajes, e o peso dos revestimentos tendo em conta a tabela 9 e por fim somando as cargas permanentes.

Os valores das sobrecargas foram as consideradas nas acções variáveis e por fim o cálculo da carga majorada em 50% em cada piso, como se pode ver na tabela abaixo.

Tabela 16 Carga total nas lajes

Laje	$h$ Laje (m)	$P. prop$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P. revest$ (KN/m <sup>2</sup> )	$g$ (KN/m <sup>2</sup> )	$SC$ (KN/m <sup>2</sup> )	$qsd'$ (KN/m <sup>2</sup> )
Laje da caixa da escada	0.10	2.5	1.42	3.92	1	7.38
Laje do segundo andar	0.15	3.75	1.42	5.17	2	10.76
Laje do primeiro andar	0.15	3.75	1.46	5.21	2	10.82
Laje do pavimento térreo	0.10	2.5	0.6	3.1	0	4.65

O processo de cálculo das áreas de influências ( $A_i$ ) dos pilares foi realizado de modo a ter as maiores áreas e para tal priorizou-se os pilares que se encontram nos cantos dos painéis de lajes e ignorando á principio alguns pilares intermédios de modo a tornar o cálculo das áreas de influência mais prático e evitando a sobreposição das áreas e por fim somar as áreas que convergem para o mesmo pilar. Processo feito para todos os andares excepto o pavimento térreo.

Tendo as áreas de influência e as cargas totais majoradas das lajes em cada andar, calculou-se a força de compressão que cada pilar deverá receber ou suportar vindo de todas as lajes que o pilar apoia.

Calculado a força que cada pilar suporta, tendo a tensão de compressão de betão e a tensão do aço foi possível determinar a área do pilar  $A_c(m^2)$  através da equação 11 . E sabendo uma das dimensões do pilar através da espessura da parede ( $e = 0.15m$ ), determinou-se a largura mínima do pilar ( $C_{min}$ ). Conforme se pode ver na tabela abaixo.

Onde:

$A_t$  – Área total de influência do pilar em, (m<sup>2</sup>)

$qsd'$  - Carga total majorada em cada piso que o pilar apoia a laje em, (KN/m<sup>2</sup>)

$N_{sd, max}$  – Força de compressão no pilar em, (KN)

$A_c$  – Área do pilar em, ( $m^2$ )

$e$  – Espessura da parede, em (m)

$C_{min}$  – Largura do mínima do pilar em, (m)

Tabela 17 Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	$A_i$ ( $m^2$ )				B25		A400		$C_{min}$ (m)
					$F_{cd}$ (KPa)	13300	$f_{syd}$	348000	
	Laje do piso 1	Laje de piso 2	Laje da caixa de escada	$A_t$ ( $m^2$ )	$q_{sd}'$ ( $KN/m^2$ )	$N_{sd, max}$ (KN)	$A_c$ ( $m^2$ )	$e$ , parede (m)	
P1	2.5	7.56	0	10.06	21.57	216.99	0.01	0.20	0.07
P2	2.5	7.56	3.78	13.84	28.95	400.67	0.03	0.20	0.14
P3	7	6.9	3.78	17.68	28.95	511.84	0.03	0.20	0.17
P4	7	6.9	0	13.9	21.57	299.82	0.02	0.20	0.10
P8	7.85	13.66	0	21.51	21.57	463.97	0.03	0.20	0.16
P9	3.75	7.56	3.78	15.09	28.95	436.86	0.03	0.20	0.15
P10	15.54	6.1	3.78	25.42	28.95	735.91	0.05	0.20	0.25
P11	15.54	10.5	0	26.04	21.57	561.68	0.04	0.20	0.19
P12	7.33	11.42	0	18.75	21.57	404.44	0.03	0.20	0.14
P13	7.33	5.96	0	13.29	21.57	286.67	0.02	0.20	0.10
P15	5.24	0	0	5.24	21.57	113.03	0.01	0.20	0.04
P16	5.24	0	0	5.24	21.57	113.03	0.01	0.20	0.04
P17	1.14	6.1		7.24	21.57	156.17	0.01	0.20	0.05
P18	1.14	10.5	0	11.64	21.57	251.07	0.02	0.20	0.08
P19	11.76	11.42	0	23.18	21.57	499.99	0.03	0.20	0.17
P20	5.88	7.02	0	12.9	21.57	278.25	0.02	0.20	0.09
P21	5.55	7.66	0	13.21	21.57	284.94	0.02	0.20	0.10

De acordo com o REBAP, nenhum pilar deve ter dimensão menor que 20 cm. Para os pilares com dimensões mínimas a secção de será de 20x20  $cm^2$ . E alguns pilares terão dimensões maior de modo a contraventar o edifício a direcção de menor rigidez global.

## 6.5 Modelagem da estrutura

Conforme mencionado a estrutura será analisada recorrendo ao programa de cálculo automático, onde será modelado como um pórtico espacial.

Tendo já realizado a quantificação das acções e o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, segue se o processo de modelagem da estrutura em que vai-se

colocar todas acções, dimensões da estrutura e fazer-se uma análise global do funcionamento de todos os elementos estruturais.

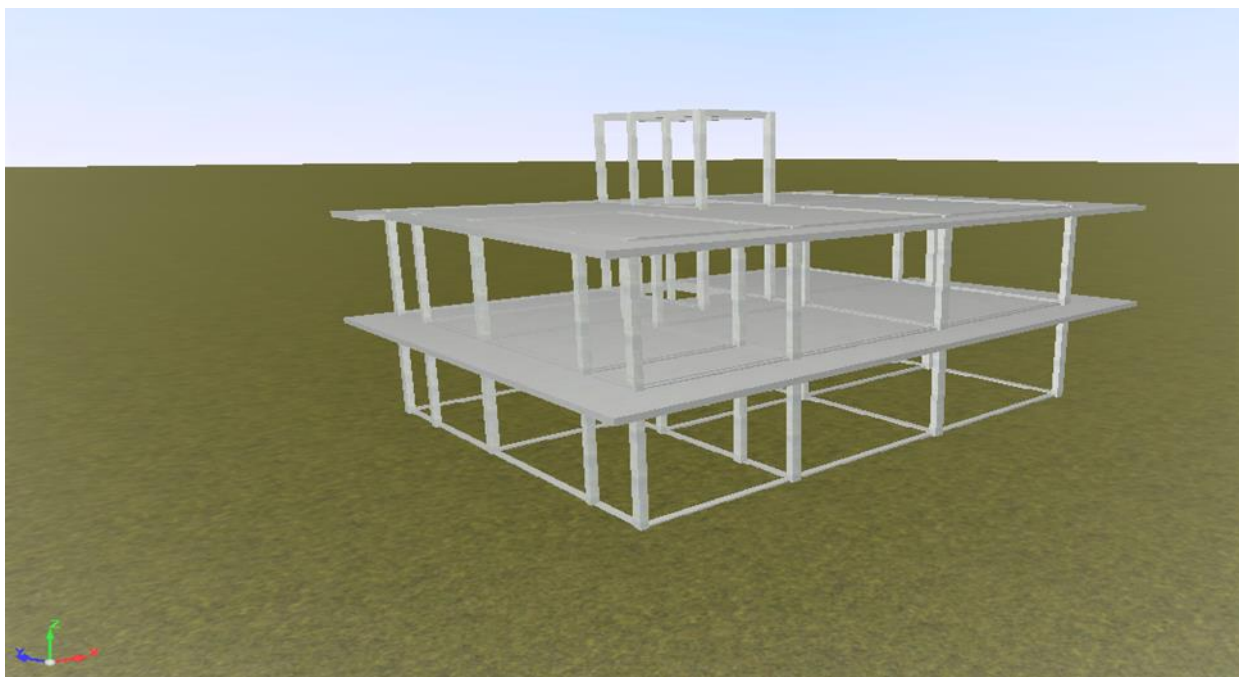


Figura 17 Modelo tridimensional da estrutura do edifício

## 6.6 Determinação dos esforços e dimensionamento dos elementos

Após a modelagem da estrutura, recorreu-se ao programa de cálculo automático para obtenção dos esforços em todos os seus elementos sob acção das cargas já determinadas, tendo-se chegado aos seus valores. Relativamente ao dimensionamento foi feito de modo a estar dentro nas normas estabelecidas no REBAP, no que se refere a verificações aos estados limites últimos e estados limites de utilização.

### 6.6.1 Determinação dos esforços flectores das lajes

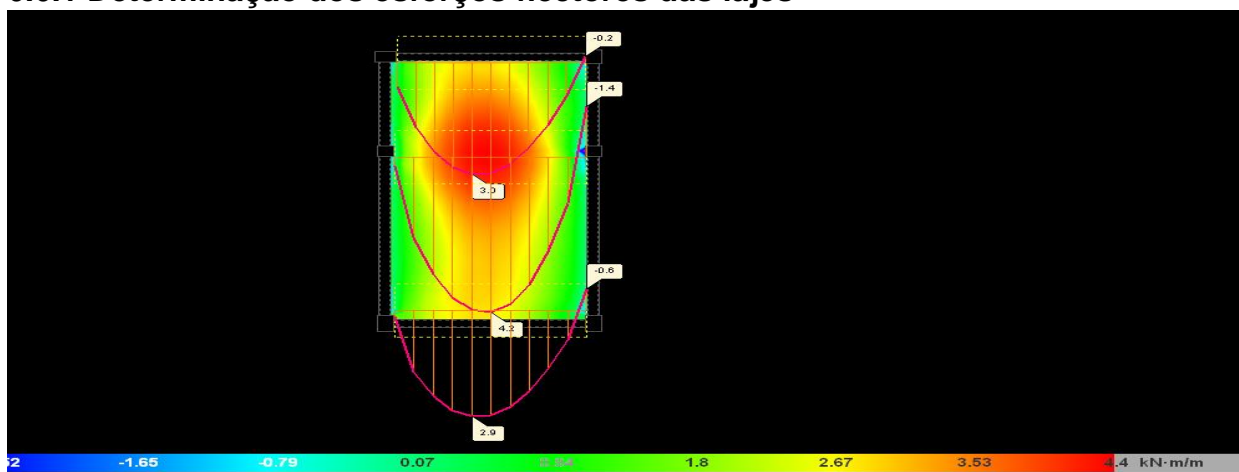


Figura 18 Momento flector segundo o x, para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (piso 4)

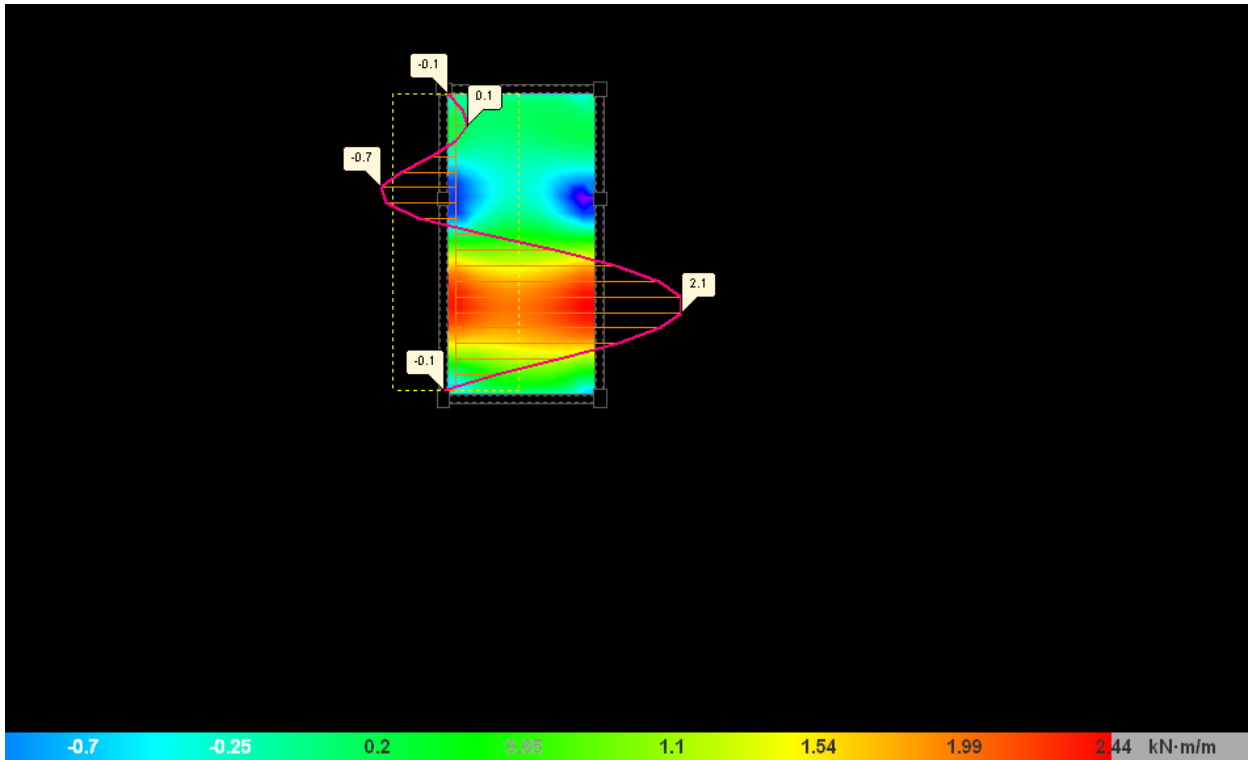


Figura 19 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4)

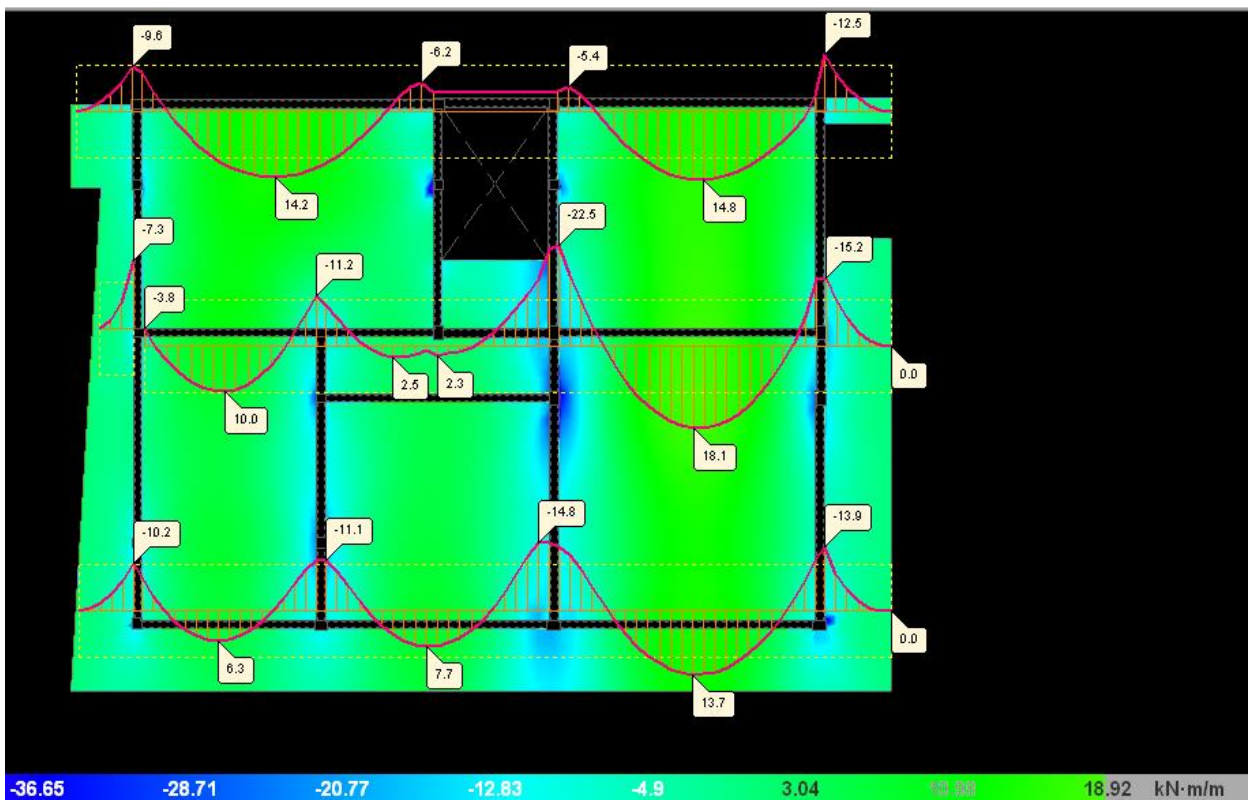


Figura 20 Momento flector segundo o X, para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3)

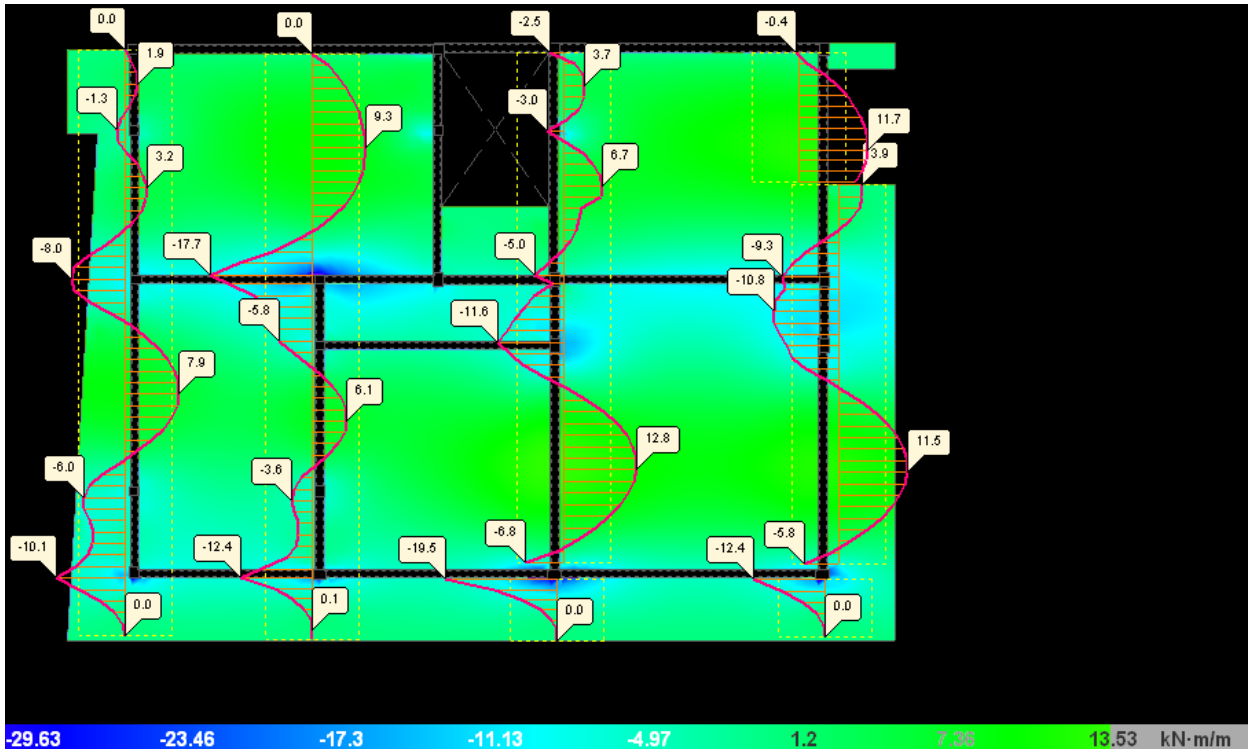


Figura 21 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3)

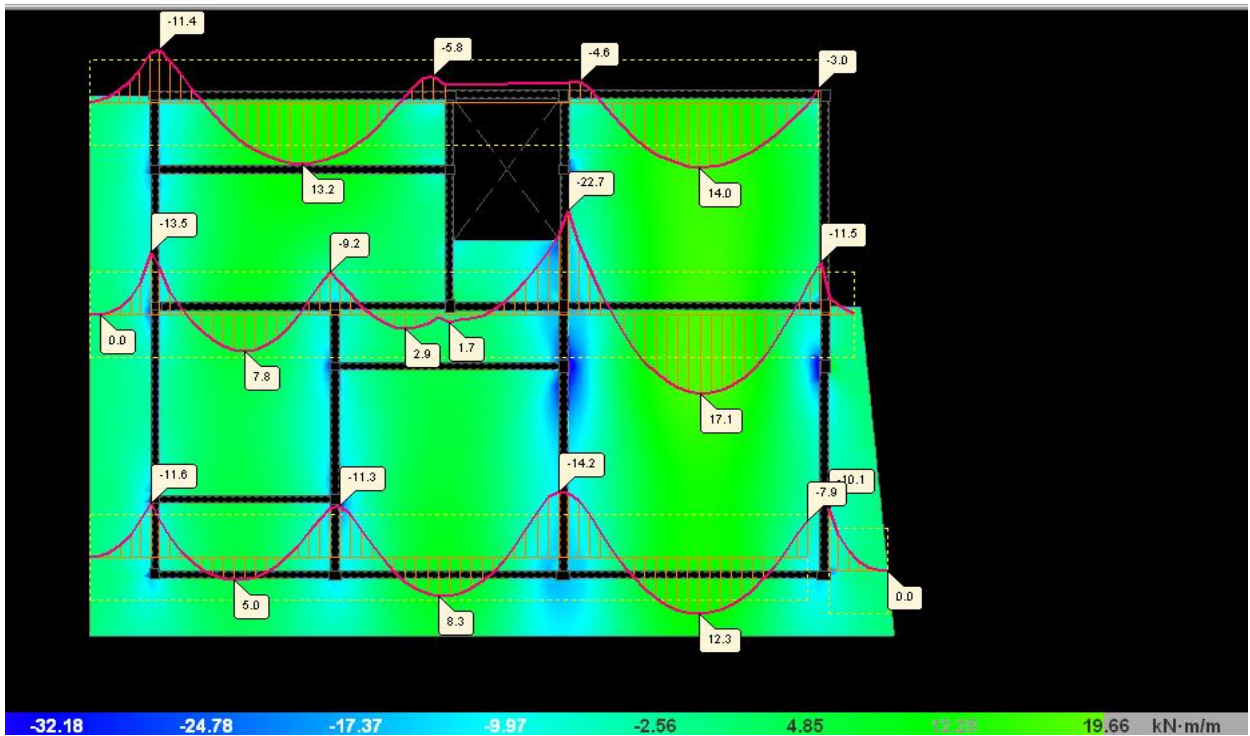


Figura 22 Momento flector segundo o X, para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2)

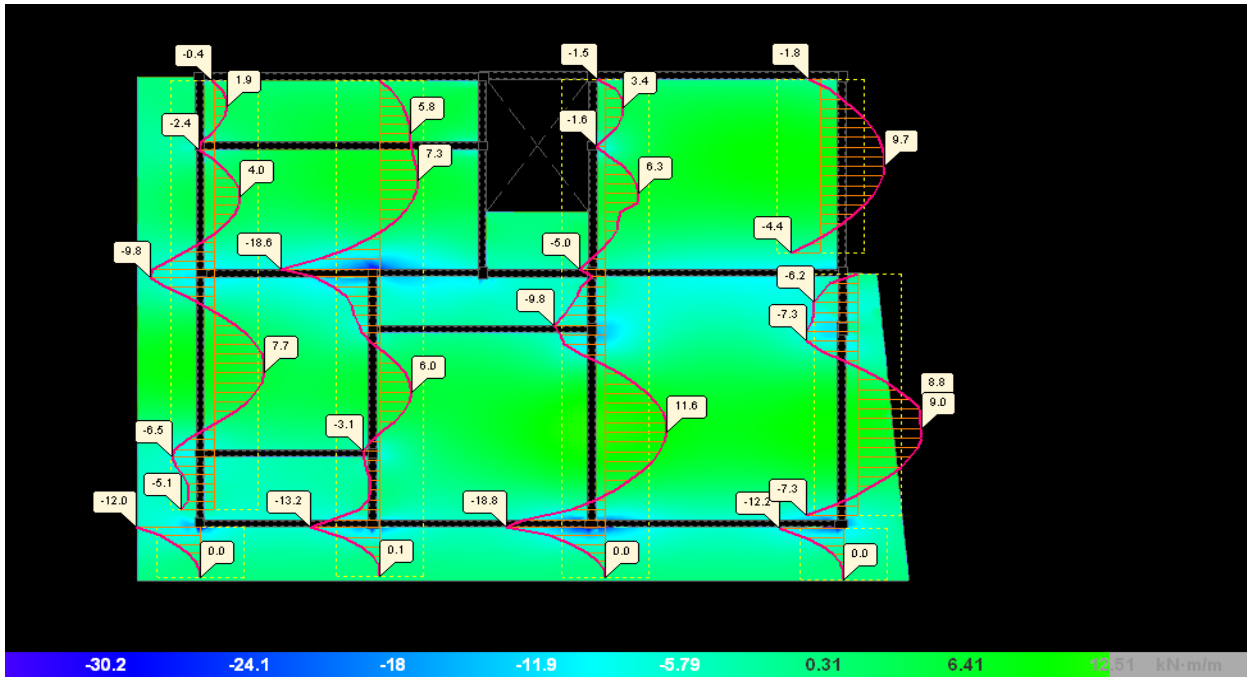


Figura 23 Momento flector segundo o Y, para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2)

### 6.6.1.1 Dimensionamento das Lajes

Nesta fase do projecto procede-se ao dimensionamento das lajes de todos os pisos. Verificaram-se os estados limites últimos e os estados limites de serviço. O punçoamento não é verificado, já que se trata de lajes maciças vigadas.

Os principais esforços que aparecem nas lajes são devidos às cargas verticais. Como tal, a combinação fundamental foi a determinante para o dimensionamento das mesmas.

#### a) Estados limites últimos

##### - Estado limite de resistência à flexão

- Armadura mínima (Artigo 90.º - REBAP)

$$A_{s_{min}} = \frac{\rho_{min} \cdot b_t \cdot d}{100}$$

Equação 26 Armadura de flexão mínima na laje

Onde:

$A_s$ - Área da secção da armadura;

$b_t$ - Largura média da zona traccionada;

$d$ - Altura útil da secção.

O aço a usar é do tipo A400, sendo assim o  $\rho_{min}=0.15$  e o  $b_t$  a considerar é de 1.0m

$$d = h - c - \frac{\phi_L}{2}$$

*Equação 27 Altura útil nas lajes*

Em que:

$h$ - Altura da laje;

$\frac{\phi_L}{2}$ - Metade do diâmetro do varão longitudinal, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12 mm para lajes vigadas;

$C$ - Recobrimento das armaduras.

Com base na localização do edifício, estima-se que o ambiente seja pouco agressivo, logo, pelo artigo 78° do REBAP, considerando B25,  $C=2$  cm.

- **Armadura longitudinal**

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2}$$

*Equação 28 Calculo do momento flector reduzido*

Onde:

$\mu$ - Momento flector reduzido em (MPa);

$M_{sd}$ - Valor do momento flector actuante em ( $\frac{KNm}{m}$ );

$b$ - Largura da secção transversal da laje ( $b = 1.0m$ );

$d(m)$ - Altura útil da secção transversal da laje;

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100}$$

*Equação 29 Cálculo das armaduras na laje*

Onde:

$A_s$ - Área da armadura longitudinal;

$\rho$ - Percentagem da armadura.

- **Artigo 105.º Espaçamento máximo dos varões da armadura principal**

Tabela 18 Espaçamento máximo dos varões de armadura principal

Laje	h Laje (m)	Smin (m)	S max (m)
Laje da caixa da escada	0.1	0.15	0.35
Laje do segundo andar	0.15	0.225	
Laje do primeiro andar	0.15	0.225	
Laje do pavimento térreo	0.1	0.15	

**Nota:** O dimensionamento das armaduras na laje, cálculo da altura útil e armadura mínima, encontram-se no anexo 1.

### 6.6.2 Determinação dos esforços transversos das lajes

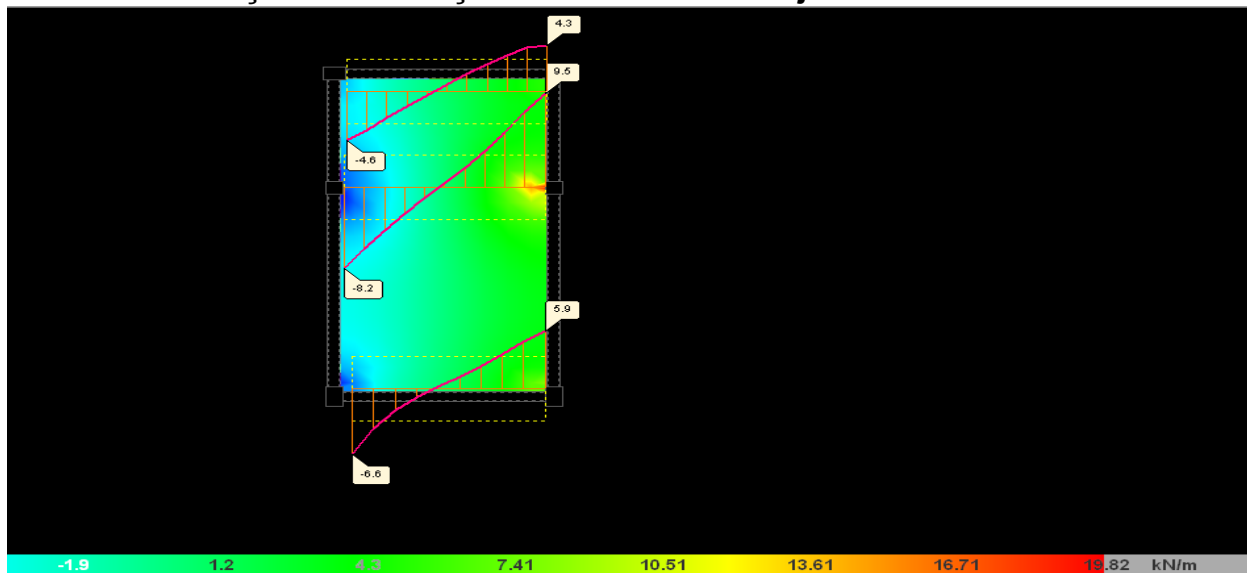


Figura 24 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4)

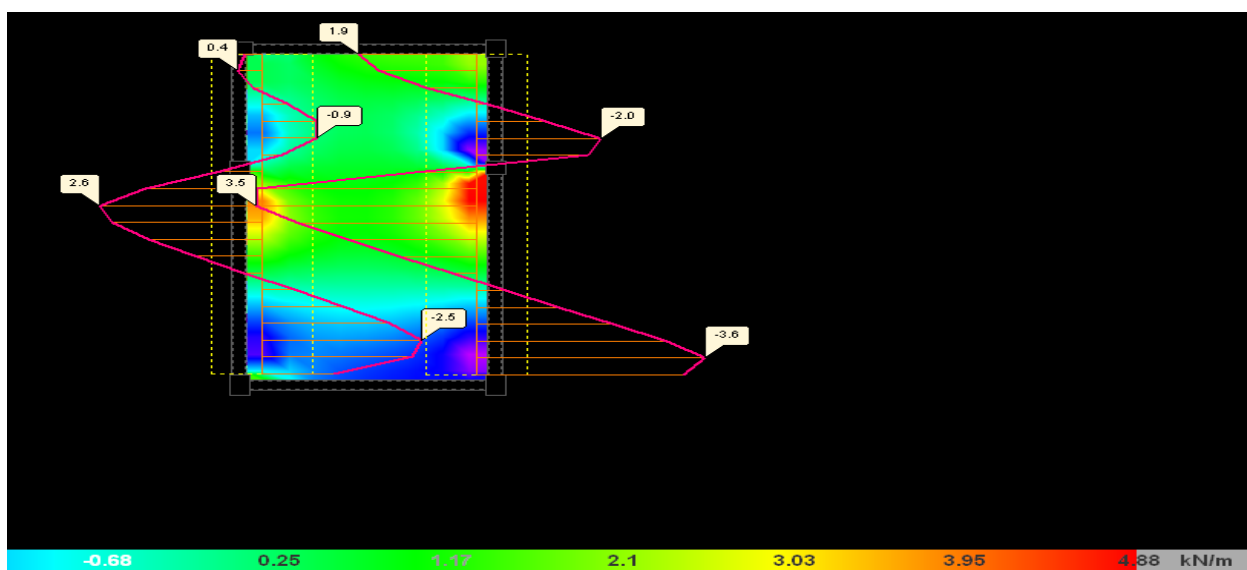


Figura 25 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje de cobertura da escada (Piso 4)



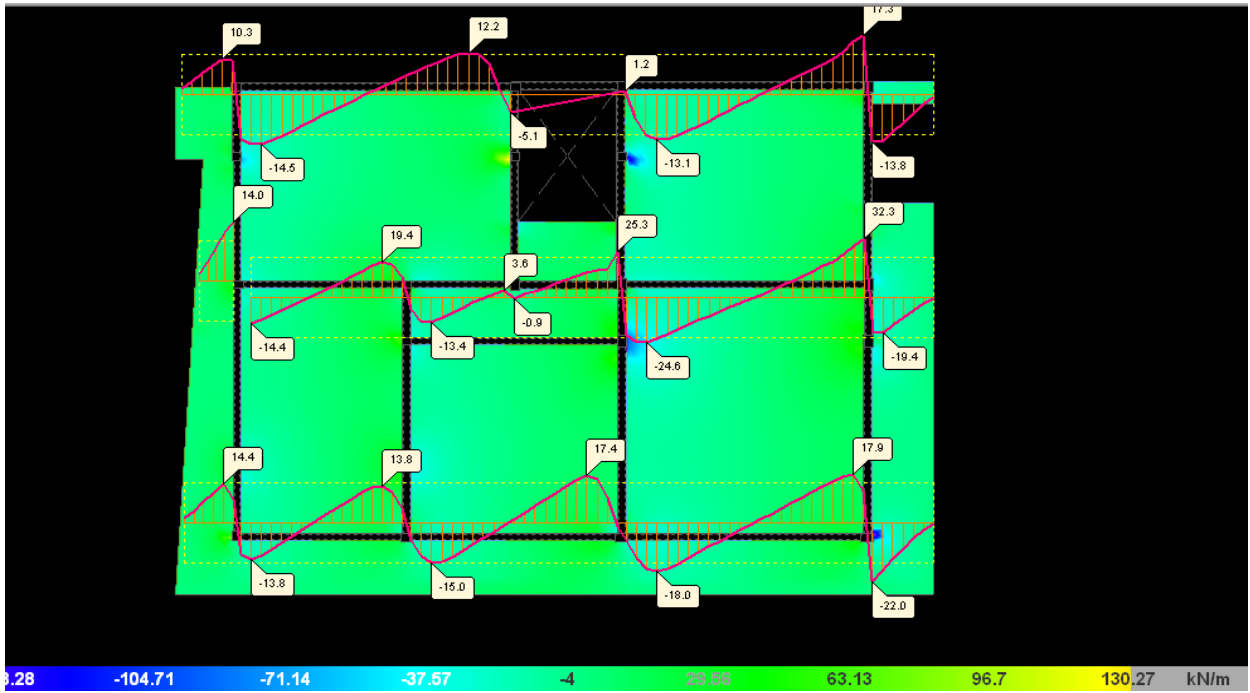


Figura 26 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3)

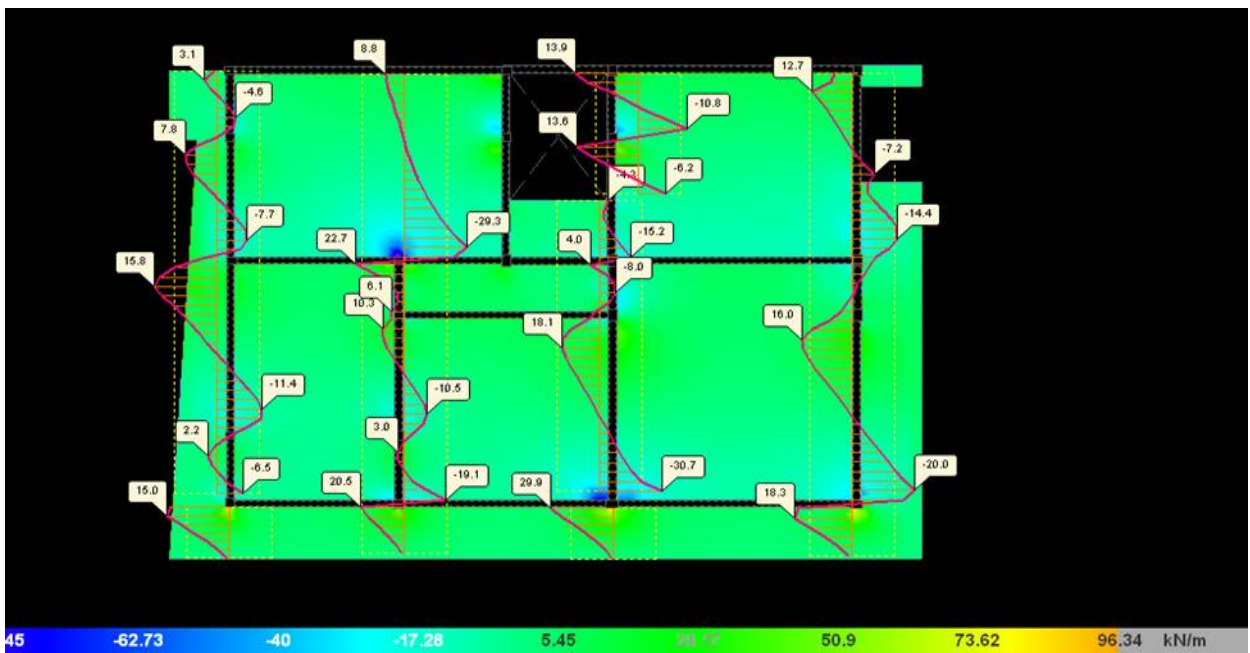


Figura 27 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje de cobertura (Piso 3)

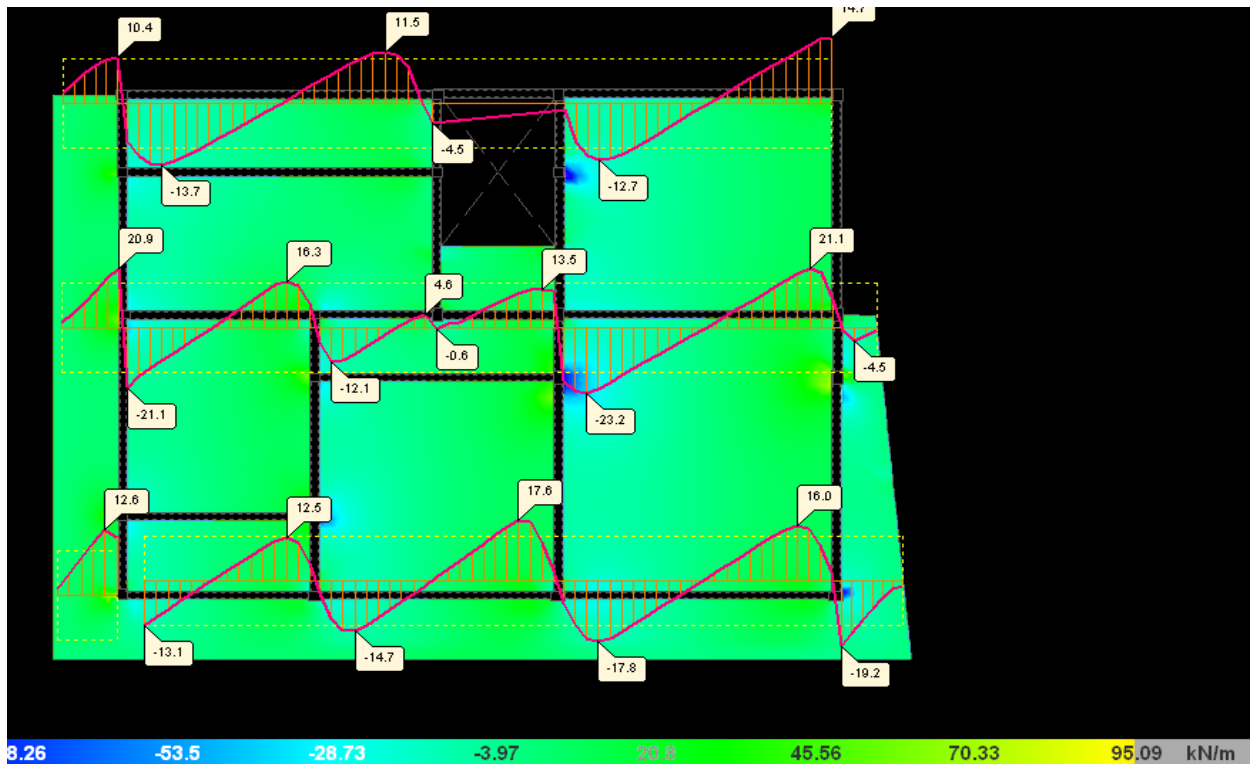


Figura 28 Esforço transverso X para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2)

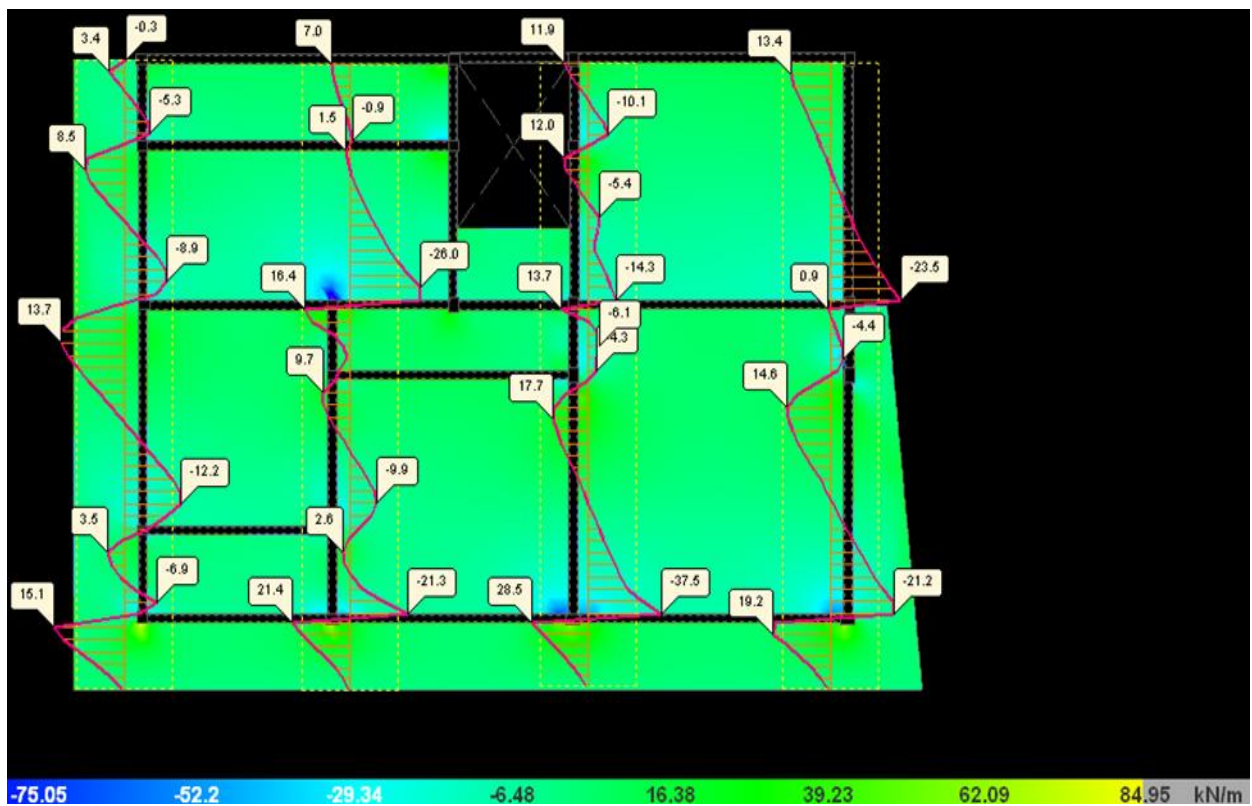


Figura 29 Esforço transverso Y para a combinação fundamental-Laje do primeiro andar (Piso 2)

### 6.6.2.1 Dimensionamento ao esforço transverso

#### - Estado limite último de resistência ao esforço transverso

Para que se verifique a segurança em relação ao estado último ao esforço transverso, sem recurso a armadura, terá de se verificar a seguinte condição:

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd}$$

*Equação 30 Verificação de segurança na laje ao esforço transverso*

- Esforço transverso resistente

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

*Equação 31 Esforço resistente na laje*

Considera-se  $V_{wd} = 0$ , já que não teremos armaduras específicas de esforço transverso.

$$V_{sd} \leq V_{cd} \rightarrow V_{sd} \leq \tau_1 \cdot b_w \cdot d \cdot 0,6 \cdot (1,6 - d)$$

*Equação 32 Comparação com Vsd*

Em que:

$\tau_1$ - Tensão cujo valor é dado no quadro VI do REBAP;

$b_w$ -considera-se igual a 1.0m;

$d$ - Altura útil da secção.

$V_{sd}$  – Esforço transverso de cálculo (KN)

#### Verificação ao esforço transverso na laje

*Tabela 19 Calculo e verificação ao esforço transverso das lajes*

Lajes	$V_{sd}$ (KN)	$V_{rd}$ (KN)
Laje da caixa da escada	9.5	44.04
	3.6	
Laje do segundo andar	32.3	71.38
	30.7	
Laje do primeiro andar	23.2	71.38
	37.5	
Laje do pavimento térreo	0	44.04
	0	

### 6.6.3 Deformações na laje

As deformações da laje são tidas em conta para não afectar o adequado funcionamento do edifício em geral e elementos constituintes, em particular.

A limitação da deformação é assegurada com base na selecção da espessura mínima da laje como função do vão livre, conforme estabelecido no REBAP.

## 6.6.4 Determinação dos esforços nas vigas

**Nota:** A determinação dos diagramas dos esforços nas vigas para a combinação fundamental encontram-se nos anexos 2.

Devido a quantidade de diagramas, apenas serão apresentados os diagramas que apresentam os maiores esforços em cada piso e que serão utilizados para o cálculo das armaduras necessárias nas vigas.

### 6.6.4.1 Dimensionamento de vigas

- **Estados limite últimos**

A verificação dos estados limites teve como base os pressupostos do REBAP.

- a. Estado limite último de resistência à flexão**

O dimensionamento das armaduras longitudinais foi feito com base no modelo de diagrama rectangular de tensões no betão, considerando uma secção de viga rectangular equivalente.

Para o cálculo da altura útil da armadura admitiu-se que seriam utilizados varões de  $\phi 6 \text{ mm}$  para os estribos e de  $\phi 12 \text{ mm}$  para as armaduras longitudinais.

O recobrimento considerado foi de 2.0 cm, com base no artigo 78.º do REBAP.

- Armadura mínima de flexão (Artigo 90.º - REBAP)

$$A_{s_{min}} = \frac{\rho_{min} \cdot b_t \cdot d}{100}$$

*Equação 33 Armadura mínima em vigas*

Onde:

$A_s$ - Área da secção da armadura;

$b_t$ - Largura média da zona traccionada;

$d$ - Altura útil da secção.

O aço a usar é do tipo A400, sendo assim o  $\rho_{min}=0.15$ .

$$d = H - c - \frac{\phi_L}{2} - \phi_t$$

*Equação 34 Altura útil em vigas*

Em que:

$H$ - Altura da viga;

$\frac{\phi_L}{2}$  Metade do diâmetro do varão, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12mm para lajes vigadas;

C- Recobrimento das armaduras.

- Espaçamento máximo dos varões de armadura longitudinais (artigo 91.º-REBAP)

O espaçamento depende do ambiente e do tipo do aço, para o projecto em que temos um ambiente pouco agressivo e A400 podemos considerar um espaçamento máximo de 12.5cm

### - Distância mínima entre armaduras (S)

No caso de armaduras para betão armado

$$S_{min} = (\phi_{maior}, \phi_{menor}, 2cm)$$

A distância livre entre armaduras pode ser calculada pela expressão

$$S = \frac{b - 2 * C - 2 * \phi_{transv.} - n * \phi_{long}}{n - 1}$$

*Equação 35 Calculo do espaçamento de armaduras longitudinais em vias*

Onde: n- número de varões.

- **Armadura longitudinal**

As armaduras longitudinais de flexão foram dimensionadas com base nos esforços obtidos pelo programa de cálculo automático CYPECAD para a combinação de acções mais desfavorável.

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2}$$

*Equação 36 Momento reduzido em vigas*

Onde:

$\mu$ - Momento flector reduzido em (MPa);

$M_{sd}$ - Valor do momento flector actuante em ( $\frac{KNm}{m}$ );

b- Largura da secção transversal da laje ( $b = 1.0m$ );

d(m)- Altura útil da secção transversal da laje;

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100}$$

*Equação 37 Cálculo de armaduras em vigas*

Onde:

$A_s$ - Área da armadura longitudinal;

$\rho$ - Percentagem da armadura.

**Nota:** Utilizando as expressões acima referidas foi possível determinar a área das armaduras longitudinais. Após a determinação do valor da área de armadura longitudinal obtêm-se a quantidade e o diâmetro dos varões correspondentes a cada área de armadura como se verá no anexo 3.

#### **b. Estado limite último de resistência ao esforço transversal**

O dimensionamento da viga ao estado limite de resistência ao esforço transversal foi feito com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida.

- Artigo 94.º Armadura mínima do esforço transversal

A armadura mínima foi dimensionada com base na taxa mínima de armadura de esforço transversal.

Para o aço A400, a taxa mínima de armadura de esforço de transversal deve ser  $\rho_w = 0.10$ .

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin(\alpha)} \times 100$$

*Equação 38 Armadura transversal mínima em vigas*

Onde:

$\rho_w$ - Taxa de armadura de esforço transversal;

$A_{sw}$ - Área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;

$b_w$ - Largura da alma da secção;

$s$ - Espaçamento dos estribos;

$\alpha$ - Ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga.

- Artigo 53.º Armadura de esforço transverso

O dimensionamento das armaduras resistentes ao esforço transverso foi feito considerando o esforço transverso mais gravoso presente na viga, para a combinação envolvente do CYPECAD.

$$B25 \rightarrow \tau_1 = 0.650kPa \text{ e } \tau_2 = 4.0MPa$$

No cálculo da armadura transversal segue-se a seguinte sequência:

- Cálculo da resistência atribuída ao betão

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d$$

*Equação 39 Resistência atribuída ao betão*

- Verificação do valor máximo do esforço transverso resistente

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

*Equação 40 Esforço transverso resistente*

- Cálculo da resistência das armaduras de esforço transverso

$$V_{wd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{syd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

*Equação 41 Resistência das armaduras do esforço transverso*

- Cálculo da armadura transversal e respectivo espaçamento

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd}}$$

*Equação 42 Armadura transversal e seu espaçamento*

**Nota:** O dimensionamento das vigas ao esforço transverso encontra-se no anexo 3.

### 6.6.5 Determinação dos esforços em pilares

**Observação:** A tabela abaixo representa os esforços desfavoráveis (majorados), correspondentes à pior combinação que produz as maiores tensões e/ou deformações. Inclui a amplificação de esforços devidos aos efeitos de segunda ordem e excentricidade adicional por encurvadura.

Tabela 20 Valores de cálculos dos Esforços nos pilares

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Esforços Desfavoráveis		
			N	Mx	My
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)
P1	Piso 3	25x20	52.8	17.2	9.5
	Piso 2	25x20	111.8	15.7	14.2
	Piso 1	25x20	117.1	9.8	13.9
P2	Piso 4	25x20	8.6	17.5	2
	Piso 3	25x20	48.5	30.2	3.1
	Piso 2	25x20	79.6	23.8	9.1
	Piso 1	25x20	133.9	13.1	11.6
P3	Piso 4	20x25	15.2	6.8	12.4
	Piso 3	20x25	45.3	22	2.4
	Piso 2	20x25	132.3	16	14
	Piso 1	20x25	137.1	12.1	14.1
P4	Piso 3	20x25	82.5	19.8	15.8
	Piso 2	20x25	148.2	24.7	13.6
	Piso 1	20x25	155.9	12.4	19.8
P5	Piso 3	20x20	85.8	12.4	10
	Piso 2	20x20	205.3	17.7	15
	Piso 1	20x20	209.3	13.9	15.1
P6	Piso 4	20x20	31.5	6.1	9.3
	Piso 3	20x20	86.2	18.4	10.6
	Piso 2	20x20	147	17.2	12.8
	Piso 1	20x20	151	12.3	12.3
P7	Piso 4	20x20	30.6	6.7	10.7
	Piso 3	20x20	97.2	19.6	12.1
	Piso 2	20x20	201.4	18.5	12.5
	Piso 1	20x20	205.3	14.4	12.8
P8	Piso 3	25x20	129	11.5	13.4
	Piso 2	25x20	274.4	15	21.7
	Piso 1	25x20	279.3	12.9	20.7
P9	Piso 4	20x30	18.4	12.5	4.6
	Piso 3	20x30	18.4	12.5	4.6
	Piso 2	20x30	102.3	13.3	3.7
	Piso 1	20x30	126.8	5	17.5
P10	Piso 4	20x30	24	6.6	17.6
	Piso 3	20x30	123.2	23.3	25.7
	Piso 2	20x30	130.2	22.9	25.8
	Piso 1	20x30	297	19	20
P11	Piso 3	20x30	146.1	26.1	27.6



	Piso 2	20x30	210.2	28.5	34.7
	Piso 1	20x30	216	19.5	30.4
P12	Piso 3	20x20	87.1	4.2	10
	Piso 2	20x20	162.9	7.6	15.3
	Piso 1	20x20	191.9	8.8	13.1
P13	Piso 3	20x30	205.8	12	29.9
	Piso 2	20x30	374.7	17.6	39.3
	Piso 1	20x30	380.5	16.3	32.5
P14	Piso 3	20x30	140.5	20.2	26.1
	Piso 2	20x30	241.7	22.8	35.8
	Piso 1	20x30	247.6	16.7	30.1
P15	Piso 3	20x20	89.7	4.7	11.7
	Piso 2	20x20	202.9	13.6	12.6
	Piso 1	20x20	225.7	10.6	14.4
P16	Piso 3	20x25	113.7	4.7	14.8
	Piso 2	20x25	214.3	8.2	23
	Piso 1	20x25	241.6	10.9	18.4
P17	Piso 3	20x25	75.2	6.5	14.1
	Piso 2	20x25	131.9	8.9	20.1
	Piso 1	20x25	136.9	8.6	19.2
P18	Piso 3	25x20	112.1	9.2	10.9
	Piso 2	25x20	226	21.3	10.3
	Piso 1	25x20	213.7	12.8	16.6
P19	Piso 3	30x20	230.9	17.7	24.7
	Piso 2	30x20	459.5	21.6	33.1
	Piso 1	30x20	465.4	18	28.5
P20	Piso 3	30x20	166	25.6	21.8
	Piso 2	30x20	330.5	25.1	29.6
	Piso 1	30x20	336.4	15	25.9
P21	Piso 3	20x20	150.2	7.5	12.8
	Piso 2	20x20	274.2	16.3	12.6
	Piso 1	20x20	268.6	9.6	17.2

### 6.6.5.1 Dimensionamento dos pilares

As armaduras adoptadas foram retiradas directamente dos resultados do CYPECAD.

O dimensionamento das armaduras de flexão e corte foi efectuado de acordo com o preconizado no REBAP.

- Armadura mínima e máxima (Artigo 121.º do REBAP)

$$A_{S_{min}} = \frac{0.6}{100} \times A_c$$

$$A_{S_{max}} = \frac{8}{100} \times A_c$$

*Equação 43 Armadura mínima em pilares*

Armaduras a dispor:

Primeira armadura: Armadura de canto.

Segunda armadura: Armadura da face X.

Terceira armadura: Armadura da face Y.

*Tabela 21 Armaduras dos pilares*

Pilar	Planta	Dimensão	Armaduras			Estribos
		(cm)	Cantos	Direcção: X	Direcção: Y	
P1	Piso 3	25x20	4Ø12	+2Ø12		Ø6a/15 cm
	Piso 2	25x20	4Ø12	+2Ø12		Ø6a/15 cm
	Piso 1	25x20	4Ø12	+2Ø12		Ø6a/15 cm
P2	Piso 4	25x20	4Ø12	+2Ø12		Ø6a/15 cm
	Piso 3	25x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	25x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	25x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
P3	Piso 4	20x25	4Ø12	+ ...	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 3	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
P4	Piso 3	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x25	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
P5	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
P6	Piso 4	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
P7	Piso 4	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm

P8	Piso 3	25x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	25x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	25x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
P9	Piso 4	20x30	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 3	20x30	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x30	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x30	4Ø12			Ø6a/15 cm
P10	Piso 4	20x30	4Ø12	-	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 3	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
P11	Piso 3	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
P12	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
P13	Piso 3	20x30	4Ø12	-	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
P14	Piso 3	20x30	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x30	4Ø12	+2Ø12	+4Ø12	Ø6a/15 cm
P15	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	+2Ø12	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	+2Ø12	-	Ø6a/15 cm
P16	Piso 3	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
P17	Piso 3	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x25	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
P18	Piso 3	25x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	25x20	4Ø12	+2Ø12	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	25x20	4Ø12	+2Ø12	-	Ø6a/15 cm
P19	Piso 3	30x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	30x20	4Ø12	+4Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	30x20	4Ø12	+4Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
P20	Piso 3	30x20	4Ø12	+2Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 2	30x20	4Ø12	+4Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm
	Piso 1	30x20	4Ø12	+4Ø12	+2Ø12	Ø6a/15 cm

P21	Piso 3	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 2	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm
	Piso 1	20x20	4Ø12	-	-	Ø6a/15 cm

### 6.6.6 Dimensionamento de fundações

Em virtude do afastamento dos pilares, diversos afastamentos, e da magnitude das cargas actuantes, o cálculo resultou em diferentes cargas a transmitir aos solos de fundação.

Foram analisadas várias soluções de fundações. As soluções em fundações directas afiguram-se mais adequadas para a situação tendo em conta os factores de execução e económicos.

Deste modo, serão utilizadas sapatas isoladas excêntricas e centradas, algumas com vigas de equilíbrio com dimensões variando segundo indicado nas peças desenhadas.

#### Pré-dimensionamento

Conhecido o esforço axial na base dos pilares e dos muros laterais efectuou-se através da expressão seguinte a contabilização da área mínima das fundações a partir do valor da tensão admissível do terreno:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{Admissivel}}$$

*Equação 44 Pré-dimensionamento de sapatas*

A tensão admissível como referido na revisão bibliográfica será de 0.2MPa.

O processo de dimensionamento de uma estrutura consiste num processo iterativo que passa por várias alterações. Devido a estas iterações as dimensões foram modificadas várias vezes de modo chegar aos valores finais das secções dos elementos que resistam a todas as acções a que estão sujeitos.

Tendo-se chegado as seguintes soluções:

*Tabela 22 Dimensão das fundações e armaduras adoptadas*

Referências	Geometria	Armadura
P1	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 12.5 cm Largura inicial Y: 75.0 cm Largura final X: 72.5 cm Largura final Y: 10.0 cm Largura sapata X: 85.0 cm Largura sapata Y: 85.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 4Ø12a/18 Y: 4Ø12a/18

Referências	Geometria	Armadura
P2	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 57.5 cm Largura inicial Y: 50.0 cm Largura final X: 57.5 cm Largura final Y: 10.0 cm Largura sapata X: 115.0 cm Largura sapata Y: 60.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 3Ø12a/18 Y: 6Ø12a/18
P3	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 55.0 cm Largura inicial Y: 47.5 cm Largura final X: 55.0 cm Largura final Y: 12.5 cm Largura sapata X: 110.0 cm Largura sapata Y: 60.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 3Ø12a/18 Y: 6Ø12a/18
P4	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 80.0 cm Largura inicial Y: 77.5 cm Largura final X: 10.0 cm Largura final Y: 12.5 cm Largura sapata X: 90.0 cm Largura sapata Y: 90.0 cm Altura: 35.0 cm	X: 4Ø12a/21 Y: 4Ø12a/21
P5, P7	Sapata rectangular centrada  Largura sapata X: 100.0 cm Largura sapata Y: 100.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 5Ø12a/18 Y: 5Ø12a/18
P6	Sapata rectangular centrada  Largura sapata X: 90.0 cm Largura sapata Y: 90.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 5Ø12a/18 Y: 5Ø12a/18
P8	Sapata rectangular centrada  Largura sapata X: 115.0 cm Largura sapata Y: 115.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 5Ø12a/24 Y: 5Ø12a/23
P9	Sapata rectangular centrada  Largura sapata X: 90.0 cm Largura sapata Y: 90.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 5Ø12a/18 Y: 5Ø12a/18

Referências	Geometria	Armadura
P10	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 120.0 cm Largura sapata Y: 120.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 6Ø12a/18 Y: 6Ø12a/18
P11	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 120.0 cm Largura sapata Y: 120.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 6Ø12a/18 Y: 6Ø12a/18
P12	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 100.0 cm Largura sapata Y: 100.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 5Ø12a/18 Y: 5Ø12a/18
P13	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 140.0 cm Largura sapata Y: 140.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 8Ø12a/18 Y: 8Ø12a/18
P14	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 120.0 cm Largura sapata Y: 120.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 6Ø12a/21 Y: 7Ø12a/16
P15	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 80.0 cm Largura sapata Y: 120.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 5Ø12a/25 Y: 4Ø12a/18
P16	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 105.0 cm Largura sapata Y: 105.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 4Ø12a/25 Y: 4Ø12a/25
P17	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 80.0 cm Largura sapata Y: 115.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 5Ø12a/25 Y: 3Ø12a/24
P18	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 105.0 cm Largura sapata Y: 105.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 4Ø12a/25 Y: 4Ø12a/25

Referências	Geometria	Armadura
P19	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 170.0 cm Largura sapata Y: 120.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 9Ø12a/13 Y: 9Ø12a/18
P20	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 140.0 cm Largura sapata Y: 100.0 cm Altura: 40.0 cm	X: 6Ø12a/17 Y: 8Ø12a/18
P21	Sapata rectangular centrada Largura sapata X: 110.0 cm Largura sapata Y: 110.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 5Ø12a/23 Y: 5Ø12a/22

A dimensão e armaduras das vigas de equilíbrio consideradas se encontram na tabela abaixo.

*Tabela 23 Dimensão das vigas e armaduras adoptadas*

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P6 - P2]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P1 - P2]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P7 - P3]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P3 - P4]	C	Largura: 20.0 cm Altura: 30.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/25
[P11 - P4]	C	Largura: 20.0 cm Altura: 30.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/25
[P11 - P10]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P10 - P7]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P12 - P13]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P19 - P13]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P6 - P7]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P9 - P6]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P20 - P14]	C	Largura: 20.0 cm Altura: 30.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/25
[P5 - P1]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20
[P19 - P20]	V	Largura: 20.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 4Ø12 Inferior: 2Ø12 Alma: 2x2Ø8 Estribos: 1xØ6a/20

**Nota:** os desenhos executivos encontram-se nos anexos 7.



## CAPITULO VII

### 7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O presente capítulo aborda sobre resultados obtidos no projecto de revisão de dimensionamento da estrutura do edifício, em relação ao projecto original.

O projecto foi redimensionado tendo em consideração as acções previstas no edifício e resistência do solo considerados no projecto original, de modo que seja possível identificar as diferenças nos resultados entre os dois projectos e propor melhorias.

#### 1. Lajes

Analisando as soluções obtidas, nota-se que nas lajes do edifício a espessura e as disposições de armaduras adoptadas são próximas as consideradas no projecto de revisão.

Tabela 24 Resultados da laje

Projecto Original		Projecto de revisão	
Espessura da laje(cm)	$\emptyset$ do aço (mm)	Espessura da laje (cm)	$\emptyset$ do aço (mm)
15	$\emptyset 8, \emptyset 10, \emptyset 12$	15	$\emptyset 8, \emptyset 10, \emptyset 12$

#### 2. Vigas

Relativamente as vigas, observou-se diferenças nas secções e armaduras adoptadas. O projecto original possui secções maiores de vigas e utilização de armaduras maiores que o varão 12, o que afecta negativamente à preparação das malhas e para a natureza do edifício pode ser evitado.

Tabela 25 Resultados da viga

Projecto original		Projecto de revisão	
Dimensões da viga (cmxcm)	Diâmetro de aço	Dimensões da viga (cmxcm)	Diâmetro do aço
20x40	8	20x35	8
20x30	10	20x30	10
	12	20x25	12
	16		

#### 3. Pilares

Nos pilares as secções do projecto original, apresentam as mesmas incongruências observadas nas vigas no que diz respeito as secções de pilares e armadura. Como também, a orientação (esbelteza) dos pilares não foi respeitada ou aproveitada de modo a tirar vantagem e resistir a solicitações na estrutura o que pode ter originado esforços acrescidos nas vigas e tenha obrigado a secções maiores.

Tabela 26 Resultados dos pilares

Projecto original		Projecto de revisão	
Dimensões dos pilares ( <i>cmxcm</i> )	Diâmetro de aço	Dimensões dos pilares ( <i>cmxcm</i> )	Diâmetro
20x30	12	20x30	12
20x20	16	20x25	12
		20x20	12

#### 4. Fundação

As fundações, no projecto original adoptaram-se sapatas centradas isoladas para todos pilares. O que originou com que algumas sapatas tivessem o dobro das dimensões em planta e invadissem terreno que não fazia parte da área de implantação do edifício devido. A utilização desse tipo de sapatas, obrigou também a utilização de grandes diâmetros de armaduras para resistir as cargas.

No projecto de revisão de dimensionamento foram utilizadas sapatas excêntricas e com vigas de equilíbrio de forma a redistribuir as cargas e obter dimensões em planta razoáveis.

## **CAPITULO VIII**

### **8. CONCLUSÃO**

Durante o percurso académico, nas aulas de estruturas aprendi que no processo de dimensionamento não se deve apenas procurar pela solução mais óbvia (a maior dimensão ou pela solução vai verificar ou satisfazer as solicitações em causa). Foi ensinado a pensar na solução que óptima, que deve satisfazer não só o aspecto estrutural mas também em termo de recursos financeiros, matérias e de execução. Porque uma solução deixa de ser solução quando não é aplicável.

O presente relatório foi muito importante porque permitiu perceber e observar o funcionamento e a influência que cada um dos elementos estruturais (Laje, vigas, pilares e fundações) tem um sobre o outro.

A determinação das acções, o pré-dimensionamento da estrutura e a concepção do arranjo estrutural como ponto de partida, se bem executados, podem facilitar significativamente os trabalhos posteriores de dimensionamento dos elementos estruturais.

A modelagem da estrutura num programa de calculo automático é sem duvidas mais prático e rápido dependendo do tipo de estrutura mas é preciso ter atenção e embasamento teórico para reconhecer e contornar as limitações do programa, pois o mesmo utiliza hipóteses que podem não ser condizentes com o projecto em análise e conduzir a resultados exagerados. Os cálculos manuais por serem um processo repetitivo foram feitos com base em planilhas de Excel.

Durante o dimensionamento estrutural a experiência do projectista confere alguma vantagem, sob ponto de vista de poder associar a realidade e o teórico sem muitas dúvidas ao perigo. O que vai influenciar também na escolha de soluções de disposição de armaduras, mais práticos e conducentes com a realidade.

#### **8.1 RECOMENDAÇÕES**

Para o dimensionamento de estruturas, recomenda-se a aplicação de dimensões estruturais que estão de acordo com a magnitude da estrutura e da área de implantação, de modo a evitar soluções exageradas e não exequíveis.

Recomenda-se também, a alteração do projecto original de modo a ter um projecto estrutural que se adequa ao local de implantação e que tenha em consideração o bom funcionamento dos elementos estruturais de forma que as acções que actuam possam ser transferidas entre si da forma mais natural possível.

## 9. BIBLIOGRAFIA

### 9.1 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Apontamentos das aulas teóricas da Disciplina de Betão I/II – UEM
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Porto Editora, 2014;
- RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. 4 Edição. Porto Editora, 2017;
- Giongo, José Samuel, 2005, Concreto Armado; Projecto de edifícios, São Paulo;
- Guerra, Joao, 2010, Fundamentos de concepção de estruturas, Porto;
- Brazão Farinha, J.S e Correia dos Reis, A, 1993, Tabelas Técnicas, edição P.O.B 1942, Setúbal.

## 10. ANEXOS

Anexos 1 Tabela de dimensionamento das armaduras da laje e tabela de altura útil e armadura mínima na laje

Anexos 2 Diagramas de esforços nas vigas

Anexos 3 Dimensionamento das armaduras em vigas a flexão, esforço transversal, altura útil e armaduras mínimas e máximas.

Anexos 4 Desenhos executivos de Lajes

Anexos 5 desenhos executivos de Vigas

Anexos 6 Desenhos executivos de Pilares

Anexos 7 Desenhos executivos da Fundacao.

Anexos 1 Tabela de dimensionamento das armaduras da laje e tabela de altura útil e armadura mínima na laje

Laje	$M_{sd}$ Maximo (KNm/m)	$\mu$ (MPa)	$\rho$	$A_s$ ( $\frac{cm^2}{m}$ )	Observação	Varão adotado	
Laje da caixa da escada	$M_{sd}x(+)$	4.200	0.767	0.241	1.783	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
	$M_{sd}x(-)$	1.400	0.256	0.089	0.659	Menor $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
	$M_{sdy}(+)$	2.200	0.402	0.119	0.881	Menor $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
	$M_{sdy}(-)$	0.900	0.164	0.059	0.437	Menor $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
Laje do segundo andar	$M_{sd}x(+)$	18.100	1.177	0.369	4.576	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø10@15</a>
	$M_{sd}x(-)$	22.500	1.463	0.467	5.791	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø12@17.5</a>
	$M_{sdy}(+)$	12.800	0.832	0.257	3.187	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
	$M_{sdy}(-)$	19.500	1.268	0.401	4.972	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø10@15</a>
Laje do primeiro andar	$M_{sd}x(+)$	17.100	1.112	0.369	4.576	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø10@15</a>
	$M_{sd}x(-)$	22.700	1.476	0.467	5.791	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø12@17.5</a>
	$M_{sdy}(+)$	11.800	0.767	0.241	2.988	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø8@15</a>
	$M_{sdy}(-)$	18.800	1.223	0.384	4.762	Maior $A_{smin}$	<a href="#">Ø10@15</a>
Laje do pavimento térreo	$M_{sd}x(+)$	0	0	0	0	$A_{smin}$	<a href="#">Ø8@35</a>
	$M_{sdy}(+)$	0	0	0	0	$A_{smin}$	<a href="#">Ø8@35</a>

A400					
$p$	0.15				
Laje	h Laje (m)	C (m)	$\phi_L$ (m)	$d$ (m)	$A_{smin}$ ( $\frac{cm^2}{m}$ )
Laje da caixa da escada	0.1	0.02	0.012	0.074	1.11
Laje do segundo andar	0.15	0.02	0.012	0.124	1.86
Laje do primeiro andar	0.15	0.02	0.012	0.124	1.86
Laje do pavimento térreo	0.1	0.02	0.012	0.074	1.11

Anexos 2 Diagramas de esforços nas vigas

Anexos 3 Dimensionamento das armaduras em vigas a flexão, esforço transversal, altura útil e armaduras mínimas e máximas.

Planta	Pórticos ou Troco de pilares	Momentos máximos (KNm)		$\mu(Mpa)$	$\rho$	$As (Cm^2)$	Observação	$A_s$ Adoptado
		$Msd(+)$	$Msd(-)$					
Vigas da caixa da escada ou piso 4	Pórtico 1: Troco P9-P10	$Msd(+)$	3.58	0.846	0.257	0.64764	Maior Asmin	2Ø8
		$Msd(-)$	1.67	0.394	0.119	0.29988	Menor Asmin	2Ø8
Vigas do segundo andar ou piso 3	Pórtico 1: troco P17-P20	$Msd(+)$	29.43	2.049	0.658	3.52688	Maior Asmin	4Ø12
		$Msd(-)$	41.21	2.869	0.988	5.29568	Maior Asmin	4Ø12 + 2Ø10
	Pórtico 3: troco P8-P11	$Msd(+)$	35.63	2.480	0.827	4.43272	Maior Asmin	4Ø12
		$Msd(-)$	34.48	2.400	0.788	4.22368	Maior Asmin	4Ø12
	Pórtico 8: troco P19-P3	$Msd(+)$	27.54	1.362	0.434	2.76024	Maior Asmin	4Ø10
		$Msd(-)$	40.86	2.020	0.658	4.18488	Maior Asmin	4Ø12
Viga do primeiro andar ou piso 2	Pórtico 1: troco P17-P20	$Msd(+)$	28	1.949	0.622	3.33392	Maior Asmin	3Ø12
		$Msd(-)$	40.29	2.805	0.947	5.07592	Maior Asmin	4Ø12+2Ø10
	Pórtico 5: Troco P8-P11	$Msd(+)$	34.67	2.414	0.788	4.22368	Maior Asmin	4Ø12
		$Msd(-)$	33.6	2.339	0.769	4.12184	Maior Asmin	4Ø12
	Pórtico 11: troco P19-P3	$Msd(+)$	26.61	1.316	0.401	2.55036	Maior Asmin	4Ø10
		$Msd(-)$	39.37	1.947	0.622	3.95592	Maior Asmin	4Ø12
Vigas Pavimento térreo	Pórtico 4: troco P1-P4	$Msd(+)$	4.38	0.461	0.149	0.64964	Menor Asmin	2Ø8
		$Msd(-)$	6.6	0.694	0.211	0.91996	Maior Asmin	2Ø8
	Pórtico 2: troco P12-P14	$Msd(+)$	3.42	0.360	0.119	0.51884	Menor Asmin	2Ø8
		$Msd(-)$	5.45	0.573	0.18	0.7848	Maior Asmin	2Ø8

Planta	$V_{sd}(KN)$	$V_{cd}(KN)$	$V_{rd, max}(KN)$	$S_{max}(m)$ adoptado	$A_{swmin}$ ( $Cm^2$ )	$V_{wd}(KN)$	$A_{sw}/m$	$A_{sw} Calculado$	$A_{sw} calculado$ ( $Cm^2$ )	$\frac{A_{sw}}{m}$ $\frac{Cm^2}{m}$	$A_{sw}$ adoptado
Vigas da caixa da escada ou piso 4	7.04	16.38	10.08	0.15	0.225	-9.34	$A_{sw}min$		0.225	1.5	<a href="#">2R06@25</a>
Vigas do segundo andar ou piso 3	76.42	34.84	214.4	0.2	0.4	41.58	0.0005	9.907E-05	0.991	4.9537	<a href="#">2R06@10</a>
	54.4	34.84	214.4	0.2	0.4	19.56	0.0002	4.661E-05	0.466	2.3303	<a href="#">2R06@20</a>
	89.33	41.34	254.4	0.2	0.4	47.99	0.0005	9.637E-05	0.964	4.8184	<a href="#">2R06@10</a>
Viga do primeiro andar ou piso 2	74.83	34.84	214.4	0.2	0.4	39.99	0.0005	9.529E-05	0.953	4.7643	<a href="#">2R06@10</a>
	53.62	34.84	214.4	0.2	0.4	18.78	0.0002	4.475E-05	0.447	2.2374	<a href="#">2R06@20</a>
	93.41	41.34	254.4	0.2	0.4	52.07	0.0006	1.241E-04	1.241	6.2034	<a href="#">2R06@7.7</a>
Vigas do pavimento térreo ou piso 1	6.67	28.34	17.44	0.2	0.4	-21.67	$A_{sw}min$		0.4	2	<a href="#">2R06@25</a>

						A400	
						$p$	
						0.15	4
$h(m)$	$b(m)$	$\phi_L(m)$	$\phi_T(m)$	$C(m)$	$d(m)$	$As_{min}(Cm^2)$	$As_{max}(Cm^2)$
0.2	0.15	0.012	0.006	0.02	0.168	0.378	10.08
0.25	0.2	0.012	0.006	0.02	0.218	0.654	17.44
0.3	0.2	0.012	0.006	0.02	0.268	0.804	21.44
0.35	0.2	0.012	0.006	0.02	0.318	0.954	25.44



*Anexos 4 Desenhos executivos de Lajes*

*Anexos 5 desenhos executivos de Vigas*

*Anexos 6 Desenhos executivos de Pilares*

*Anexos 7 Desenhos executivos da Fundação.*