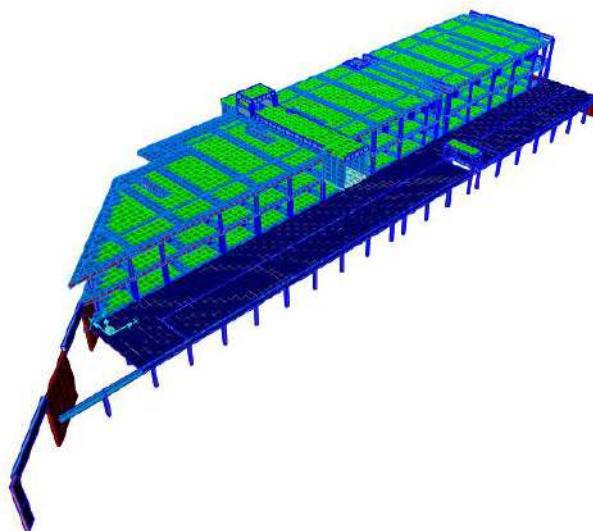




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício**

**ANA CATARINA LOURENÇO NUNES NEVES**

Licenciado em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

Trabalho de projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas  
(*Documento Definitivo*)

Orientador:

Doutor, Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof.  
Coordenador (ISEL)

Co-orientador: Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenador (ISEL)

Vogal:

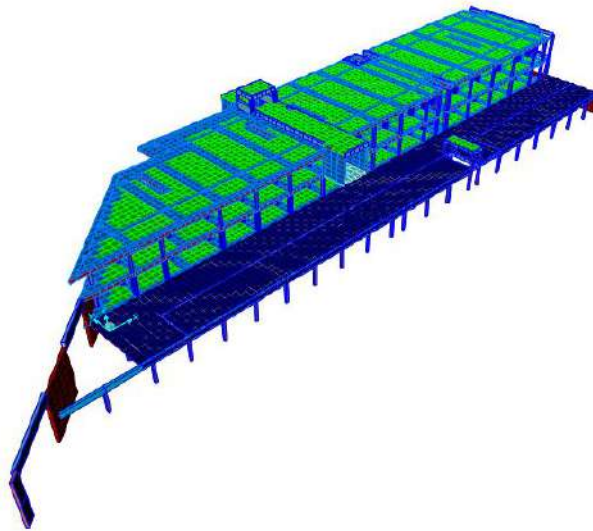
Doutor, Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques, Prof. Adjunto (ISEL)

**Outubro de 2013**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício**

**ANA CATARINA LOURENÇO NUNES NEVES**  
Licenciado em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de  
Lisboa

Trabalho de projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de  
Especialização de Estruturas  
(*Documento Definitivo*)

Orientador:

Doutor, Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Prof.  
Coordenador (ISEL)

Co-orientador: Mestre António Carlos Teles Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenador  
(ISEL)

Vogal:

Doutor, Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques, Prof. Adjunto  
(ISEL)

**Outubro de 2013**



## RESUMO

O presente projecto, referente ao trabalho final para obtenção do grau de Mestre em engenharia civil, é um sumário do curso de engenharia civil e como tal, optou-se pela realização de um projecto de fundações e estrutura de um edifício.

Com este trabalho pretende-se então, apresentar as várias fases pela qual um projecto de um edifício passa. São percorridas as fases, primeiramente, da concepção da solução estrutural, seguido do pré-dimensionamento, da análise sísmica e finalmente do dimensionamento.

O projecto em causa é então, referente a um edifício localizado no concelho de Oeiras e é constituído por três corpos independentes de três pisos. Tem uma extensão máxima de 96.90 (m) e uma profundidade máxima de 25.08 (m), sendo que a sua maior particularidade prende-se com a existência de vãos de 11.35 (m).

Esta particularidade faz com que a adopção de lajes maciças seja pouco viável, pelo que se optou pela utilização de lajes fungiformes aligeiradas nos vãos e bandas maciças nos alinhamentos dos pilares.

Foram utilizados quer métodos tradicionais quer métodos automáticos no cálculo do edifício em estudo. Utilizaram-se métodos tradicionais na fase de pré-dimensionamento, de validação do modelo e de avaliação crítica dos resultados. Já a modelação da estrutura, foi naturalmente efectuada, com base num programa de elementos finitos.

Quer os critérios gerais de dimensionamento, quer as hipóteses de cálculo consideradas na verificação aos estados limites últimos e estados limites de serviço, são detalhadamente enunciados ao longo do presente trabalho.

### **Palavras-chave:**

Projecto de Edifícios, Laje Fungiforme Aligeirada, Bandas Maciças, Modelação, Dimensionamento.



## ABSTRACT

This project, regarding the final labor in order to obtain the Master Degree in Civil Engineering, is a summary of the graduation in Civil Engineering, and as so, it was decided to develop a project regarding foundations and building structures.

The main purpose of this work consists in presenting various phases from which a Building project has to go through. All the phases will be analyzed, firstly, from the conception and structural solution, followed by pre-dimensioning, seismic analysis and finally, the dimensioning.

This particularity makes that the adoption of solid slabs turns out to be impractical/not viable, from which it was decided to use instead flat slabs, lightened in vains, and massive bands in the alignment of the pillars.

Both traditional and automatic methods were used, in the calculation of the studied building. Traditional methods were used in the pre-dimensioning, model validation and critical evaluation of the results. But, the structure modeling, was naturally developed, with a basis on ending elements.

Whether the general criteria of dimensioning or calculation assumptions considered in the verification of the ultimate limit states and serviceability limit states, both are set out with detail throughout this work.

**Keyword:**

Building projects, Unloaded Fungiform Flagstones, Massive Bands, modeling, Dimensioning.





## AGRADECIMENTOS

Servem os próximos parágrafos para expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que me apoiaram ao longo do meu percurso académico, e em particular na realização do presente Trabalho Final de Mestrado.

Em primeiro lugar, o mais profundo agradecimento ao meu falecido orientador, Carlos Trancoso Vaz, a quem agradeço a total disponibilidade e compreensão demonstrada ao longo da realização deste trabalho, mesmo na altura mais difícil da vida dele. Fico grata pelos conhecimentos que me transmitiu, quer a nível profissional quer a nível pessoal, ao longo deste período. Com certeza nunca os irei esquecer.

Ao Engenheiro António Gorgulho, pela disponibilidade demonstrada para me orientar no final deste percurso.

Aos meus colegas de curso agradeço a amizade e companheirismo, pelas longas tardes de estudo e por todos os momentos que passamos juntos.

Aos meus pais e a toda a minha família pelo apoio incondicional, carinho e motivação transmitidos ao longo de todo o meu percurso académico.

Ao meu namorado, um agradecimento muito especial pela compreensão, amor e apoio incondicional que me transmitiu nos momentos mais difíceis.

E principalmente, à minha filha, por ter tornado o período em que realizei o trabalho final de mestrado bastante mais “entusiasmante” (e demorado) pela sua inesperada, mas muito bem-vinda, chegada.



# ÍNDICE DO TEXTO

1.	MEMÓRIA DESCRITIVA.....	1
1.1.	INTRODUÇÃO .....	1
1.1.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAS .....	1
1.1.2.	ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO TEMA .....	1
1.1.3.	OBJECTIVO DO TRABALHO .....	2
1.1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	2
1.2.	BASES ARQUITECTÓNICAS.....	4
1.3.	CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJECTO.....	5
1.4.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	5
1.5.	GEOLOGIA E FUNDAÇÕES .....	7
1.6.	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	8
1.7.	ACÇÕES E COMBINAÇÕES .....	9
1.8.	MATERIAIS.....	11
1.9.	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	11
1.10.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	12
1.11.	REGULAMENTAÇÃO .....	13
2.	CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS .....	15
2.1.	INTRODUÇÃO .....	15
2.2.	MODELO DE CÁLCULO.....	16
2.3.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES.....	17
2.3.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	19
2.3.1.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTENCIA À FLEXÃO .....	19

2.3.1.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE PUNÇOAMENTO.....	30
2.3.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	38
2.3.2.1.	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	38
2.3.2.2.	ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS.....	39
2.4.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS.....	44
2.4.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	44
2.4.1.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO .....	44
2.4.1.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	48
2.4.1.3.	RESULTADOS OBTIDOS.....	50
2.4.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	51
2.4.2.1.	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	51
2.4.2.2.	ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS.....	52
2.5.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES .....	54
2.5.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	54
2.5.1.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO .....	54
2.5.1.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	58
2.5.1.3.	RESULTADOS OBTIDOS.....	59
2.6.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES .....	60
2.6.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	60
2.6.1.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À ROTURA POR CORTE OU POR PUNÇOAMENTO.....	60
2.6.1.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE EQUILÍBRIO.....	73
2.6.1.3.	RESULTADOS OBTIDOS.....	73
2.7.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS MUROS DE SUPORTE .....	74
2.7.1.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	74
2.7.1.1.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À ROTURA POR CORTE OU POR PUNÇOAMENTO.....	74
2.7.1.2.	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE EQUILÍBRIO .....	77
2.7.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	78
2.7.2.1.	ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS.....	78

2.7.3.	RESULTADOS OBTIDOS.....	79
2.8.	DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS .....	80
2.8.1.	CARGAS CONSIDERADAS.....	81
2.8.2.	RESULTADOS OBTIDOS.....	84
3.	CONCLUSÃO .....	85
4.	BIBLIOGRAFIA.....	87
5.	ANEXOS .....	<b>Erro! Marcador não definido.</b>



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro I – Recobrimentos nominais adoptados .....	11
Quadro II - Definição geométrica das bandas maciças. ....	21
Quadro III - Armadura das bandas maciças .....	21
Quadro IV - Momentos flectores resistentes para $h=0.25$ [m] e $c=0.035$ [m]. ....	22
Quadro V - Momentos flectores resistentes para $h=0.35$ [m] e $c=0.035$ [m] .....	23
Quadro VI - Momentos flectores resistentes para $h=0.525$ [m] e $c=0.035$ [m] .....	25
Quadro VII - Coeficiente "k" .....	33
Quadro VIII - Diâmetros máximos dos varões, para controlo da fendilhação .....	41
Quadro IX - Armadura mínima de fendilhação e limitação do diâmetro dos varões das lajes... ..	42
Quadro X - Áreas de armaduras calculadas da viga "V16" .....	47
Quadro XI - Armaduras adoptadas para as vigas. ....	50
Quadro XII - Comparação das flechas obtidas para as vigas sujeitas a acções quase-permanentes, com o limite "vão/250" .....	51
Quadro XIII - Armadura mínima de fendilhação e limitação do diâmetro dos varões das vigas. ....	53
Quadro XIV - Armadura Longitudinal adoptada em pilares .....	59
Quadro XV- parâmetro "k" função de $(e/a_0)$ .....	66
Quadro XVI - Dimensões e armadura das sapatas .....	73
Quadro XVII - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de $0.30$ (m) e recobrimento de $0.005$ (m). ....	76
Quadro XVIII - Armadura longitudinal e transversal das fundações dos muros de suporte.....	79
Quadro XIX - Armadura longitudinal e transversal das paredes dos muros de suporte.....	79
Quadro XX - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de $0.18$ (m) e recobrimento de $0.0035$ (m). ....	82

Quadro XXI - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de 0.25 (m) e recobrimento de 0.0035(m)..... 83

Quadro XXII - Armadura transversal e longitudinal das escadas do tipo "E1" e "E2"..... 84



# ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1- Características geométricas do molde recuperável utilizado (FG900 ). Fonte: (FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa, SA, 2013) .....	6
Fig. 2 – Vista 3D do modelo de cálculo utilizado.....	12
Fig. 3 - Modelo 3D – Alçado Frontal.....	16
Fig. 4 - Modelo 3D – Alçado Tardoz .....	16
Fig. 5 - Modelo 3D - Alçado Lateral Direito .....	17
Fig. 6 - Modelo 3D - Alçado Lateral Esquerdo.....	17
Fig. 7 - Laje do piso 1 .....	18
Fig. 8 - Laje do piso 2 .....	18
Fig. 9 – Laje da cobertura 1 .....	18
Fig. 10 – Laje da cobertura 2 .....	18
Fig. 11 - Modelo de análise da laje nervurada - Viga em “T” .....	19
Fig. 12 - Simplificação da secção da viga em “T” quando a linha neutra está no banzo. ....	20
Fig. 13 - Planta do modelo utilizado para a verificação ao punçoamento. Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010) .....	30
Fig. 14 - Primeiro perímetro de controlo para pilares junto a bordos livres. Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010) .....	32
Fig. 15 - Primeiro perímetro de controlo reduzido ( $u_1^*$ ).Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010) .....	34
Fig. 16 - Primeiro perímetro de controlo reduzido ( $u_1^*$ ) de um pilar de canto Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010) .....	35
Fig. 17- Método do diagrama rectangular. ....	44
Fig. 18 - Diagrama de extensões de uma secção em flexão desviada. Fonte - (Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I, 2012) .....	55

Fig. 19 - Diagrama de interacção tridimensional ( $N_{Rd}$ , $M_{Rd,y}$ , $M_{Rd,z}$ ).Fonte - (Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I, 2012) .....	55
Fig. 20 - Modelo de cálculo de uma sapata.....	61
Fig. 21 - Definição geométrica da sapata .....	62
Fig. 22 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas .....	63
Fig. 23 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com carga excêntrica para $e > A/4$ .....	65
Fig. 24 - Modelo de cálculo de uma sapata com carga excêntrica tipo $e \leq A/4$ . .....	67
Fig. 25 - Modelo em planta de uma sapata agrupada .....	68
Fig. 26 - Modelo de uma sapata agrupada em alçado, na direcção "x" .....	68
Fig. 27 - Modelo de uma sapata agrupada em alçado, na direcção "y" .....	69
Fig. 28 - Definição geométrica da sapata tipo "S8" .....	70
Fig. 29 - Modelo de cálculo relativo aos muros de suporte .....	75
Fig. 30 - Planta e respectivo modelo de cálculo da escada tipo "E1" .....	80
Fig. 31 - Planta e respectivo modelo de cálculo da escada tipo "E2" .....	80

# LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

## Letras maiúsculas latinas

$A_c$	área da secção transversal de betão;
$A_{ct}$	área da secção transversal do betão traccionada;
$A_s$	área da secção de uma armadura para betão armado;
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras;
$A_{s,máx}$	área da secção máxima de armaduras;
$A_{sw}$	área da secção das armaduras de esforço transverso;
ELU	Estado Limite Último;
ELS	Estado Limite de Serviço;
$F_c$	força actuante no betão;
$F_s$	força actuante no aço;
LN	linha neutra de uma secção de betão;
$M_{Ed}$	momento flector actuante;
$M_{Rd}$	momento flector resistente;
N	esforço axial;
$PP_{sapata}$	peso próprio da sapata;
$V_{Ed}$	tensão de punçoamento máxima
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
$V_{Rd,max}$	valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
$V_{sd}$	valor de cálculo da componente de esforço transverso actuante;

**Letras minúsculas latina:**

$b_{eff}$	largura efectiva de uma secção transversal;
$b_w$	largura de alma de vigas em T;
$c$	recobrimento
$d$	altura útil de uma secção transversal;
$e$	excentricidade;
$e_r$	excentricidade resultante;
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ck}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
$f_{ct,eff}$	valor médio da resistência do betão à tracção na idade em que se espera que ocorram as primeiras fendas;
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;
$f_{yk}$	valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado;
$h$	altura total de uma secção transversal;
$k$	coeficiente; factor;
$u$	perímetro da secção transversal;
$z$	braço do binário das forças interiores;

**Letras gregas:**

$\alpha$	ângulo;
$\beta$	relação; coeficiente;
$\gamma$	peso volúmico;
$\gamma_c$	coeficiente parcial relativo ao betão;

$\epsilon_c$	extensão do betão à compressão;
$\epsilon_s$	extensão do aço;
$\rho$	taxa de armadura;
$\rho_w$	taxa de armadura de esforço transverso;
$\sigma_s$	tensão nas armaduras;
$\phi$	diâmetro de um varão;
$\psi$	coeficientes definindo valores representativos das acções variáveis;
$\psi_0$	para valores de combinação;
$\psi_1$	para valores frequentes;
$\psi_2$	para valores quase-permanentes;
$\eta$	coeficiente de comportamento sísmico;
$\mu$	momento flector reduzido
$\omega$	percentagem mecânica de armadura
$v$	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal



### 1.1. INTRODUÇÃO

#### 1.1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAS

O Trabalho Final de Mestrado (TFM) constitui o documento que apresenta o trabalho desenvolvido durante o último semestre de Mestrado, sob a orientação do professor coordenador Carlos Trancoso Vaz, e que visa a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de especialização de Estruturas.

O presente trabalho refere-se ao desenvolvimento do projecto de fundações e estruturas, de um edifício de utilização maioritariamente laboratorial. Tendo como base de estudo um projecto arquitectónico, este trabalho tem como objectivo último, encontrar uma solução estrutural que, por um lado, garanta a segurança do edifício em relação às acções a que está sujeito, e por outro, crie um compromisso entre, o respeito pela arquitectura original do edifício e a obtenção de uma solução economicamente viável.

#### 1.1.2. ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO TEMA

A Engenharia Civil divide-se em várias áreas de especialização, nomeadamente, Direcção e Gestão da Construção, Estruturas, Hidráulica e Recursos Hídricos, Planeamento, Ordenamento do Território e Segurança no Trabalho entre outras.

No entanto, devido às previsões/constatações de contracção da procura interna, o mercado da construção civil no âmbito nacional, sofreu e continua a sofrer uma quebra bastante acentuada.

Assim sendo, a tendência de muitas empresas, tem sido a focalização no crescimento da procura externa. A área de projecto de estruturas não foge a essa tendência, contudo e ao contrário de outras áreas, não necessita de uma presença física para “exportar trabalho”.

Tendo em conta este factor e numa perspectiva de trabalhar em Portugal, escolheu-se um tema relacionado com projecto de estruturas.

### 1.1.3. OBJECTIVO DO TRABALHO

O objectivo deste trabalho é aplicar os conhecimentos teóricos adquiridos ao longo do curso em Engenharia Civil, através da verificação da segurança da estrutura de um edifício com laje fungiforme aligeirada, situado no concelho de Oeiras, projectado segundo a regulamentação nacional em vigor (RSA/REBAP) e através da aplicação do Eurocódigo 2 e respectivos Anexos Nacionais.

Com este trabalho pretende-se então, apresentar as várias fases pela qual um projecto de um edifício passa. Assim sendo, são percorridas as fases, primeiramente, da concepção da solução estrutural, seguido do pré-dimensionamento e finalmente do dimensionamento.

### 1.1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido da seguinte forma:

- Peças escritas:
  - Memória descritiva;
  - Cálculos justificativos;
  - Anexos de Cálculo.
  
- Peças desenhadas:
  - Desenhos do projecto de arquitectura;
  - Desenhos de definição geométrica da estrutura;
  - Desenhos de pormenorização de betão armado.



O capítulo referente à Memória Descritiva (capítulo 1) é constituído por 10 secções:

- Na secção 1.1, faz-se a introdução ao trabalho, define-se o enquadramento e justifica-se a escolha do tema e elucida-se qual o objectivo do presente trabalho;
- Na secção 1.2, faz-se uma descrição geral do edifício, onde se definem o número de pisos, as respectivas cotas de limpo e se enumeram as áreas existentes nos mesmos;
- Na secção 1.3, esclarece-se quais os condicionamentos estruturais mais relevantes que o projecto apresenta;
- Na secção 1.4, justifica-se a solução estrutural adoptada, tendo em conta os condicionamentos estruturais descritos na secção 1.3;
- Na secção 1.5, enumera-se o valor das acções que actuam na estrutura e define-se com estas se combinam;
- Na secção 1.6, mencionam-se os materiais previstos na construção da estrutura em estudo;
- Na secção 1.7, descreve-se o procedimento intrínseco à determinação dos esforços actuantes na estrutura;
- Na secção 1.8, define-se a base em que se sustentou a verificação da segurança estrutural;
- Na secção 1.9, faz-se a descrição geológica da zona de implantação da estrutura e define-se o tipo de fundações adoptadas;
- Na secção 1.10, enumeram-se os regulamentos utilizados para a verificação da segurança estrutural.

Já o capítulo destinado aos Cálculos Justificativos divide-se em 8 secções:

- Na secção 2.1 – *Introdução* – Faz-se uma introdução relativa à verificação dos Estados Limite Últimos e de Utilização e o consequente dimensionamento das secções de betão armado;
- Na secção 2.2 – *Modelo de cálculo* – Faz-se uma descrição do modelo de cálculo automático utilizado para a obtenção dos esforços que actuam na estrutura. Apresentam-se ainda, figuras representativas dos alçados, frontal, tardoz e laterais do modelo de cálculo;
- Na secção 2.3 – *Verificação da segurança das lajes* – Descreve-se o procedimento de cálculo adoptado para a obtenção da verificação dos Estados Limites Últimos e de Utilização dos vários tipos de lajes existentes no projecto em estudo;

- Na secção 2.4 – *Verificação da segurança das vigas* – Descreve-se e exemplifica-se o procedimento de cálculo adoptado para a obtenção da verificação dos Estados Limites Últimos e de Utilização das vigas em estudo e apresentam-se os resultados obtidos;
- Na secção 2.5 – *Verificação da segurança dos pilares* – Descreve-se e exemplifica-se o procedimento de cálculo adoptado para a obtenção da verificação dos Estados Limites Últimos dos pilares e apresentam-se os resultados obtidos.
- Na secção 2.6 – *Verificação da segurança das fundações* – Descreve-se e exemplifica-se o procedimento de cálculo adoptado para a obtenção da verificação dos Estados Limites Últimos das fundações e apresentam-se os resultados obtidos. Faz-se ainda, a descrição dos modelos de cálculo utilizados consoante o tipo de fundações em estudo (isolada, comum, com ou sem cargas excêntricas);
- Na secção 2.7 – *Verificação da segurança dos muros de suporte* – Descreve-se o procedimento de cálculo adoptado para a obtenção da verificação dos Estados Limites Últimos das fundações e apresentam-se os resultados obtidos.
- Na secção 2.8 – *Dimensionamento das escadas* – Caracterizam-se as escadas existentes no presente projecto, enumeram-se as cargas consideradas e apresentam-se os resultados obtidos.

## 1.2. BASES ARQUITECTÓNICAS

Este trabalho tem como objecto de estudo, um edifício destinado, maioritariamente, para uso laboratorial e investigação. Possui uma configuração mais ou menos regular tanto em planta como em altura, sendo que apresenta uma frente de 96.9 (m) e uma profundidade máxima de 25.08 (m).

Trata-se de um edifício com piso 0, piso 1, piso 2 e cobertura, sendo esta em terraço acessível, apresentando uma área de implantação de aproximadamente 1250 (m<sup>2</sup>).

O piso térreo, designado piso 0, está dividido em dois corpos distintos, um correspondente à zona de desenvolvimento de todo o edifício e outro, correspondente à zona de estacionamento. Este piso é dedicado a áreas técnicas, balneários, zonas de arrumos e de armazenamento de materiais de limpeza, salas de arquivos mortos, a uma central de tratamento de águas e a depósitos de lixo. As zonas anteriormente enumeradas, desenvolvem-se no corpo correspondente à zona do edifício

propriamente dita, sendo que as ligações ao piso superior são feitas por intermédio de escadas e elevadores. A cota de limpo deste piso é constante nos dois corpos e encontra-se a 98.98 (m).

O piso 1, correspondente ao piso de entrada principal do edifício, apresenta uma configuração semelhante à do piso inferior, tal como o piso 2. Estes pisos, são dedicados, principalmente a laboratórios e escritórios. A cota de limpo do piso 1 desenvolve-se a 102.50 (m) e a do piso 2 a 106.60 (m).

Já a cobertura, desenvolve-se de duas formas diferentes. Uma parte (a de maior área), apresenta uma cota de limpo de 110.88 (m), a outra, constituída por um corpo saliente desta última, desenvolve-se à cota 111.925 (m) e 114.50 (m).

### **1.3.CONDICIONAMENTOS GERAIS DO PROJECTO**

O condicionamento mais relevante em termos estruturais que o projecto apresenta, prende-se com a existência de vãos de dimensões na ordem dos 11.35 (m) que a solução arquitectónica apresenta. Esta condicionante traduz-se na adopção de lajes de espessura elevada de forma a diminuir as deformações de longo prazo.

### **1.4.SOLUÇÃO ESTRUTURAL**

A solução estrutural adoptada resultou da escolha da localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais. Esta escolha está intrinsecamente ligada aos condicionamentos gerais do projecto e, obviamente, à arquitectura e geometria do edifício.

A estrutura em estudo é composta por 3 blocos de edifícios de arquitectura semelhante, separados por 2 juntas de dilatação, pelo que se optou pela apresentação do projecto de apenas um dos blocos.

A existência de vãos muito grandes, tornam impossível a colocação de pilares nessas zonas, no entanto, é sugerido pela arquitectura o posicionamento de alguns pilares com espaçamentos semelhantes ao longo de toda a estrutura. Esta sugestão foi naturalmente seguida, fazendo-se apenas pequenos ajustes relativos ao tipo e dimensão das secções sugeridas pela mesma.

Chegou-se então, a uma solução para a distribuição dos pilares, em que na direcção “x” estes distam entre si, em geral 6 (m) e na direcção “y”, 2.97 (m) e 11.95 (m), sendo que se optou por considerar a direcção “x” como sendo a do alinhamento com maior dimensão e “y” como a perpendicular a esta. Quanto às suas secções transversais, existem pilares rectangulares de área 0.30x0.70 (m) e 0.20x0.30 (m) e pilares quadrados de 0.30x0.30 (m).

Novamente, o condicionamento referente à existência de grandes vãos, tornam a solução tradicional da laje maciça, pouco viável. As deformações ocorridas numa solução deste tipo, implicariam lajes de espessuras incomportáveis a nível arquitectónico e principalmente a nível económico, pelo que se optou por uma solução de laje fungiforme aligeirada com bandas maciças nas zonas de alinhamentos de pilares. Com este tipo de solução, conseguiu-se um melhor comportamento da laje ao nível das deformações e uma redução considerável da quantidade de betão necessária.

Considerou-se então, a utilização de lajes aligeiradas de moldes de cofragem recuperável cujas características geométricas se encontram definidas na Fig. 1.

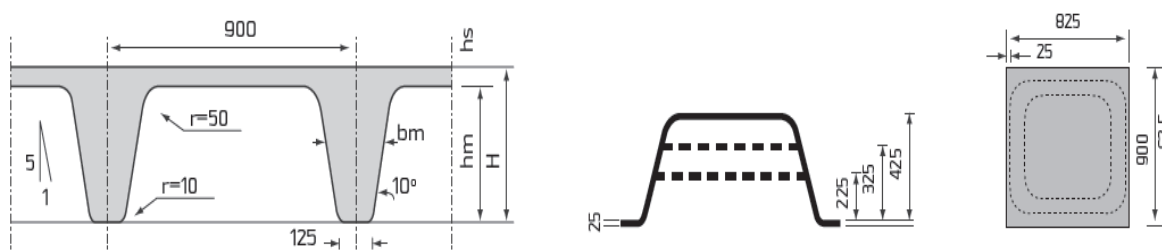


Fig. 1- Características geométricas do molde recuperável utilizado (FG900). Fonte: (FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa, SA, 2013)

Optou-se pelo modelo “ATEX 900 Waffle” de nervuras afastadas de 0.900 (m), de altura do molde de 0.425 (m) e de espessura da lâmina de 0.10 (m), o que perfaz uma altura total de laje de 0.525 (m). Como consequência desta escolha, as bandas maciças referidas anteriormente, têm igualmente 0.525 (m) de altura e largura, cerca de 2 moldes de cofragem, ou seja, 1.50 (m). Este tipo de laje, designada por “laje tipo”, repete-se ao longo dos pisos 1, 2 e cobertura.

No piso 1 existe ainda, uma laje maciça de 0.25 (m) de espessura, que serve de cobertura do estacionamento e de suporte a terras jardinadas.

Para a zona das consolas existentes no piso 2, optou-se por lajes maciças com uma espessura de 0,35 m. Nesta zona, existem duas paredes laterais, com uma espessura de 0.30 m, desde a cota da laje do piso 2 à cobertura.

Na cobertura entre os alinhamentos 13 e 14 optou-se por lajes maciças com uma espessura de 0,25 m.

Na zona junto aos pilares existem capitéis, que têm como objectivo aumentar a capacidade de resistência da laje ao esforço de corte, ou seja, ao punçoamento, bem como aumentar a resistência da laje nos pontos onde se é de esperar momentos negativos elevados. Estes capitéis consistem, então, num maciçamento da zona envolvente do pilar.

Nas lajes com diferentes cotas utilizaram-se vigas com uma largura de 0.30 (m) a ligar as lajes.

Os muros de suporte de terras (MS1 e MS2) têm de espessura 0.30 (m).

E finalmente, fundaram-se os pilares em sapatas isoladas e comuns, nos casos em que se pretendeu solidarizar as fundações.

## 1.5. GEOLOGIA E FUNDAÇÕES

A informação sobre a geologia da zona de implantação do edifício, foi obtida por intermédio das sondagens S2 a S7, e dos ensaios SPT efectuados nos furos destas sondagens. As cotas de boca das sondagens são iguais a 107.7 (m), 108.2 (m), 102.2 (m), 102.7 (m), 102.4 (m) e 102.3 (m), respectivamente, sendo os seus comprimentos totais de 10.6 (m) para as sondagens S2 a S4 e S6, 7.6 (m) para a sondagem S5 e 3.7 (m) para a sondagem S7.

Na sondagem S2 foi ainda identificado tufos cineríticos, muito resistentes até à profundidade 7.7 (m), onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=32-60. Mais profundamente, identificaram-se tufos vulcânicos silto-argilosos, avermelhados a arroxeados até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=33-60.

Na sondagem S3 foi ainda identificado basalto muito alterado e intensamente fracturado, muito resistente e cinzento até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=60.

Na sondagem S4 foi ainda identificado basalto decomposto, acinzentado até à profundidade 5,0 (m), onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=40-60. Mais profundamente, identificaram-se tufos vulcânicos silto-arenosos e silto-argilosos vermelhos até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=24-60.

Na sondagem S5, foram ainda identificados, tufos vulcânicos silto-argilosos, vermelho arroxeados até à profundidade 6,0 m, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=47. Identificaram-se mais profundamente, tufos cineríticos silto-arenosos, rijos cinzentos até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=60.

Na sondagem S6 foi ainda identificado basalto muito alterado a decomposto, cinzento até à profundidade 3,8 m, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=35-60. Após esta profundidade identificaram-se tufos vulcânicos silto-argilosos vermelhos, até à profundidade 3,8 m, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=19-38. Foram também, identificados tufos cineríticos silto-arenosos a silto-argilosos, rijos cinzentos escuros até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=60.

Na sondagem S7 foi ainda identificado basalto decomposto a medianamente alterado, cinzento até ao final da sondagem, onde se obtiveram valores do ensaio SPT, N=60.

Com base nos resultados obtidos, optou-se pela utilização de fundações directas para os pilares por intermédio de sapatas de betão armado, tendo-se admitido tensões de segurança de 200 MPa nas sapatas entre os alinhamentos G e H, 250 MPa nas sapatas entre os alinhamentos F e D e 350 MPa nas restantes. Admitiu-se ainda, um peso volúmico ( $\gamma_{solo}$ ) de 20 kN/m<sup>2</sup> e um ângulo de atrito interno ( $\phi_{solo}$ ) correspondente a 30°.

O critério de verificação das tensões no solo, foi assegurar que a tensão admissível não fosse superior à tensão do solo para as combinações raras de acções.

Quanto à determinação da armadura das fundações foram definidos modelos de escoras e tirantes a partir do encaminhamento das cargas (combinadas), e determinada a armadura para os tirantes.

## **1.6. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO**

Os critérios gerais de dimensionamento do presente projecto basearam-se na regulamentação, normas e práticas internacionalmente consagradas no Eurocódigo 2.

Ao nível das acções actuantes, os seus valores e respectivas combinações basearam-se nas recomendações que constam na regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

## 1.7. ACÇÕES E COMBINAÇÕES

As acções e combinações que conduziram aos esforços de cálculo, foram obtidas a partir das indicações do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

As acções que se consideraram passíveis de actuar na estrutura dividem-se em dois grupos:

- Acções permanentes – aquelas que assumem valores constantes ou com pequenas variações em torno do seu valor médio, durante praticamente toda a vida útil da estrutura.
- Acções variáveis – aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura.

Foram consideradas as seguintes acções permanentes:

- Peso volúmico do betão armado .....  $\gamma_{\text{betão}}=25.0 \text{ kN/m}^3$
- Impulso do Terreno .....  $\gamma_{\text{solo}}=20.0 \text{ kN/m}^3$   
.....  $\phi_{\text{solo}}=30^\circ$
- Peso de instalações, tectos falsos, revestimentos  
e paredes divisórias e exteriores nos pisos .....  $2.5 \text{ kN/m}^2$
- Peso de instalações, revestimentos e terra vegetal  
no piso 1 à cota 101.83 .....  $11.0 \text{ kN/m}^2$
- Peso de instalações, tectos falsos, revestimentos, impermeabilização  
e camada de forma na cobertura e terraço .....  $2.5 \text{ kN/m}^2$

Foram consideradas as seguintes acções variáveis:

- Sobrecarga dos pisos 1 e 2 ( $\psi_0=0,7$ ;  $\psi_1=0,6$ ;  $\psi_2=0,4$ ) .....  $5.0 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga da cobertura e terraços ( $\psi_0= \psi_1=\psi_2=0$ ) .....  $2.0 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga para efeitos de Impulso do terreno ( $\psi_0= \psi_1=\psi_2=0$ ) .....  $10.0 \text{ kN/m}^2$
- Sismo ( $\psi_0= \psi_1=\psi_2=0$ ):
  - Para a quantificação da acção do sismo considerou-se que o edifício está situado na zona sísmica A e fundado em terreno tipo II. O coeficiente de comportamento adoptado foi 2.5.

As combinações de acções consideradas para a verificação da segurança foram as seguintes:

- E.L.U-1:

$$1.35 \times P.P + 1.5 \times (RCP + IMP + SOB)$$

- E.L.U-2:

$$1.0 \times (PP + RCP + IMP) + \frac{1.5E_1}{2.5} + 0.4 \times SOB$$

- E.L.U-3:

$$1.0 \times (PP + RCP + IMP) + \frac{1.5E_2}{2.5} + 0.4 \times SOB$$

- RARA-1:

$$1.0 \times (PP + RCP + IMP) + \frac{E_1}{2.5}$$

- RARA-2:

$$1.0 \times (PP + RCP + IMP) + \frac{E_2}{2.5}$$

- E.L.S:

$$1.0 \times (PP + RCP + IMP) + 0.4 \times SOB$$

Em que:

- PP – peso próprio;
- RCP – restantes cargas permanentes;
- IMP – impulso do terreno;
- SOB – sobrecarga
- $E_1$  – sismo do tipo 1;
- $E_2$  – sismo do tipo 2.



## 1.8. MATERIAIS

Os materiais previstos na construção da estrutura do presente projecto são os seguintes:

- **Betão C30/37** em todos os elementos estruturais;
- **Betão C12/15** na regularização das fundações;
- **Aço A500NR** em armaduras passivas.
- **Aço A500EL** em redes electrossoldadas.

Os recobrimentos nominais considerados foram:

*Quadro I – Recobrimentos nominais adoptados*

Elementos	Classe	$c_{min}$ (mm)	$\Delta_{cd\ ev}$ (mm)	Recobrimento adoptado (mm)
Lajes	XC2	25	10	35
Vigas	XC2	25	10	35
Pilares	XC2	25	10	35
Fundações	XS1	35	10	50
Muros de Suporte	XS1	35	10	50
Escadas	XC2	25	10	35

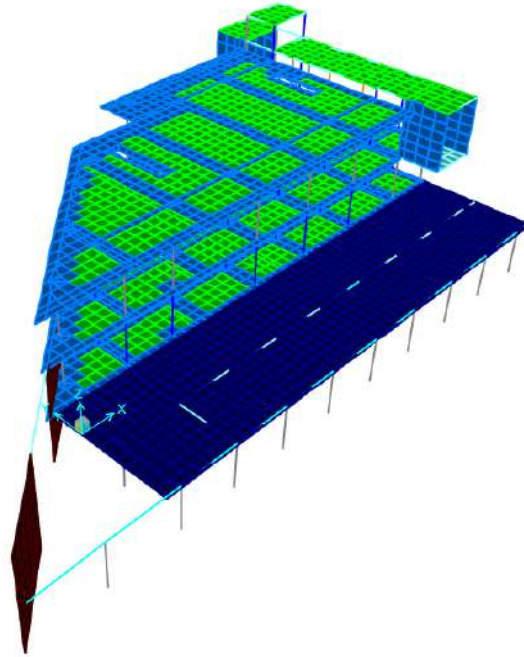
## 1.9. ANÁLISE ESTRUTURAL

Como já foi referido anteriormente, para a determinação dos esforços actuantes na estrutura, foi elaborado um modelo de cálculo automático de elementos finitos, composto por elementos de barra e elementos Shell.

Como a estrutura do edifício é repetida ao longo de 3 corpos idênticos divididos por juntas de dilatação, optou-se por modular apenas um corpo e extrapolar os valores obtidos neste, para os outros dois corpos.

Este modelo serviu para avaliar os esforços actuantes e as deformações existentes na estrutura.

A imagem presente na Fig. 2, representa o modelo utilizado para o cálculo da estrutura.



*Fig. 2 – Vista 3D do modelo de cálculo utilizado.*

## **1.10. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

A verificação da segurança da estrutura do edifício foi feita em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização. Determinaram-se os valores dos esforços actuantes de cálculo em todos os elementos estruturais, para todas as acções e suas combinações, sendo depois avaliadas as capacidades resistentes desses elementos com base nas hipóteses regulamentares, tendo em atenção os materiais constituintes dos elementos.

Para a avaliação da capacidade resistente dos elementos, tiveram-se em conta as propriedades dos materiais e o tipo de estrutura, tendo-se adoptado os coeficientes de segurança “ $\gamma$ ” preconizados nos respectivos regulamentos. Relativamente aos efeitos da acção dos sismos foi considerado um coeficiente de comportamento  $\eta=2.5$ .

## 1.11. REGULAMENTAÇÃO

Os regulamentos utilizados para a elaboração deste projecto foram os seguintes:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).
- Eurocódigo 2, Parte 1-1: Projecto de Estruturas de Betão. Regras gerais e regras para edifícios.
- NP EN 206-1: Betão – Especificação, desempenho, produção e conformidade.



# 2

## CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

Uma estrutura, ou parte dela, atinge um estado limite quando a sua capacidade para desempenhar as funções para a qual foi concebida, fica total ou parcialmente prejudicada.

É portanto crucial, garantir que uma estrutura responde adequadamente às acções a que está submetida, sem comprometer a sua segurança, funcionalidade e durabilidade. Quando uma estrutura deixa de atender a qualquer uma destas condições, considera-se que atingiu um estado limite.

Assim sendo, uma estrutura deve ser projectada de modo a que nunca atinja um estado limite durante a sua vida útil, quer de ordem estrutural, quer de ordem funcional:

- Estados Limites Últimos;
- Estados Limites de Serviço ou de Utilização.

A verificação aos Estados Limites Últimos (ELU), está relacionada ao colapso ou a qualquer outra forma de ruptura estrutural, que determine a incapacidade de uso da estrutura. Consiste assim, na verificação da capacidade de carga dos elementos face às acções a que estão sujeitos. Uma vez que diferentes elementos se encontram sujeitos a diferentes solicitações, as verificações que são necessárias fazer para cada elemento estrutural, variam.

Já a verificação aos Estados Limite de Utilização (ELS), está relacionado com a durabilidade da estrutura, aparência, conforto do utilizador e a boa utilização funcional da mesma.

No presente capítulo, enunciam-se então, os cálculos justificativos referentes à verificação da segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização e ao dimensionamento de lajes, vigas, pilares, paredes, fundações, escadas e muros de suporte, da estrutura descrita no capítulo anterior, mediante os pressupostos estabelecidos no EC2 (NP EN 1992-1-1).

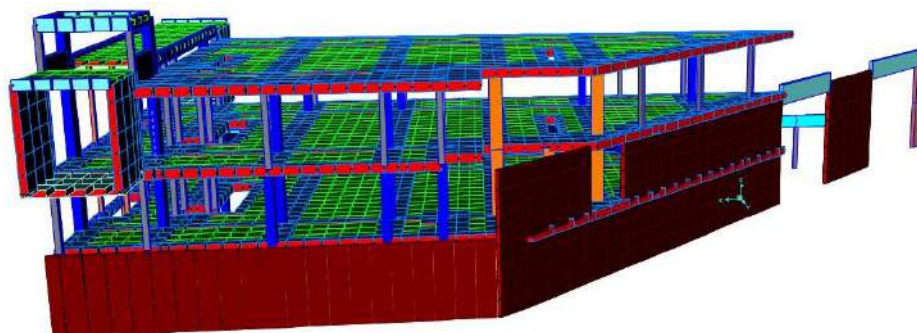
## 2.2. MODELO DE CÁLCULO

Como já foi referido no capítulo anterior (memória descritiva), recorreu-se ao programa de elementos finitos “SAP2000”, para a análise dos esforços actuantes na estrutura em estudo.

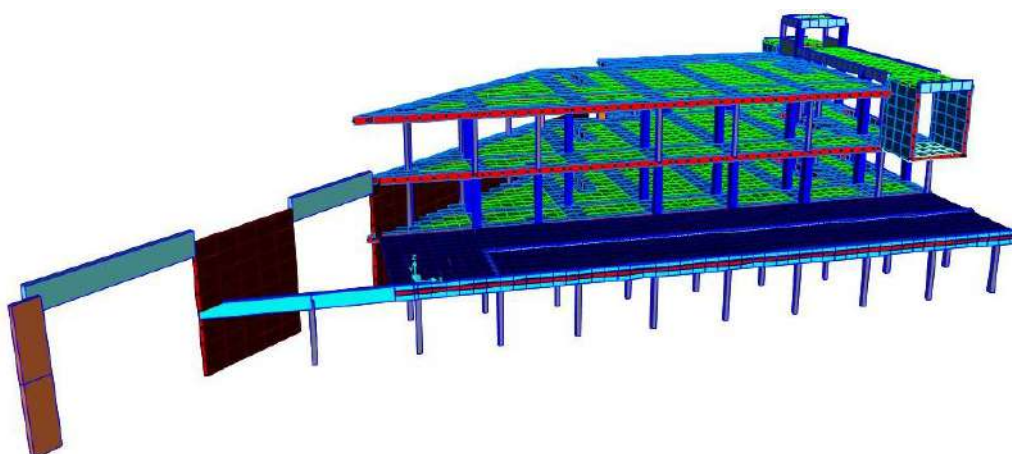
No modelo em causa, foram consideradas todas as acções e combinações regulamentares, com o objectivo último de se obterem os esforços para os quais se dimensionam os elementos da estrutura.

A modelação da estrutura foi concebida, recorrendo-se a elementos finitos de superfície para simular as laje, paredes e muros de suporte e a elementos de barra para representar pilares e vigas. Já as ligações dos pilares às sapatas de fundação, foram definidas através de encastramentos.

Nas, Fig. 3, Fig. 4, Fig. 5 e Fig. 6, exibem-se as vistas principais do modelo analisado.



*Fig. 3 - Modelo 3D – Alçado Frontal*



*Fig. 4 - Modelo 3D – Alçado Tardoz*

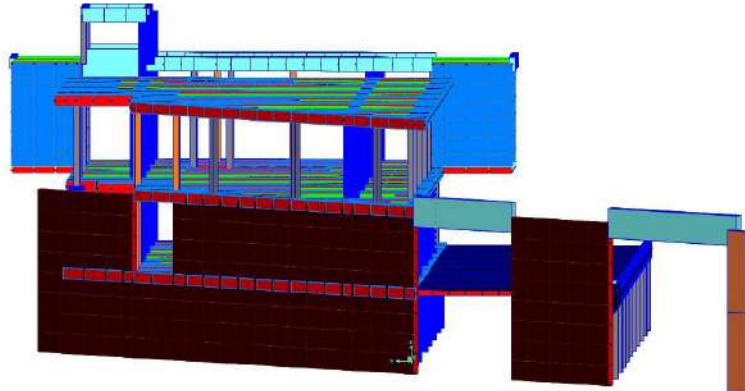


Fig. 5 - Modelo 3D - Alçado Lateral Direito

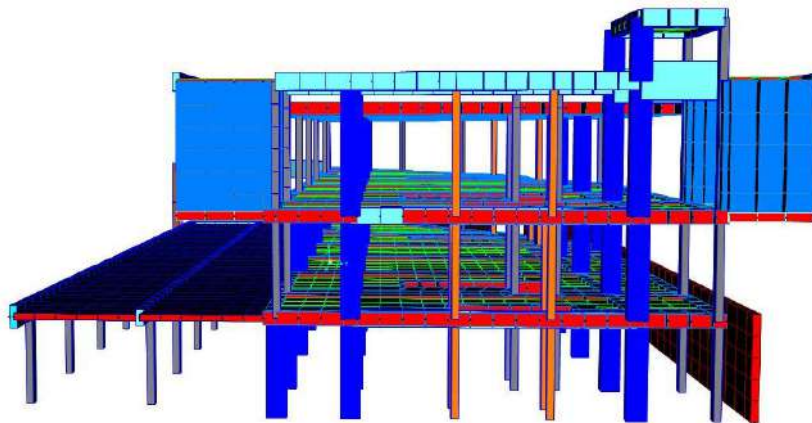


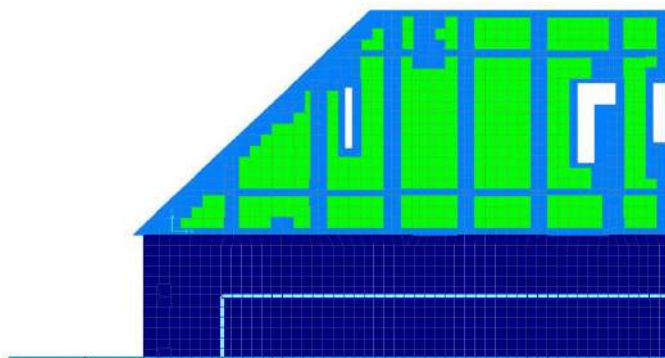
Fig. 6 - Modelo 3D - Alçado Lateral Esquerdo

## 2.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES

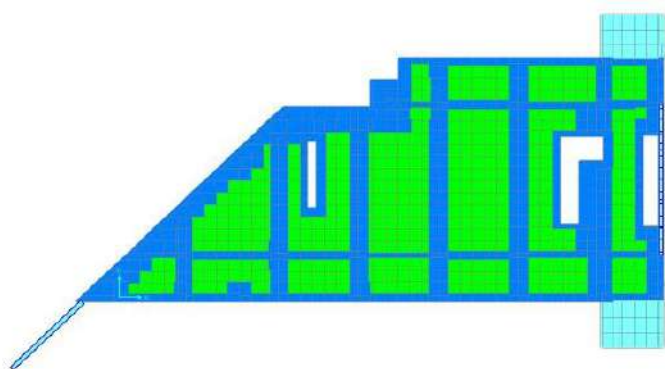
A segurança das lajes, é efectuada recorrendo-se à verificação dos ELU de flexão, que consiste numa verificação à flexão simples. A par desta verificação é ainda efectuada a verificação aos ELU de punçamento na zona dos pilares. Para o efeito, foram considerados os esforços actuantes correspondentes à combinação fundamental com acção variável base de sobrecarga (E.L.U-1) e à combinação fundamental com acção variável base de sismo (E.L.U-2, E.L.U-3).

As lajes a pormenorizar consistem nas lajes do piso 1, do piso 2 e da cobertura (1 e 2).

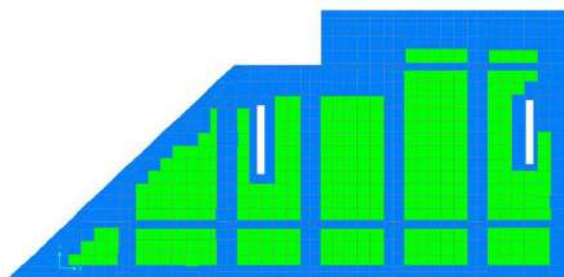
As Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9 e Fig. 10, representam os modelos em “sap2000” utilizados para achar os momentos actuantes em cada um dos pisos.



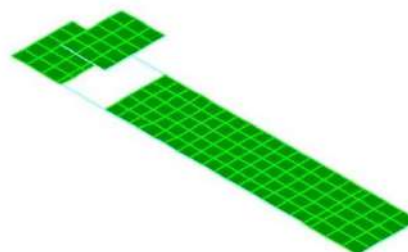
*Fig. 7 - Laje do piso 1*



*Fig. 8 - Laje do piso 2*



*Fig. 9 - Laje da cobertura 1*



*Fig. 10 - Laje da cobertura 2*

Os ficheiros de dados do modelo de cálculo com as respectivas propriedades das secções, encontram-se nos no anexo de cálculo número 10.



### 2.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

#### 2.3.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTENCIA À FLEXÃO

A verificação da segurança das lajes em relação aos estados limites últimos de resistência à flexão, foi feita de modo a garantir que os esforços actuantes de cálculo para todas as combinações condicionantes fossem inferiores aos esforços resistentes. Determinaram-se estes últimos tendo em conta as hipóteses regulamentares e os materiais constituintes dos elementos.

Os esforços actuantes (momento flector) podem ser vistos nos anexos de cálculo

Tendo em conta que as lajes a analisar apresentam diferentes geometrias e tipos de solicitações, são analisadas as seguintes secções diferentes:

- Laje nervurada, com altura total de  $h=0.525$  (m) (secção em "T");
- Bandas maciças dos 3 pisos, com altura total de  $h=0.525$  (m);
- Laje maciça das coberturas  $h=0.25$  (m);
- Laje maciça das consolas existentes no piso 2, com uma altura total de  $h=0.35$  (m)
- Laje nervurada dos 3 pisos em análise (piso 1, piso 2, cobertura)

Para a análise deste tipo de laje, considerou-se que cada nervura funciona como uma viga em "T". Assim sendo, ponderou-se uma largura efectiva ( $b_{eff}$ ), onde se admite que a distribuição de tensões é uniforme. No presente caso, considerou-se que a largura efectiva é de  $b_{eff}=0.9$  (m), que corresponde a metade de cada coco adjacente a uma nervura, como se exemplifica na Fig. 11:

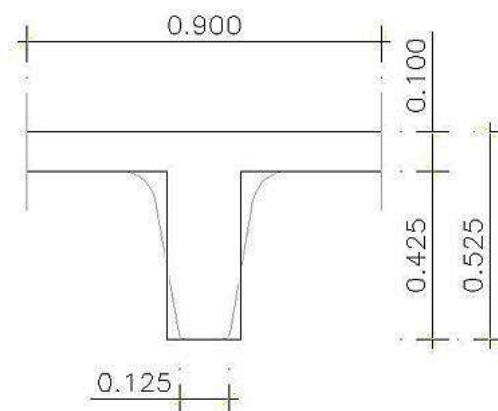


Fig. 11 - Modelo de análise da laje nervurada - Viga em "T".

Procede-se ao cálculo da posição da linha neutra, através das equações (2.3.1) a (2.3.4).

$$\mu = \frac{M_{sd} \times 0.9}{b_{eff} \times d^2 \times f_{cd}} \quad (2.3.1)$$

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) \quad (2.3.2)$$

$$k = 1.47 \times \omega \quad (2.3.3)$$

$$x = k \times d \leq 0.10 \quad (2.3.4)$$

Se se verificar a condição enunciada na equação (2.3.4), então sabe-se que a linha neutra encontra-se no banzo.

Dado que se considera que o betão não resiste à tracção, o dimensionamento de uma secção em “T” pode ser efectuado como se esta se tratasse de uma secção rectangular de largura igual a  $b_{eff}=0.9$  (m), como se mostra na Fig. 12

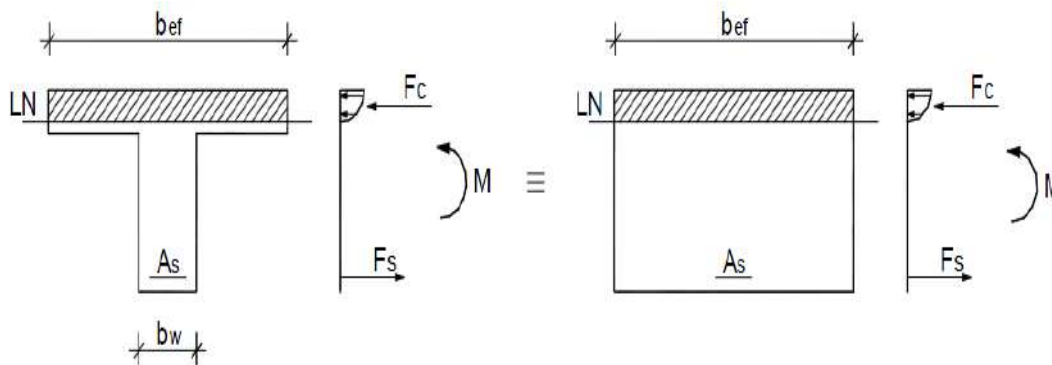


Fig. 12 - Simplificação da secção da viga em “T” quando a linha neutra está no banzo.

Para o cálculo efectivo da armadura necessária, procede-se de forma idêntica à enunciada na secção 2.4.1.1, referente ao dimensionamento das vigas.

Efectuados os cálculos, chegou-se a uma armadura inferior base de 2φ16 por nervura e a uma armadura superior do tipo rede electrosoldada de φ8//0.15. Em alguns casos, houve ainda, a necessidade de reforçar as nervuras.

- BANDAS MACIÇAS

Para a análise das bandas maciças, localizadas entre os alinhamentos dos pilares, considerou-se que cada banda funciona como uma viga.

Tendo este facto em mente, dimensionaram-se quatro tipos de bandas, com as características geométricas definidas no Quadro II:

*Quadro II - Definição geométrica das bandas maciças.*

<b>Banda Maciça (B.M)</b>	<b>Altura (h)</b>	<b>Largura (b)</b>
<b>1</b>	0.525	1.50
<b>2</b>	0.525	0.90
<b>3</b>	0.525	2.20
<b>4</b>	0.525	0.55

As bandas em questão, foram dimensionadas de acordo com o método prescrito na secção 2.4.1.1, referente ao dimensionamento das vigas, de onde resultaram as armaduras definidas no Quadro III:

*Quadro III - Armadura das bandas maciças*

<b>B.M</b>	<b>As<sub>inf</sub></b>	<b>As<sub>sup</sub></b>
<b>1</b>	11φ16	11φ16
<b>2</b>	7φ16	7φ16
<b>3</b>	16φ12	16φ12
<b>4</b>	4φ16	4φ16

Nas zonas de sobreposição entre bandas e pilares, houve ainda, a necessidade de recorrer a armaduras de reforço, devido à existência de esforços elevados presentes nestas zonas.

- LAJE MACIÇA DA COBERTURA (0.25 m)

A laje maciça da cobertura, pertence a um corpo saliente situado numa das extremidades da cobertura principal, como se demonstra na Fig. 10.

Procedeu-se a uma análise separada deste corpo, pois ao contrário da laje da cobertura principal, esta é maciça e de espessura igual a 0.25 (m).

Armou-se então, a presente laje garantindo que os momentos flectores obtidos pelo modelo de cálculo, eram menores que os momentos resistentes obtidos pela utilização de uma determinada área de armadura. Para tal, consultou-se o Quadro IV apresentado de seguida:

*Quadro IV - Momentos flectores resistentes para  $h=0.25$  [m] e  $c=0.035$  [m].*

Armadura	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m
$\phi 8$ //0.250	2.01	0.207	0.021	0.021	17.9
$\phi 8$ //0.200	2.51	0.207	0.026	0.026	22.3
$\phi 8$ //0.175	2.87	0.207	0.030	0.030	25.5
$\phi 10$ //0.250	3.14	0.205	0.033	0.033	27.5
$\phi 8$ //0.150	3.35	0.207	0.035	0.035	29.6
$\phi 10$ //0.200	3.93	0.205	0.042	0.041	34.3
$\phi 8$ //0.125	4.02	0.207	0.042	0.041	35.4
$\phi 10$ //0.175	4.49	0.205	0.048	0.046	39.0
$\phi 12$ //0.250	4.52	0.203	0.048	0.047	38.9
$\phi 8$ //0.100	5.03	0.207	0.053	0.051	44.0
$\phi 10$ //0.150	5.24	0.205	0.056	0.054	45.3
$\phi 12$ //0.200	5.65	0.203	0.061	0.059	48.4
$\phi 10$ //0.125	6.28	0.205	0.067	0.064	54.1
$\phi 12$ //0.175	6.46	0.203	0.069	0.067	55.0
$\phi 8$ //0.075	6.70	0.207	0.070	0.068	58.1
$\phi 12$ //0.150	7.54	0.203	0.081	0.077	63.8
$\phi 10$ //0.100	7.85	0.205	0.083	0.080	67.0
$\phi 16$ //0.250	8.04	0.199	0.088	0.084	66.4
$\phi 12$ //0.125	9.05	0.203	0.097	0.092	75.9
$\phi 16$ //0.200	10.05	0.199	0.110	0.104	82.1
$\phi 10$ //0.075	10.47	0.205	0.111	0.105	88.0
$\phi 12$ //0.100	11.31	0.203	0.121	0.114	93.6
$\phi 16$ //0.175	11.49	0.199	0.126	0.117	93.0
$\phi 16$ //0.100	20.11	0.199	0.220	0.195	154.3
$\phi 16$ //0.150	13.40	0.199	0.146	0.135	107.2

$\phi 12$	//0.075	15.08	0.203	0.161	0.148	<b>122.0</b>
$\phi 20$	//0.200	15.71	0.195	0.175	0.159	<b>121.2</b>
$\phi 16$	//0.125	16.08	0.199	0.176	0.160	<b>126.6</b>
$\phi 20$	//0.175	17.95	0.195	0.200	0.180	<b>136.5</b>
$\phi 25$	//0.250	19.63	0.190	0.225	0.199	<b>143.5</b>
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.199	0.220	0.195	<b>154.3</b>
$\phi 20$	//0.150	20.94	0.195	0.233	0.205	<b>156.3</b>
$\phi 25$	//0.200	24.54	0.190	0.281	0.240	<b>173.5</b>
$\phi 20$	//0.125	25.13	0.195	0.280	0.240	<b>182.4</b>
$\phi 16$	//0.075	26.81	0.199	0.293	0.249	<b>197.0</b>
$\phi 25$	//0.175	28.05	0.190	0.321	0.268	<b>193.5</b>
$\phi 20$	//0.100	31.42	0.195	0.350	0.287	<b>218.4</b>
$\phi 32$	//0.250	32.17	0.183	0.382	0.307	<b>205.7</b>
$\phi 25$	//0.150	32.72	0.190	0.374	0.302	<b>218.3</b>
$\phi 25$	//0.125	39.27	0.190	0.449	0.346	<b>249.5</b>
$\phi 32$	//0.200	40.21	0.183	0.478	0.360	<b>241.4</b>
$\phi 20$	//0.075	41.89	0.195	0.467	0.355	<b>269.9</b>

- LAJE MACIÇA DAS CONSOLAS EXISTENTES NO PISO 2 (0.35 m)

No piso 2, para além da existência de laje tipo aligeirada, encontra-se também, uma laje maciça de altura igual a 0.35 (m). Armou-se esta laje de forma semelhante à laje maciça da cobertura, recorrendo-se igualmente a uma tabela de cálculo de momentos resistentes, mas agora definida para uma altura de 0.35 (m), como se pode verificar no Quadro V.

Quadro V - Momentos flectores resistentes para  $h=0.35$  [m] e  $c=0.035$  [m]

Armadura	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m	
$\phi 8$	//0.250	2.01	0.307	0.014	0.014	<b>26.6</b>
$\phi 8$	//0.200	2.51	0.307	0.018	0.018	<b>33.2</b>
$\phi 8$	//0.175	2.87	0.307	0.020	0.020	<b>37.9</b>
$\phi 10$	//0.250	3.14	0.305	0.022	0.022	<b>41.2</b>
$\phi 8$	//0.150	3.35	0.307	0.024	0.023	<b>44.2</b>
$\phi 10$	//0.200	3.93	0.305	0.028	0.028	<b>51.3</b>
$\phi 8$	//0.125	4.02	0.307	0.028	0.028	<b>52.9</b>
$\phi 10$	//0.175	4.49	0.305	0.032	0.031	<b>58.5</b>
$\phi 12$	//0.250	4.52	0.303	0.032	0.032	<b>58.6</b>
$\phi 8$	//0.100	5.03	0.307	0.036	0.035	<b>65.9</b>

<b>φ10</b>	<b>//0.150</b>	5.24	0.305	0.037	0.037	<b>68.1</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.200</b>	5.65	0.303	0.041	0.040	<b>72.9</b>
<b>φ10</b>	<b>//0.125</b>	6.28	0.305	0.045	0.044	<b>81.4</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.175</b>	6.46	0.303	0.046	0.045	<b>83.1</b>
<b>φ8</b>	<b>//0.075</b>	6.70	0.307	0.047	0.046	<b>87.3</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.150</b>	7.54	0.303	0.054	0.053	<b>96.6</b>
<b>φ10</b>	<b>//0.100</b>	7.85	0.305	0.056	0.054	<b>101.2</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.250</b>	8.04	0.299	0.058	0.057	<b>101.4</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.125</b>	9.05	0.303	0.065	0.063	<b>115.2</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.200</b>	10.05	0.299	0.073	0.070	<b>125.8</b>
<b>φ10</b>	<b>//0.075</b>	10.47	0.305	0.075	0.072	<b>133.5</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.100</b>	11.31	0.303	0.081	0.078	<b>142.8</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.175</b>	11.49	0.299	0.084	0.080	<b>142.9</b>
<b>φ6</b>	<b>//0.100</b>	2.83	0.309	0.020	0.020	<b>37.6</b>
<b>φ6</b>	<b>//0.150</b>	1.88	0.309	0.013	0.013	<b>25.2</b>
<b>φ12</b>	<b>//0.075</b>	15.08	0.303	0.108	0.102	<b>187.6</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.200</b>	15.71	0.295	0.116	0.109	<b>189.5</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.125</b>	16.08	0.299	0.117	0.110	<b>196.5</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.175</b>	17.95	0.295	0.132	0.123	<b>214.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.250</b>	19.63	0.290	0.147	0.136	<b>228.8</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.100</b>	20.11	0.299	0.146	0.135	<b>241.7</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.150</b>	20.94	0.295	0.154	0.142	<b>247.3</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.200</b>	24.54	0.290	0.184	0.167	<b>280.2</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.125</b>	25.13	0.295	0.185	0.168	<b>291.7</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.075</b>	26.81	0.299	0.195	0.175	<b>313.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.175</b>	28.05	0.290	0.210	0.188	<b>315.4</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.100</b>	31.42	0.295	0.232	0.204	<b>355.0</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.250</b>	32.17	0.283	0.247	0.216	<b>345.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.150</b>	32.72	0.290	0.245	0.214	<b>360.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.125</b>	39.27	0.290	0.294	0.250	<b>420.2</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.200</b>	40.21	0.283	0.309	0.260	<b>416.2</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.075</b>	41.89	0.295	0.309	0.260	<b>452.0</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.175</b>	45.96	0.283	0.353	0.289	<b>462.9</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.100</b>	49.09	0.290	0.368	0.298	<b>501.9</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.150</b>	53.62	0.283	0.412	0.325	<b>520.1</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.125</b>	64.34	0.283	0.494	0.369	<b>590.5</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.075</b>	65.45	0.290	0.491	0.367	<b>617.1</b>

- LAJE MACIÇA DOS PISOS 1, 2 E COBERTURA

As zonas maciças das lajes dos pisos 1, 2 e cobertura, armaram-se de forma semelhante às explicitadas nos pontos anteriores.

Como tal, obtiveram-se como valores de referência, os apresentados no Quadro VI, agora para uma altura de 0.525 (m).

*Quadro VI - Momentos flectores resistentes para  $h=0.525$  [m] e  $c=0.035$  [m]*

Armadura	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m
$\phi 8$ //0.250	2.01	0.482	0.009	0.009	41.9
$\phi 8$ //0.200	2.51	0.482	0.011	0.011	52.4
$\phi 8$ //0.175	2.87	0.482	0.013	0.013	59.8
$\phi 10$ //0.250	3.14	0.480	0.014	0.014	65.1
$\phi 8$ //0.150	3.35	0.482	0.015	0.015	69.7
$\phi 10$ //0.200	3.93	0.480	0.018	0.018	81.2
$\phi 8$ //0.125	4.02	0.482	0.018	0.018	83.5
$\phi 10$ //0.175	4.49	0.480	0.020	0.020	92.7
$\phi 12$ //0.250	4.52	0.478	0.021	0.020	93.0
$\phi 8$ //0.100	5.03	0.482	0.023	0.022	104.1
$\phi 10$ //0.150	5.24	0.480	0.024	0.023	107.9
$\phi 12$ //0.200	5.65	0.478	0.026	0.025	116.0
$\phi 10$ //0.125	6.28	0.480	0.028	0.028	129.2
$\phi 12$ //0.175	6.46	0.478	0.029	0.029	132.3
$\phi 8$ //0.075	6.70	0.482	0.030	0.030	138.3
$\phi 12$ //0.150	7.54	0.478	0.034	0.034	153.9
$\phi 10$ //0.100	7.85	0.480	0.036	0.035	160.9
$\phi 16$ //0.250	8.04	0.474	0.037	0.036	162.6
$\phi 12$ //0.125	9.05	0.478	0.041	0.040	184.1
$\phi 16$ //0.200	10.05	0.474	0.046	0.045	202.3
$\phi 10$ //0.075	10.47	0.480	0.047	0.046	213.2
$\phi 12$ //0.100	11.31	0.478	0.051	0.050	228.8
$\phi 16$ //0.175	11.49	0.474	0.053	0.051	230.4
$\phi 6$ //0.100	2.83	0.484	0.013	0.013	59.1
$\phi 6$ //0.150	1.88	0.484	0.008	0.008	39.5
$\phi 12$ //0.075	15.08	0.478	0.069	0.066	302.3
$\phi 20$ //0.200	15.71	0.470	0.073	0.070	309.0
$\phi 16$ //0.125	16.08	0.474	0.074	0.071	318.9
$\phi 20$ //0.175	17.95	0.470	0.083	0.079	351.2

<b>φ25</b>	<b>//0.250</b>	19.63	0.465	0.092	0.087	<b>378.2</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.100</b>	20.11	0.474	0.092	0.088	<b>394.7</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.150</b>	20.94	0.470	0.097	0.092	<b>406.7</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.200</b>	24.54	0.465	0.115	0.108	<b>466.9</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.125</b>	25.13	0.470	0.116	0.109	<b>482.9</b>
<b>φ16</b>	<b>//0.075</b>	26.81	0.474	0.123	0.115	<b>517.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.175</b>	28.05	0.465	0.131	0.122	<b>528.9</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.100</b>	31.42	0.470	0.145	0.134	<b>594.0</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.250</b>	32.17	0.458	0.153	0.141	<b>590.3</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.150</b>	32.72	0.465	0.153	0.141	<b>609.6</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.125</b>	39.27	0.465	0.184	0.166	<b>719.0</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.200</b>	40.21	0.458	0.191	0.172	<b>722.2</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.075</b>	41.89	0.470	0.194	0.174	<b>770.7</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.175</b>	45.96	0.458	0.218	0.194	<b>812.5</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.100</b>	49.09	0.465	0.229	0.202	<b>875.4</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.150</b>	53.62	0.458	0.254	0.221	<b>928.0</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.125</b>	64.34	0.458	0.305	0.257	<b>1080.1</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.075</b>	65.45	0.465	0.306	0.258	<b>1115.1</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.100</b>	80.42	0.458	0.382	0.307	<b>1287.3</b>



### 2.3.1.1.1 EXEMPLO DE CÁLCULO – LAJE NERVURADA (SECÇÃO EM “T”)

Como exemplo de cálculo das lajes nervuradas, utilizou-se a laje do piso 1.

Para proceder à verificação do Estado Limite Último de resistência à Flexão, retiraram-se do modelo de cálculo os valores dos esforços máximos actuantes:

- Direcção “x”:
- $M_{máx}^- \approx -23 \text{ kN/m}$ ;
- $M_{máx}^+ \approx +47 \text{ kN/m}$ .

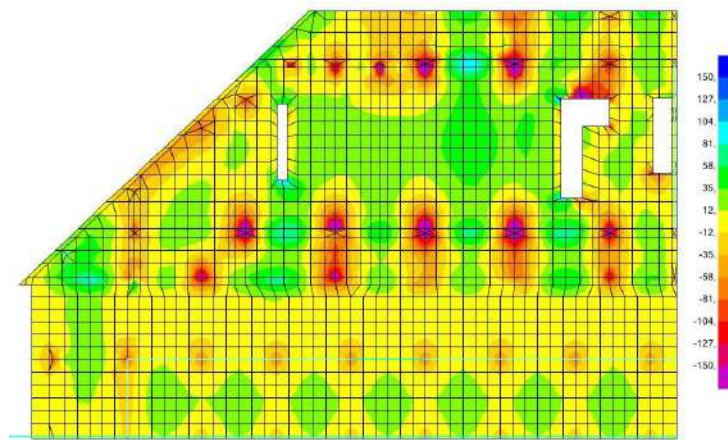


Fig. 13 - Momentos actuantes (M11), para obtenção da armadura na direcção "x".

- Direcção “y”:
- $M_{máx}^- \approx -50 \text{ kN/m}$ ;
- $M_{máx}^+ \approx +95 \text{ kN/m}$ .

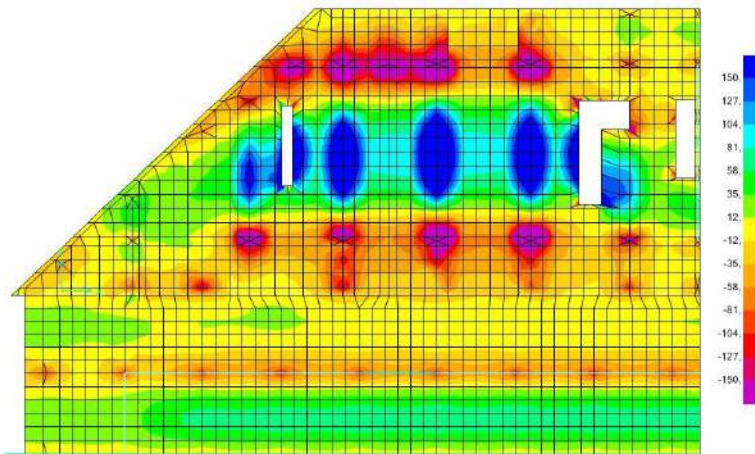


Fig. 14 - Momentos actuantes (M22), para obtenção da armadura na direcção "Y".

Sabendo que o momento mais condicionante é de 95 kN/m, procede-se ao cálculo da respectiva linha neutra:

$$\mu = \frac{M_{sd} \times 0.9}{b_{eff} \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{95 \times 0.9}{0.9 \times 0.47^2 \times 20000} = 0.022 \quad (2.3.5)$$

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0.022 \times (1 + 0.022) = 0.022 \quad (2.3.6)$$

$$k = 1.47 \times \omega = 1.47 \times 0.022 = 0.032 \quad (2.3.7)$$

$$x = k \times d \leq 0.10 \Leftrightarrow x = 0.032 \times 0.47 \leq 0.10 \Leftrightarrow 0.015 \leq 0.10 \quad (2.3.8)$$

Encontrada a posição da linha neutra, calcula-se a armadura necessária:

$$A_s = \frac{0.8095 \times b \times f_{cd} \times x}{f_{yd}} = 4.01(\text{cm}^2) \quad (2.3.9)$$

Optou-se então, por uma armadura de 2 $\phi$ 16 por nervura que perfaz uma área de 4.02 cm<sup>2</sup>.

#### 2.3.1.1.2 EXEMPLO DE CÁLCULO – LAJE MACIÇA

Como exemplo de cálculo das lajes maciças, utilizaram-se os momentos actuantes positivos da laje do piso 1.

Para proceder à verificação do Estado Limite Último de resistência à Flexão, retiraram-se do modelo de cálculo os valores dos esforços máximos actuantes:

- Direcção "x":

–  $M_{m\acute{a}x}^+ \approx 29.00 \text{ kN/m}$ ;

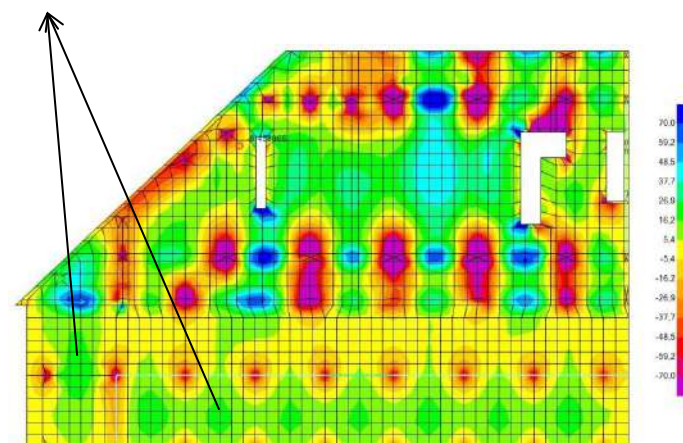


Fig. 15 - Momentos actuantes (M11), para obtenção da armadura na direcção "x".

- Direcção "y":

- $M_{m\acute{a}x}^+ \approx 15.00 \text{ kN/m}$ ;
- $M_{m\acute{a}x}^+ \approx 70.00 \text{ kN/m}$ ;
- $M_{m\acute{a}x}^+ \approx 26.00 \text{ kN/m}$ ;

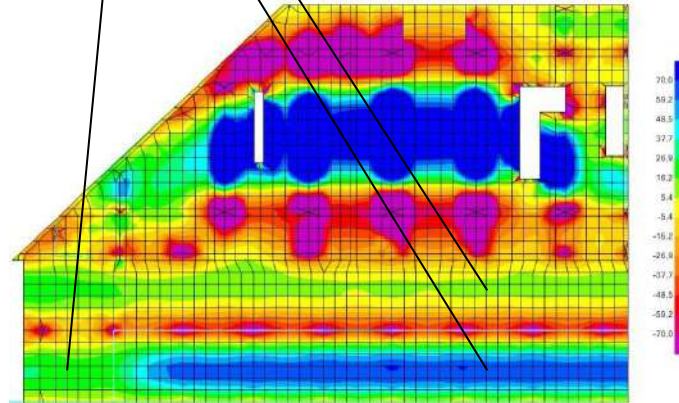


Fig. 16 - Momentos actuantes ( $M_{22}$ ), para obtenção da armadura na direcção "y".

Encontrados os momentos máximos positivos actuantes e comparando-os com os momentos resistentes presentes no Quadro IV, define-se a armadura necessária para resistir aos momentos actuantes:

Quadro VII – Armadura necessária na zona maciça do piso 1

Momentos Actuantes $M_{m\acute{a}x}^+ \text{ [kN/m]}$	Armadura	Momentos Resistentes $M_{Rd} \text{ [kN/m]}$
15.00	$\phi 8//0.20$	22.30
26.00	$\phi 10//0.20$	34.30
29.00	$\phi 10//0.20$	34.30
70.00	$\phi 12//0.10$	93.00

### 2.3.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE PUNÇOAMENTO

O punçoamento define-se como sendo um tipo de rotura característico de lajes sujeitas a forças aplicadas em reduzidas áreas.

O estudo da segurança ao presente Estado Limite fez-se através da verificação dos seguintes pontos:

- Não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento no perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, ou seja,  $V_{Ed} \leq V_{Rd,máx}$ .
- Não é necessário adoptar armaduras específicas para resistir ao punçoamento caso  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ;
- Se  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  torna-se necessário adoptar armaduras específicas de punçoamento ou um capitel, para a secção de controlo considerada;

Em que:

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

A verificação da resistência ao punçoamento realizou-se, tendo em conta o modelo de cálculo representado na Fig. 17.

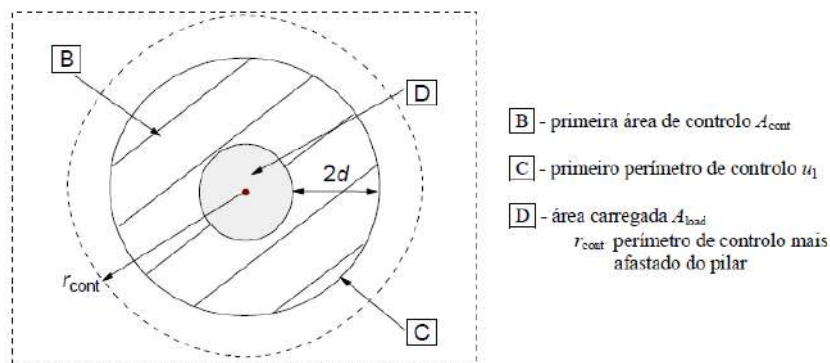


Fig. 17 - Planta do modelo utilizado para a verificação ao punçoamento. Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010)

Iniciou-se então, a presente verificação através da definição do valor de cálculo da resistência ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ ) através da expressão (2.3.10):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} > v_{min} \quad (2.3.10)$$

Em que:

- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$ ;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$  (“d” em milímetros);
- $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0.02$ ;  
 –  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  referem-se às armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z, respectivamente.
- $f_{ck}$  em MPa;
- $v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$ .

De seguida, calculou-se o primeiro perímetro de controlo “ $u_1$ ”, que se define como sendo uma linha fechada que envolve a área carregada a uma distância não inferior a “ $2d$ ”, sendo que “ $d$ ” é a altura útil da laje em estudo nas duas direcções:

- $d = \frac{d_y + d_z}{2}$ ;
- Em que  $d_y$  e  $d_z$ , são as alturas úteis da laje em duas direcções ortogonais.

A Fig. 18 representa então, o primeiro perímetro de controlo:

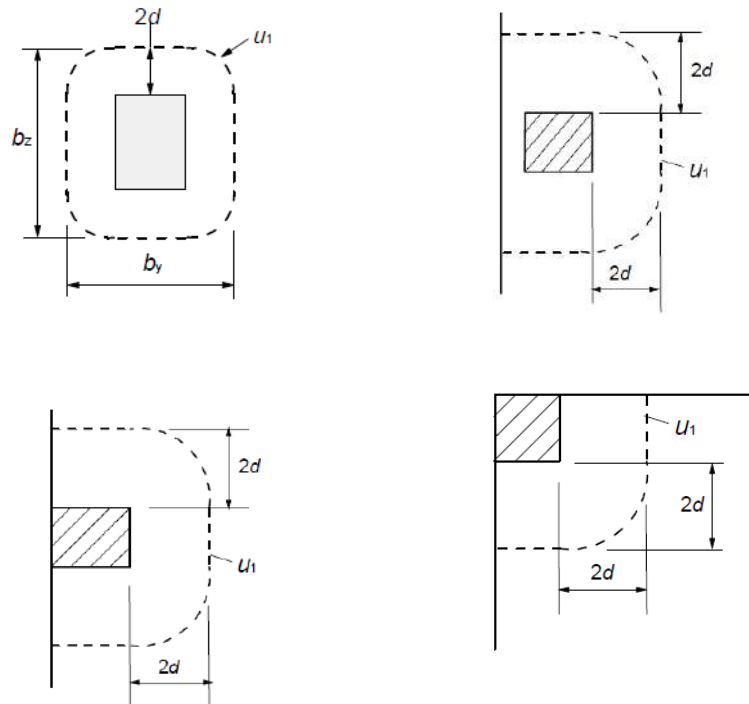


Fig. 18 - Primeiro perímetro de controlo para pilares junto a bordos livres. Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010)

Seguidamente, achou-se a tensão de punçamento máxima através da expressão (2.3.11)

$$v_{sd} = \beta \times \frac{V_{sd}}{u_i \times d} \quad (2.3.11)$$

Em que  $u_i$  representa o perímetro de controlo considerado e  $\beta$  obteve-se através das expressões que se apresentam de seguida.

- **Pilares interiores:**
  - Pilares rectangulares com excentricidade numa direcção

$$\beta = 1 + k \times \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (2.3.12)$$

Em que:

- $k$  – coeficiente que depende da relação entre as dimensões  $c_1$  e  $c_2$  da secção transversal do pilar, e cujos valores se indicam no Quadro VIII.

Quadro VIII - Coeficiente "k".

$c_1/c_2$	$\leq 0.5$	1.0	2.0	$\geq 3.0$
k	0.45	0.60	0.70	0.80

- $W_1$  – é função do perímetro básico de controlo e corresponde à distribuição do esforço de corte ao longo desse perímetro:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 \quad (2.3.13)$$

Em que:

- $c_1$  – dimensão do pilar medida paralelamente à excentricidade da carga;
- $c_2$  – dimensão do pilar medida perpendicularmente à excentricidade da carga.

- Pilares rectangulares com excentricidade nas duas direcções

$$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2.3.14)$$

Onde:

- $e_y$  e  $e_z$  – excentricidades  $M_{sd}/V_{sd}$  segundo os eixos y e z, respectivamente;
- $b_y$  e  $b_z$  representam as dimensões do perímetro de controlo.

- **Pilares de bordo**

- Excentricidade para o interior (na direcção perpendicular ao bordo da laje) numa direcção

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (2.3.15)$$

Em que:

- $u_1$  – primeiro perímetro de controlo (Fig. 18)
- $u_1^*$  - primeiro perímetro de controlo reduzido (Fig. 19)

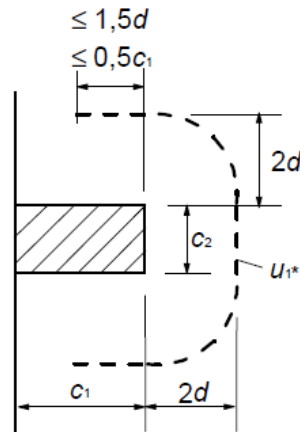


Fig. 19 - Primeiro perímetro de controlo reduzido ( $u_1^*$ ). Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010)

- Excentricidade para o interior nas duas direcções

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \times \frac{u_1}{W_1} \times e_{\text{par}} \quad (2.3.16)$$

Em que:

- $e_{\text{par}}$  - representa o valor da excentricidade na direcção paralela ao bordo da laje;
- $W_1$  é dado pela expressão (2.3.17).

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \times c_2 + 4 \times c_1 \times d + 8 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_2 \quad (2.3.17)$$

- Excentricidade para o exterior

$$\beta = 1 + k \times \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (2.3.18)$$



- **Pilares de canto**
  - Excentricidade para o interior

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (2.3.19)$$

Em que o primeiro perímetro de controlo reduzido ( $u_1^*$ ) calcula-se, tendo a Fig. 20 como referência:

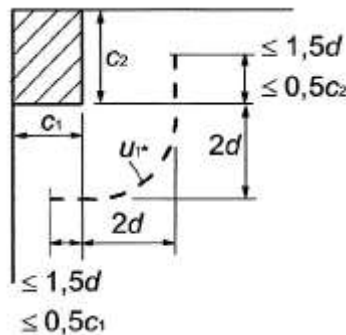


Fig. 20 - Primeiro perímetro de controlo reduzido ( $u_1^*$ ) de um pilar de canto Fonte: (NP EN 1992-1-1, 2010)

- Excentricidade para o exterior

$$\beta = 1 + k \times \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (2.3.20)$$

Finalmente, calculou-se valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento ( $V_{Rd,max}$ ), ao longo da secção de controlo considerada através da expressão :

$$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} \quad (2.3.21)$$

Em que:

- $v$  – factor de redução da resistência ao corte do betão fendilhado, dado por:

$$v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

- $f_{ck}$  – em MPa

Determinados os valores de cálculo da resistência ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento ( $V_{Rd,c}$ ), da tensão de punçoamento máxima ( $V_{sd}$ ) e da resistência máxima ao punçoamento ( $V_{Rd,max}$ ), chegou-se à conclusão que:

- $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ ;
- $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  – pelo que não se mostrou necessário determinar armaduras de punçoamento.

Fica então, verificado o Estado Limite Último de Punçoamento.

#### 2.3.1.2.1 EXEMPLO DE CÁLCULO – PILAR P8.A (0.30x0.70)

Escolheu-se o pilar P8.A para exemplificar o procedimento de cálculo adoptado para a verificação do Estado Limite Último de Punçoamento.

O procedimento de cálculo explicitado de seguida, efectuou-se para todos os pilares e para todas as combinações dos mesmos. No entanto neste capítulo, só será explicitada a verificação à segurança da combinação mais desfavorável do pilar P8.A.

Do modelo de cálculo, retiraram-se então, os esforços actuantes:

- $V_{Ed} = 307.94$  kN;
- $M_2 = 675.64$  kN/m;
- $M_3 = 126.63$  kN/m.

De seguida, calculam-se as excentricidades segundo os eixos y e z:

$$e_z = \frac{M_3}{V_{Ed}} = \frac{126.63}{307.94} = 0.41 \quad (2.3.22)$$

$$e_y = \frac{M_2}{V_{Ed}} = \frac{675.64}{307.94} = 2.19 \quad (2.3.23)$$

Sabendo que as dimensões do perímetro de controlo são:

$$b_z = c_z + 4 \times d = 0.7 + 4 \times 0.47 = 2.58 \quad (2.3.24)$$

$$b_y = c_y + 4 \times d = 0.3 + 4 \times 0.47 = 2.18 \quad (2.3.25)$$

Pode-se então, calcular o valor de  $\beta$ :

$$\beta = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{2.19}{2.58}\right)^2 + \left(\frac{0.41}{2.18}\right)^2} = 2.57 \quad (2.3.26)$$

Seguidamente procede-se ao cálculo do valor de cálculo da resistência máxima de punçoamento:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 0.5 \times 0.6 \times \left[1 - \frac{30}{250}\right] \times 20000 = 5280 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.3.27)$$

Compara-se então, este último valor com a tensão de punçoamento máxima no 1º perímetro de controlo:

$$V_{sd} = \beta \times \frac{V_{sd}}{u_0 \times d} = 2.57 \times \frac{307.94}{2.00 \times 0.47} = 841.25 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.3.28)$$

Fica então confirmado que a o valor de cálculo da resistência máxima de punçoamento não excede a tensão de punçoamento máxima no 1º perímetro de controlo.

De seguida calcula-se o valor de cálculo da resistência ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} > v_{min} \Leftrightarrow 433.28 > 406.31 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.3.29)$$

E mais uma vez, compara-se este último valor, com a tensão de punçoamento máxima no 2º perímetro de controlo:

$$V_{sd} = \beta \times \frac{V_{sd}}{u_1 \times d} = 2.57 \times \frac{307.94}{7.91 \times 0.47} = 212.71 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (2.3.30)$$

Como a tensão de punçoamento máxima no 2º perímetro de controlo é inferior ao valor de cálculo da resistência ao punçoamento da laje, concluiu-se que não se necessita de armadura de punçoamento, pelo que fica verificado o estado limite último de punçoamento.

## 2.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Na presente secção, avaliam-se os estados limites de utilização, tendo como principal objectivo, garantir um bom comportamento da estrutura em situações correntes de serviço. Para tal, assegura-se um nível de fendilhação aceitável e limita-se a deformação a valores funcionalmente aceitáveis.

### 2.3.2.1. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

Na verificação do presente estado limite, optou-se por não realizar um cálculo explícito a longo prazo das flechas das lajes em estudo, uma vez que se sabe que, em casos correntes, são suficientes regras simples como a limitação da relação vão/altura, para evitar problemas de flecha.

Assim sendo, dimensionaram-se as lajes de forma a limitar as flechas das mesmas, ao valor de “vão/250”, para acções quase-permanentes.

Sabendo que em lajes fungiformes, é o vão maior que condiciona o valor da flecha, tem-se como valor limite:

$$\frac{\text{vão}_{\text{maior}}}{250} = \frac{11.35}{250} = 0.0454(\text{m}) \quad (2.3.31)$$

Do modelo de cálculo automático, sabe-se que o valor máximo de deslocamentos verticais das lajes em estudo para a acção quase-permanente é de 0.007147 (m). Considerando então, um factor de agravamento devido à fluência, fendilhação e retracção de 5, obtém-se como valor máximo de deslocamentos verticais a longo prazo:

$$0.007147 \times 5 = 0.0357(\text{m}) < 0.0454(\text{m}) \quad (2.3.32)$$

Pelo que fica verificado o estado limite de deformação.

### 2.3.2.2. ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS

Ao realizar a verificação do presente estado limite, consegue-se assegurar um nível de fendilhação aceitável como se pretende ao projectar qualquer peça de betão armado.

Nos regulamentos existentes, estão preconizadas duas maneiras distintas de se proceder ao controlo da fendilhação, sendo que uma delas é através de cálculo directo, que obriga à determinação de uma série de parâmetros, e outra através de cálculo indirecto, possível desde que se utilizem certas disposições e quantidades mínimas de armadura e se limitem o diâmetro dos varões utilizados.

Assim sendo, como não existe nenhuma especificidade no projecto que obrigue ao cálculo directo da abertura de fendas, optou-se, naturalmente, pelo cálculo indirecto.

O controlo da fendilhação por este método foi então realizado procedendo-se primeiramente, ao cálculo de uma área de armadura mínima dada pela expressão (2.3.33):

$$A_{s.min} = k_c \times k \times A_{ct} \times \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (2.3.33)$$

Em que:

- $\sigma_s$  – valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Pode ser considerada igual à tensão de cedência da armadura  $f_{yk}$ .
- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  ou um valor inferior, ( $f_{ctm}(t)$ ), se se prever uma fendilhação antes dos 28 dias.
- $k$  - coeficiente que considera o efeito de tensões auto-equilibradas não uniformes, de que resulta uma redução de esforços:
  - $k = 1.0$  para almas com  $h \leq 0.30$  (m) ou para banzos com larguras inferiores a 0.30 (m);
  - $k = 0.65$  para almas com  $h \geq 0.80$  (m) ou para banzos com larguras superiores a 0.80 (m);
  - para valores intermédios, procede-se à obtenção do valor de “ $k$ ” por intermédio de interpolação dos valores referidos nos dois últimos pontos.
- $k_c$  - coeficiente que tem em conta quer a forma da distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação, quer a alteração do braço da força.
  - Para tracção simples:  $k_c = 1.0$ ;

- Para flexão simples  $k_c = 0.4$ ;
- Para banzos traccionados de secções em “T” considerou-se como simplificação  $k_c=0.9$ .

Há que salientar que no caso de secções em “T” perfiladas, como é o caso da laje aligeirada existente no edifício em estudo, determinou-se a armadura mínima de fendilhação para cada parte da secção (alma e banzo).

Ora, determinada a armadura mínima de fendilhação o controlo de fendilhação fica estabelecido, através da limitação dos diâmetros dos varões utilizados em função da tensão existente na armadura no instante após a fendilhação.

Determinou-se então, a tensão nas armaduras para a combinação quase permanente através da expressão (2.3.34):

$$\sigma_s = \frac{M_{q,p}}{z \times A_s} \quad (2.3.34)$$

Em que:

- $M_{q,p}$  – Momento actuante na estrutura para a combinação quase permanente;
- $z = 0.9xd$ ;
- $A_s$  – área de armadura de flexão.

Calculada a tensão no aço e sabendo que a classe de exposição do betão é a XC2 e como tal com um limite de aberturas de fendas de 0.3 (mm), limitou-se o diâmetro dos varões através do Quadro IX:

*Quadro IX - Diâmetros máximos dos varões, para controlo da fendilhação*

<b>Tensão no aço (MPa)</b>	<b>Diâmetros máximos dos varões (mm)</b>
<b>160</b>	32
<b>200</b>	25
<b>240</b>	16
<b>280</b>	12
<b>320</b>	10
<b>360</b>	8
<b>400</b>	6
<b>450</b>	5

Os valores indicados no Quadro IX, baseiam-se em certas hipóteses que não correspondem às do projecto em estudo. Como tal, converteram-se os diâmetros máximos dos varões, tendo em conta as características geométricas das lajes e do betão escolhido para as mesmas através da expressão (2.3.35):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2.9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (2.3.35)$$

Em que:

- $\phi_s$  – diâmetro corrigido máximo dos varões;
- $\phi_s^*$  – diâmetro máximo dos varões indicado no Quadro IX;
- $k_c$  – 0.4 para flexão simples;
- $h_{cr}$  - altura traccionada antes da fendilhação ( $h/2$  para flexão simples);

Tendo em conta que se repetiu este procedimento de cálculo para os quatro tipos de lajes em estudo, foram então admitidas, áreas mínimas de armadura de fendilhação e limitados os diâmetros dos varões utilizados, como se pode observar no Quadro X, ficando assim, verificado o estado limite de abertura de fendas.

*Quadro X - Armadura mínima de fendilhação e limitação do diâmetro dos varões das lajes.*

<b>Tipo de laje</b>	<b>A<sub>s,min</sub> (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Diâmetro máximo dos varões corrigido (mm)</b>
<b>1.1</b>	1.53	8
<b>1.2</b>	1.27	25
<b>2</b>	5.13	32
<b>3</b>	2.90	16
<b>4</b>	9.79	16

Em que:

- Tipo de laje 1.1 – Parte do banzo da laje nervurada dos três pisos;
- Tipo de laje 1.2 – Parte da alma da laje nervurada dos três pisos;
- Tipo de laje 2 – Bandas maciças dos três pisos (h=0.525 (m));
- Tipo de laje 3 - Laje maciça da cobertura (h=0.25 (m));
- Tipo de laje 4 – Laje maciça das consolas existentes no piso 2 (h=0.35 (m)).

#### 2.3.2.2.1 EXEMPLO DE CÁLCULO

Optou-se por utilizar a laje maciça da cobertura com h=0.25 (m), como exemplo da verificação ao estado limite de abertura de fendas.

Sabendo que:

- h= 0.25 (m);
- k= 1.0
- k<sub>c</sub>= 0.4 (flexão);
- $A_{ct} = \frac{1 \times 0.25}{2} = 0.125$ ;
- f<sub>ct,eff</sub>= 2.9 (MPa);
- f<sub>yk</sub>= 500 (MPa).



Obtém-se a área de armadura mínima de fendilhação através da expressão (2.3.36) :

$$A_{s,\min} = k_c \times k \times A_{ct} \times \frac{f_{ct,ef}}{\sigma_s} = 0.4 \times 1.0 \times 0.125 \times \frac{2.9}{500} = 0.000290 (\text{m}^2 / \text{m}) = 2.90 (\text{cm}^2 / \text{m}) \quad (2.3.36)$$

Conclui-se então, que é necessária uma área de armadura de fendilhação de 2.90 (cm<sup>2</sup>/m). Como se estabeleceu uma armadura de  $\phi 10/0.20$  que perfaz uma área de 3.93 (cm<sup>2</sup>/m), fica assegurada a armadura mínima de fendilhação.

Já para o cálculo da tensão no aço, sabe-se que:

- $M_{qp} = 17.68$  (KN.m/m);
- $d = 0.215$  (m);
- $z = 0.1935$  (m);
- $A_s = 3.93$  (cm<sup>2</sup>/m)

$$\sigma_s = \frac{M_{q,p}}{z \times A_s} = \frac{17.68}{0.1935 \times 3.93} = 23.25 (\text{KN} / \text{cm}^2) = 232.5 (\text{MPa}) \quad (2.3.37)$$

Analisando o Quadro IX, e sabendo que a tensão no aço é aproximadamente 240 (MPa) e o limite de abertura de fendas é de 0.3 (mm), usou-se como diâmetro máximo de referência, o de 16 (mm).

Corrigiu-se então, o diâmetro máximo de varões de aço a utilizar através da expressão (2.3.38):

$$\phi_s = 16 \times (2.9 / 2.9) \times \frac{0.4 \times \frac{0.35}{2}}{2(0.35 - 0.315)} = 16 \quad (2.3.38)$$

Fica verificado o estado limite de abertura de fendas.

## 2.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS

Tal como para as lajes, também as vigas do presente projecto foram sujeitas a uma verificação da segurança aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Utilização.

As seguintes secções explicam então, o procedimento de cálculo adoptado para a realização destas verificações.

### 2.4.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

#### 2.4.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

O conceito desta verificação assenta sempre no mesmo pressuposto, qualquer que seja o tipo de secção em estudo, ou seja, consiste em garantir que o momento actuante é inferior ao momento resistente da secção:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (2.4.1)$$

Os elementos em estudo na presente secção, são secções sujeitas unicamente a flexão simples. Tendo este facto em mente, adoptou-se como procedimento de cálculo, o método do diagrama rectangular, que permite simular, de forma simples, a resultante das tensões de compressão no betão, como se pode observar na Fig. 21.

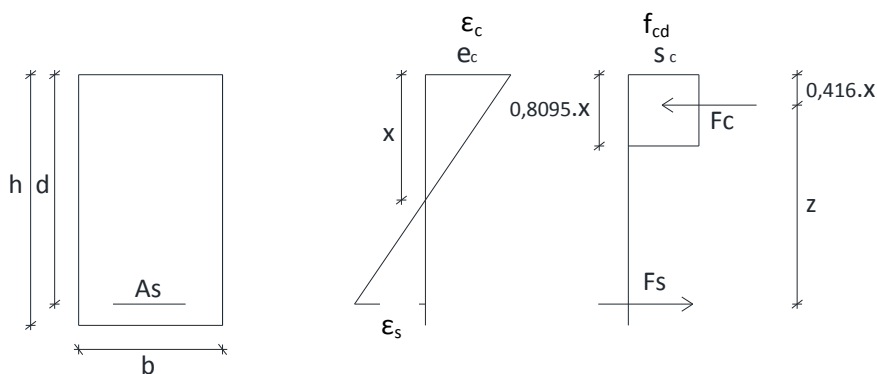


Fig. 21- Método do diagrama rectangular.

Em que:

- $x$  – posição da linha neutra;
- $F_c$  – força no betão;

- $F_s$  – força no aço;
- $z$  – braço do binário das forças interiores.

Admitindo que as armaduras se encontram em cedência, ou seja, que  $\sigma_s = f_{yd}$ , é possível determinar a armadura longitudinal necessária através do equilíbrio das forças internas da secção:

$$F_c = F_s \Leftrightarrow 0.8095 \times b \times f_{cd} \times x = A_s \times f_{yd} \quad (2.4.2)$$

$$M_{Rd} = M_{Ed} \Leftrightarrow F_c \times z = 0.8095 \times b \times f_{cd} \times x \times (d - 0.416x) \quad (2.4.3)$$

Resolvendo a equação (2.4.3) em ordem a “ $x$ ” e substituindo-a na equação (2.4.2), obtém-se a expressão que permite calcular a área de armadura longitudinal necessária para verificar a condição (2.4.1):

$$A_s = \frac{0.8095 \times b \times f_{cd} \times x}{f_{yd}} \quad (2.4.4)$$

A área de armadura longitudinal de tracção, não deverá no entanto, ser inferior a  $A_{s,min}$ , dada por:

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \geq 0.0013 \times b \times d \quad (2.4.5)$$

Já as áreas de armadura, quer de compressão, quer de tracção, não deverão ser superiores a  $A_{s,max}$ , dada por:

$$A_{s,max} = 0.04 \times A_c \quad (2.4.6)$$

#### 2.4.1.1.1 EXEMPLO DE CÁLCULO

Escolheu-se a viga “V16” para exemplificar o procedimento de cálculo de uma secção sujeita a flexão simples descrito anteriormente.

Preliminarmente, solicitou-se ao programa de cálculo os esforços actuantes da viga em questão. Como a viga é constituída por um único troço apoiado em dois pilares, interessa saber, quais os valores de momentos actuantes existentes junto aos apoios e a meio vão, onde em teoria, se encontram os maiores momentos negativos e positivos respectivamente.

Sabendo o valor desses mesmos momentos e sabendo que:

- $b=0.3$  (m);
- $h=0.65$  (m);
- $d=0.615$  (m);
- $f_{cd}= 20$  (MPa);
- $f_{yd}=435$  (kN/m<sup>3</sup>);
- $f_{ctm}=2.9$  (MPa);
- $f_{yk}=500$  (kN/m<sup>3</sup>);
- $M_{3(1)}= -41.982$  (kN.m);

calculou-se o valor de “x” da seguinte forma:

$$\begin{aligned}M_{Rd} = M_{Ed} &\Leftrightarrow F_c \times z = 0.8095 \times b \times f_{cd} \times x \times (d - 0.416x) \Leftrightarrow \\&\Leftrightarrow 41.982 = 0.8095 \times 0.30 \times 20 \times 10^3 \times x \times (0.615 - 0.416 \times x) \Leftrightarrow \quad (2.4.7) \\&\Leftrightarrow x_1 = 0.014 \vee x_2 = 1.464\end{aligned}$$

Substituindo-se “x” por 0.014 na expressão de cálculo da armadura longitudinal, obtém-se uma área de armadura de 1.56 (cm<sup>2</sup>/m) para o momento negativo (1):

$$A_s = \frac{0.8095 \times b \times f_{cd} \times x}{f_{yd}} = \frac{0.8095 \times 0.3 \times 20 \times 0.014}{435} \times 10000 = 1.56 \text{ (cm}^2 / \text{m)} \quad (2.4.8)$$

Comparou-se a área de armadura calculada com a área de armadura mínima:

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0.0013 \times b_t \times d \Leftrightarrow$$

$$0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 0.3 \times 0.615 \times 10000 \geq 0.0013 \times 0.3 \times 0.615 \times 10000 \Leftrightarrow \quad (2.4.9)$$

$$\Leftrightarrow 2.8 (\text{cm}^2 / \text{m}) \geq 2.4 (\text{cm}^2 / \text{m})$$

Chegou-se então à conclusão que a área de armadura mínima é superior à área de armadura calculada para o respectivo esforço actuante, pelo que o valor que serviu de referência foi o relativo à armadura mínima, ou seja, 2.8 (cm<sup>2</sup>/m).

Por último, achou-se o diâmetro e a quantidade de varões de ferro necessários, cuja área fosse igual ou superior à achada pela expressão (2.4.9). Neste caso utilizaram-se 3 varões com diâmetro de 12 (mm), que perfaz uma área igual a 3.39 cm<sup>2</sup>/m, superior à armadura mínima.

Achada a área necessária para resistir ao momento negativo actuante na zona dos pilares, repetiu-se o processo acima descrito para os restantes esforços actuantes na viga, tendo o cuidado de compatibilizar a quantidade e o diâmetro dos varões de ferro, com os achados anteriormente e com o espaço que a viga apresenta para a disposição dos mesmos.

Concluído este processo, determinaram-se as áreas de armadura superior e inferior, explicitadas no Quadro XI:

Quadro XI - Áreas de armaduras calculadas da viga "V16".

<b>M3</b>	<b>A<sub>s</sub></b>	<b>nº</b>	<b>φ</b>	<b>A<sub>s</sub></b>
<b>[kN.m]</b>	<b>[cm<sup>2</sup>/m]</b>			<b>[cm<sup>2</sup>/m]</b>
-41.982	1.56	3	12	3.39
32.053	1.21	3	12	3.39
-40.458	1.50	3	12	3.39

#### 2.4.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

A verificação ao esforço transversal foi efectuada com base no modelo de escoras e tirantes que equilibram os campos de tensão de compressão da secção.

Tendo este facto presente, ao estudar o esforço transversal numa secção, pode-se estar perante duas situações possíveis. Uma em que o esforço transversal actuante é menor do que o resistente e outra em que o actuante é maior do que o resistente. Há então, a necessidade de se recorrer a dois métodos distintos conforme se está perante uma ou outra situação.

No caso de se verificar:

$$V_{sd} < V_{Rd,c} \quad (2.4.10)$$

onde:

- $V_{sd}$  é o valor de cálculo da componente de esforço transversal actuante;
- $V_{Rd,c}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal.

não é necessário recorrer a armadura de esforço transversal. No entanto, deve ser considerada uma armadura mínima. Para tal, há que calcular uma taxa de armadura mínima de esforço transversal e a sua respectiva armadura:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0.08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (2.4.11)$$

e sabendo que:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w} \quad (2.4.12)$$

onde:

- $s$  – espaçamento longitudinal entre estribos;
- $b_w$  – menor largura da alma na altura útil da secção.

Substituindo na expressão (2.4.12) o valor de “ $\rho_w$ ” por “ $\rho_{w,min}$ ”, tem-se:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,min} \times b_w \quad (2.4.13)$$

Caso se verifique que:

$$V_{Sd} > V_{Rd,c} \quad (2.4.14)$$

deve-se adoptar uma armadura de esforço transverso suficiente para que se verifique:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s} \quad (2.4.15)$$

Essa armadura é calculada através da seguinte expressão de segurança:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times f_{ywd} \times z \times \cot \theta \quad (2.4.16)$$

Considerando que  $V_{sd}=V_{Rd,s}$ , vem:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Sd}}{f_{ywd} \times z \times \cot \theta} \quad (2.4.17)$$

onde:

- $z=0.9xd$
- $\theta$  – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da secção;

É necessário, contudo, fazer a verificação da compressão das escoras, sendo que o esforço transverso máximo ( $V_{Rd,max}$ ), deve ser superior ao esforço transverso actuante ( $V_{Sd}$ ), de forma a evitar a rotura pelo esmagamento do betão.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b \times z}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.4.18)$$

Onde:

- $\alpha_{cw}$  - coeficiente que tem em conta o estado de tensão nas escora ( $\alpha_{cw}=1$ );

- $v_1$  – coeficiente de redução da resistência do betão em compressão, tendo em conta que o betão na alma da secção está fendilhado:

$$v_1 = 0.6 \times \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (2.4.19)$$

#### 2.4.1.3. RESULTADOS OBTIDOS

No Quadro XII, apresentam-se as armaduras adoptadas a meio vão para cada viga, determinadas através dos métodos descritos anteriormente:

*Quadro XII - Armaduras adoptadas para as vigas.*

VIGA	SECÇÃO	ARMADURA	ARMADURA	ESTRIBOS
	b x h (m)	INFERIOR	SUPERIOR	
1	0.30x0.94	5 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
2	0.30x0.65	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.20
3	0.30x0.94	3 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 10	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
4	0.30x0.94	4 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
5	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
6	0.30x1.97	5 $\phi$ 16	5 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.10
7	0.30x1.48	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.10
8	0.30x1.97	4 $\phi$ 16	5 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.10
9	0.30x1.48	3 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.10
10	0.30x0.51	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
11	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
12	0.30x0.65	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.20
13	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
14	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
15	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20
16	0.30x0.65	3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 12	$\Phi$ 6//0.20



## 2.4.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 2.4.2.1. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

Tal como para as lajes (secção 2.3.2.1), também para as vigas, procedeu-se à verificação do estado limite em questão, sem recorrer ao cálculo explícito a longo prazo das flechas das vigas em estudo.

Como tal, a verificação foi concretizada comparando os valores das flechas elásticas das vigas para acções quase permanentes, multiplicadas por 5 (factor de agravamento devido à fluência, fendilhação e retracção), com o limite imposto de “vão/250”, como se demonstra no Quadro XIII.

*Quadro XIII - Comparação das flechas obtidas para as vigas sujeitas a acções quase-permanentes, com o limite "vão/250"*

<b>VIGA</b>	<b>L (m)</b>	<b>FLECHA (m)</b>	<b>L/250 (m)</b>
<b>1</b>	5.14	0.0072	0.0206
<b>2</b>	3.50	0.0017	0.0140
<b>3</b>	5.00	0.0055	0.0200
<b>4</b>	5.00	0.0198	0.0200
<b>5</b>	3.68	0.0030	0.0147
<b>6</b>	1.91	0.0064	0.0076
<b>7</b>	3.17	0.0075	0.0127
<b>8</b>	3.17	0.0050	0.0127
<b>9</b>	3.17	0.0065	0.0127
<b>10</b>	4.35	0.0075	0.0174
<b>11</b>	4.35	0.0055	0.0174
<b>12</b>	4.35	0.0070	0.0174
<b>13</b>	3.17	0.0075	0.0127
<b>14</b>	3.17	0.0065	0.0127
<b>15</b>	4.35	0.0075	0.0174
<b>16</b>	4.35	0.0055	0.0174

#### 2.4.2.2. ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS

Também para o presente estado limite, seguiu-se o método já anteriormente descrito na secção referente às lajes (2.3.2.2), de onde resultaram áreas mínimas de armadura de fendilhação e diâmetros máximos de varões a utilizar.

Relativamente às vigas existe no entanto, a necessidade de se calcular uma armadura de alma quando a altura destas, é superior a um metro. É conhecido que, neste tipo de secções, designadas correntemente por “vigas altas”, se se tiver uma distribuição só com armadura na zona inferior, a fendilhação nesta zona é distribuída, mas com tendência a concentrar-se na alma, originando aí, fendas com aberturas maiores e não aceitáveis.

De modo a controlar essas fendas, colocou-se uma armadura mínima por metro e distribuiu-se nas duas faces da alma, para todas as vigas com altura superior a 0.90 (m).

À semelhança das lajes, calculou-se a respectiva armadura através da expressão (2.4.20), sendo que para este caso adoptou-se o valor de 0.5 para “ $k_c$  k”:

$$\begin{aligned} A_{s.min} &= k_c \times k \times A_{ct} \times \frac{f_{ct.ef}}{\sigma_s} = 0.5 \times \frac{b \times h}{2} \times \frac{f_{ct.ef}}{f_{yk}} \text{ (cm}^2\text{)} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow A_{s.min} / m &= 0.5 \times 100 \times \frac{b}{2} \times \frac{f_{ct.ef}}{f_{yk}} \text{ (cm}^2 \text{ / m / face)} \end{aligned} \quad (2.4.20)$$

Por simplificação, estendeu-se a toda a alma a armadura calculada, visto que numa viga contínua, a zona traccionada da alma, está em baixo na zona do vão e em cima na zona dos apoios.

Determinaram-se então, as áreas de armaduras mínimas necessárias para o controlo de fendilhação e os diâmetros máximos dos varões a utilizar, como se pode observar no Quadro XIV.

Quadro XIV - Armadura mínima de fendilhação e limitação do diâmetro dos varões das vigas.

VIGA	SECÇÃO bxh (m)	A <sub>s,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Diâmetro máximo dos varões corrigido(mm)
1	0.30x0.94	3.27	32
2	0.30x0.65	2.26	32
3	0.30x0.94	3.27	32
4	0.30x0.94	3.27	32
5	0.30x0.65	2.26	32
6	0.30x1.97	6.86	32
7	0.30x1.48	5.15	32
8	0.30x1.97	6.86	32
9	0.30x1.48	5.15	32
10	0.30x0.51	1.77	32
11	0.30x0.65	2.26	32
12	0.30x0.65	2.26	32
13	0.30x0.65	2.26	32
14	0.30x0.65	2.26	32
15	0.30x0.65	2.26	32
16	0.30x0.65	2.26	32

Relativamente às vigas altas, sabendo que estas têm de largura 0.30 (m), determinou-se uma área de armadura de alma de 4.35 (cm<sup>2</sup>/face/m), pelo que se adoptou uma armadura de  $\phi 12//0.25$  por face, que perfaz uma área de armadura de 4.52 (cm<sup>2</sup>/m).

## 2.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES

Tal como para as lajes e vigas, também para os pilares, efectuou-se uma análise aos estados limites últimos e de utilização.

Esta análise realizou-se de acordo com critérios enunciados nas secções seguintes.

### 2.5.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

#### 2.5.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A flexão desviada composta, consiste numa actuação simultânea de flexão nas duas direcções principais e esforço axial.

Uma vez que a consulta de ábacos para a verificação à flexão desviada composta é um processo moroso, recorreu-se ao programa de cálculo automático “Biaxial versão 2.0” para o cálculo das armaduras de flexão da secção em questão, as quais permitem fazer a verificação ao presente Estado Limite.

Na seguinte secção explica-se então, a teoria na qual se baseia o programa de cálculo utilizado.

##### 2.5.1.1.1 PROGRAMA “BIAXIAL 2.0”

O programa de cálculo “Biaxial” foi construído com base na teoria da flexão desviada que, como se sabe, fundamenta-se na definição de extensões máximas para o betão e para o aço.

Os critérios de deformação limite, são os mesmos da flexão simples:

- $\epsilon_s \leq \epsilon_{ud}$ ;
- $\epsilon_c^{(-)} \leq 3.5\text{‰}$ ;
- Quando toda a secção estiver sujeita a tensões de compressão:  $2\text{‰} \leq \epsilon_c^{(-)} \leq 3.5\text{‰}$

A particularidade deste tipo de flexão, reside no facto de a linha neutra na rotura, não ser paralela a nenhum dos eixos principais da secção.

Assim que se considera uma dada orientação e posicionamento da linha neutra de uma secção, define-se o diagrama de extensões correspondente à rotura, tal como se pode ver na Fig. 22.

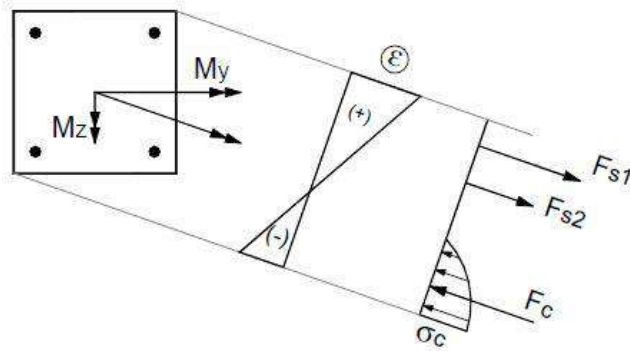


Fig. 22 - Diagrama de extensões de uma secção em flexão desviada. Fonte - (Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I, 2012)

Definido o diagrama de extensões e conseqüentemente o de tensões e correlacionando estes com as equações de equilíbrio, já anteriormente demonstradas, obtêm-se os esforços resistentes ( $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$ ).

Sendo esta a teoria base do programa, e sabendo que:

- Para cada orientação da linha neutra, este calcula todos os possíveis diagramas de rotura da secção;
- Repete o trabalho anterior para todas as orientações possíveis da linha neutra.

obtém-se uma superfície de interacção tridimensional ( $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$ ) – Fig. 23 – para uma dada armadura.

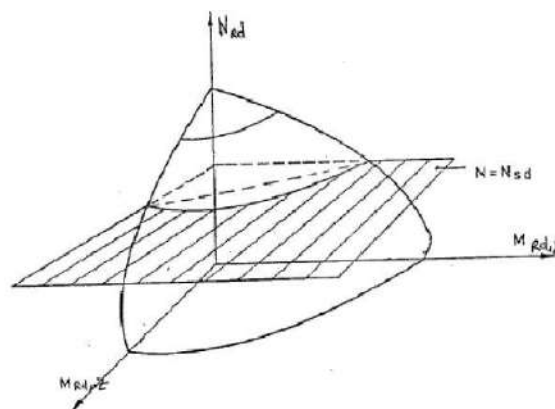


Fig. 23 - Diagrama de interacção tridimensional ( $N_{Rd}$ ,  $M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$ ). Fonte - (Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I, 2012)

As superfícies de interacção definem uma envolvente resistente da secção, de tal modo que para qualquer trio de esforços actuantes que esteja localizado no contorno ou no interior da envolvente, sabe-se que a segurança fica verificada.

No entanto como o que interessa obter são curvas de interacção, há que transformar as equações de equilíbrio em grandezas adimensionais:

- Esforço normal reduzido: 
$$\nu = \frac{N_{Rd}}{A_c \times f_{cd}} \quad (2.5.1)$$

- Momentos flectores reduzidos: 
$$\mu_x = \frac{M_{Rd,x}}{A_c \times h \times f_{cd}}; \mu_y = \frac{M_{Rd,y}}{A_c \times b \times f_{cd}} \quad (2.5.2)$$

- Percentagem mecânica de armadura: 
$$\omega_{total} = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (2.5.3)$$

As superfícies podem ser então, representadas, de uma forma bidimensional, através de curvas de interacção entre os valores dos momentos flectores reduzidos “ $\mu_x$ ” e “ $\mu_y$ ”, relativos a valores constantes de esforço normal reduzido “ $\nu$ ”, ou por curvas de interacção entre valores de esforço normal reduzido e os valores dum dos momentos flectores reduzidos, relativos a valores constantes da relação entre os dois momentos  $\mu_x/\mu_y$ .

Ao gerar estas curvas de interacção automaticamente, o programa “Biaxial” devolve a armadura necessária à verificação do estado limite último de resistência à flexão, para qualquer tipo de secção sujeita a qualquer tipo de esforços.

#### 2.5.1.1.2 EXEMPLO DE CÁLCULO

Escolheu-se a família de pilares “P1”, para exemplificar o procedimento de cálculo descrito na secção anterior.

A família de pilares P1 define-se através de uma secção tipo rectangular de 0.20x0.30 (m).

Sabendo que os pilares da família em estudo, têm como características:

- $b=0.20$  (m);
- $h=0.30$  (m);
- $A_c=0.20 \times 0.30=0.06$  (m<sup>2</sup>);
- $f_{cd}=20000$  kN/m<sup>2</sup>;

- $f_{syd}=435000 \text{ kN/m}^2$ .

e combinação de esforços máximos actuantes de:

- $N=60.82 \text{ (kN)}$ ;
- $M_2=51.95 \text{ (kN.m)}$ ;
- $M_3=10.88 \text{ (kN.m)}$ ;
- $V_3=25.40 \text{ (kN)}$ .

Através das características acima referenciadas, está-se em condições de determinar as grandezas adimensionais dadas pelas fórmulas (2.5.1), (2.5.2) e (2.5.3).

$$\upsilon = \frac{60.82}{0.20 \times 0.30 \times 20000} = 0.05 \quad (2.5.4)$$

$$\mu_x = \frac{10.88}{0.06 \times 0.30 \times 20000} = 0.03 \quad (2.5.5)$$

$$\mu_y = \frac{51.95}{0.06 \times 0.20 \times 20000} = 0.22 \quad (2.5.6)$$

Relacionando os dois momentos reduzidos  $\mu_x$  e  $\mu_y$ , obtém-se:

$$\eta = \frac{0.22}{0.03} = 7.16 \quad (2.5.7)$$

Como o valor de “ $\eta$ ” é de 7.16, o valor da percentagem mecânica de armadura ( $\omega$ ) é dado pela interpolação dos valores obtidos das curvas de interacção para  $\eta=2.0$  e para  $\eta=\infty$ . De realçar que pelo facto de “ $\eta$ ” ser superior a “2”, há que considerar para a interpolação dos valores achados, o inverso de “2” e “ $\infty$ ” e as ordenadas das curvas acima referidas como sendo  $0.5\mu_y$  e não  $\mu_x$ .

Sabendo que  $0.5\mu_y=0.11$ :

- Da curva  $\eta=2$  ( $1/2=0.5$ ) ->  $\omega=0.71$
- Da curva  $\eta=\infty$  ( $1/\infty=0$ ) ->  $\omega=0.25$

Fazendo a interpolação dos valores obtidos e sabendo que  $1/7.16=0.14$  obtém-se:

$$\omega = 0.25 + \frac{0.14 \times (0.71 - 0.25)}{0.5 - 0} = 0.38 \quad (2.5.8)$$

Determinado o valor de “ $\omega$ ”, pode-se então, calcular a área de armadura necessária:

$$A_s = \omega \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0.38 \times 0.06 \times \frac{20000}{435000} = 0.001045 \text{m}^2 = 10.45 \text{cm}^2$$

O resultado da área de armadura dada pelo programa de cálculo “Biaxial” é de  $11.2 \text{ cm}^2$ . Esta ligeira diferença de valores, era expectável visto o cálculo através de um programa automático ser mais exacto do que o cálculo efectuado através da leitura de diagramas, sujeita a erros de observador.

#### 2.5.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

O presente estado limite foi verificado com base na teoria descrita na secção 2.4.1.2 referente à verificação da segurança das vigas.



## 2.5.1.3. RESULTADOS OBTIDOS

No Quadro XV apresenta-se a armadura adoptada para cada família de pilares, achada através do método na secção anterior explicitado:

*Quadro XV - Armadura Longitudinal adoptada em pilares*

PILARES	SECÇÃO	ARMADURA	ESTRIBOS
P1	0.20X0.30	8 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.15
P2	0.20X0.30	8 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.15
P3	0.30X0.30	8 $\phi$ 16	$\Phi$ 6//0.15
P4	0.30X0.30	8 $\phi$ 20	$\Phi$ 6//0.15
P5	0.30X0.70	14 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 20	$\Phi$ 8//0.15
P5	0.30X0.30	8 $\phi$ 20	$\Phi$ 8//0.15
P6	0.30X0.70	12 $\phi$ 25	$\Phi$ 8//0.15
P6	0.30X0.30	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\Phi$ 8//0.15
P7	0.30X0.30	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\Phi$ 8//0.15
P8	0.30X0.70	8 $\phi$ 25 + 8 $\phi$ 20	$\Phi$ 8//0.15
P8.A	0.30X0.70	14 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 20	$\Phi$ 8//0.15
P9	0.30X0.70	12 $\phi$ 25	$\Phi$ 8//0.15
P10	0.30X0.70	12 $\phi$ 20	$\Phi$ 8//0.15

## 2.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES

Na escolha da solução estrutural para as fundações, teve-se em consideração o estudo geotécnico do terreno e naturalmente, as cargas actuantes. Assim, adoptou-se o sistema de sapatas superficiais, fundadas a uma profundidade de 0.50 (m) abaixo do nível superior da laje térrea, prevendo-se que nessa cota o terreno tenha a capacidade resistente admitida no seu dimensionamento.

Utilizaram-se sapatas quadradas centradas com os elementos estruturais verticais, sempre que possível. Em algumas situações, devido à proximidade dos elementos estruturais verticais, conjugada com a capacidade resistente do solo de fundação, houve a necessidade de recorrer a sapatas conjuntas.

O dimensionamento das sapatas foi efectuado com base nos esforços provenientes do modelo numérico.

### 2.6.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

#### 2.6.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À ROTURA POR CORTE OU POR PUNÇOAMENTO

A verificação da segurança do solo de fundação ao Estado Limite Último é, normalmente, realizada com base na tensão admissível do solo, sendo que esta é fornecida pelo relatório geotécnico.

A verificação da segurança para este Estado Limite Último, é então expressa por:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (2.6.1)$$

Para a determinação da tensão do solo, despreza-se a resistência à tracção da ligação entre a sapata e o terreno e admite-se um estado de plastificação do solo que conduz a um diagrama de tensões uniforme aplicado na área activa da secção, que é um modelo válido para uma sapata com um comportamento rígido.

A carga de esforço axial “N” e os momentos “M<sub>xx</sub>” e “M<sub>yy</sub>” aplicados no centro de gravidade da base da sapata são estaticamente equivalentes a uma carga única “N” aplicada num ponto de coordenadas e<sub>x</sub> e e<sub>y</sub> dadas por:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{N} \quad (2.6.2)$$

$$e_y = \frac{M_{xx}}{N} \quad (2.6.3)$$

A resultante das tensões terá de ser coincidente com este ponto de aplicação de “N” como se pode visualizar na Fig. 24.

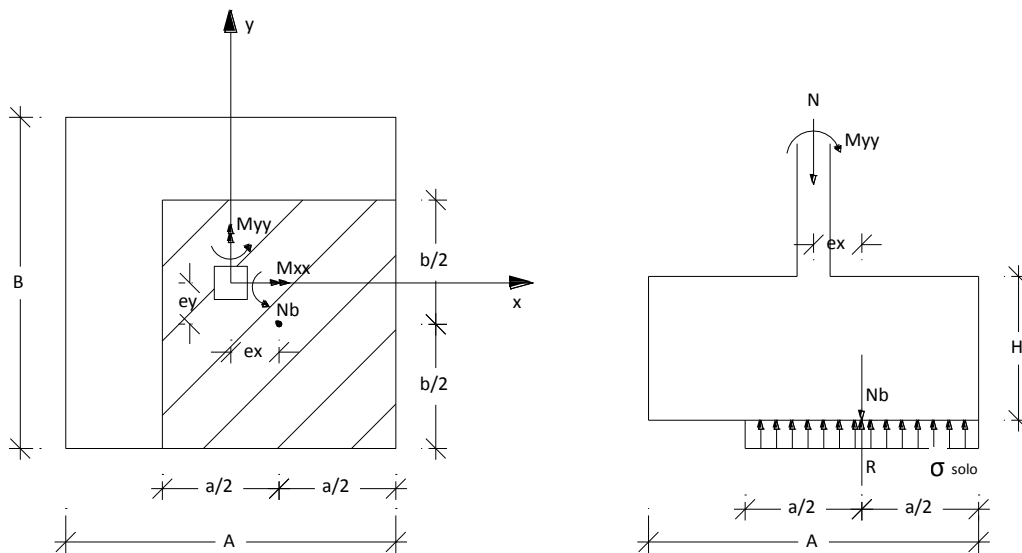


Fig. 24 - Modelo de cálculo de uma sapata

Em que:

- $a = A - 2 \times e_x$
- $b = B - 2 \times e_y$
- $A' = a \times b$ ;
- $N_b = N_{(\text{basedopilar})} + PP_{\text{sapata}}$
- $\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{A'}$

A segurança à rotura por corte ou punção do solo, é então verificada se:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

As dimensões em planta das sapatas surgem então, da verificação da tensão admissível. Já a altura das mesmas, foi definida seguindo o “critério de rigidez”, que obriga a altura a ser maior ou igual à metade da maior distância entre a face do pilar e a face da sapata, ou seja:

$$H \geq \frac{c}{2} \quad (2.6.4)$$

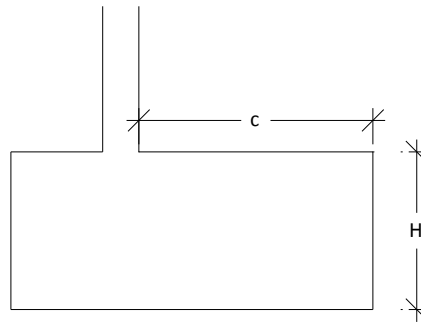


Fig. 25 - Definição geométrica da sapata

Em que:

- H- altura da sapata;
- c-maior distância entre a face do pilar e a face da sapata.

Para o cálculo efectivo das armaduras, utilizou-se o “Método de Labelle” (ou método das Bielas), já que este é o método que melhor simula o comportamento de uma sapata rígida.

Foram desenvolvidas tabelas em “Excel”, com a finalidade de auxiliar o cálculo das armaduras, tendo em conta a existência de dois grupos distintos de sapatas, um constituído por sapatas isoladas e outro por sapatas agrupadas. A necessidade de agrupar sapatas, surgiu da existência de pilares próximos e de cargas elevadas.

O método de cálculo das armaduras relativas aos dois grupos, é então, descrito nas secções seguintes.

## 2.6.1.1.1 SAPATAS ISOLADAS COM CARGAS CENTRADAS

As sapatas isoladas com cargas centradas estão sujeitas unicamente a esforço axial. O método de cálculo das armaduras deste tipo de sapatas é descrito através da sequência de fórmulas de seguida enunciada, sendo que as mesmas, seguem o modelo de cálculo representado na Fig. 26.

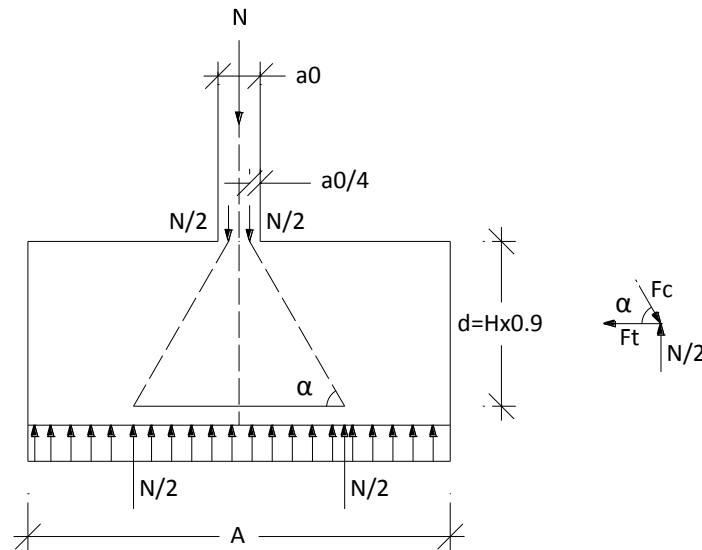


Fig. 26 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas

Sabendo que:

$$\operatorname{tg}(\alpha)_x = \frac{d}{(A - a_0) / 4} \quad (2.6.5)$$

$$\operatorname{tg}(\alpha)_y = \frac{d}{(B - b_0) / 4} \quad (2.6.6)$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{N_b / 2}{F_t} \quad (2.6.7)$$

Em que:

- $\operatorname{tg}(\alpha)_x$  – tangente do ângulo “ $\alpha$ ”, quando se está a analisar o lado da sapata “A”;
- $\operatorname{tg}(\alpha)_y$  – tangente do ângulo “ $\alpha$ ”, quando se está a analisar o lado da sapata “B”;
- $a_0$  – largura do pilar, quando se está a analisar o lado da sapata “A”;
- $b_0$  – largura do pilar, quando se está a analisar o lado da sapata “B”;

Substituindo na expressão (2.6.7), “tg(α)” por “tg(α)<sub>x</sub>” e por “tg(α)<sub>y</sub>” obtém-se, a força de cálculo no tirante, relativa ao lado “A” e ao lado “B” da sapata respectivamente:

$$F_{t_{sdx}} = \frac{N_b \times \gamma \times (A - a_0)}{8 \times d} \quad (2.6.8)$$

$$F_{t_{sdy}} = \frac{N_b \times \gamma \times (B - b_0)}{8 \times d} \quad (2.6.9)$$

Em que:

- $d=0.9 \times H$ ;
- $N_b = N + PP_{sapata}$ ;
- $F_{t_{sd}}$  - força de cálculo no tirante de armadura horizontal junto à base da sapata;
- $\gamma=1.5$

Finalmente, a armadura em cm<sup>2</sup>/m é dada por:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times \gamma \times (A - a_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times B} \quad (2.6.10)$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times \gamma \times (B - b_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times A} \quad (2.6.11)$$

Em que:

- $f_{syd}=435 \text{ (MPa)}=43,5 \text{ (KN/cm}^2\text{)}$

#### 2.6.1.1.2 SAPATAS ISOLADAS COM CARGAS EXCÊNTRICAS

As sapatas com cargas excêntricas são aquelas que, para além de estarem sujeitas a esforço axial, estão ainda, sujeitas a momentos flectores.

Para proceder ao cálculo da armadura verificou-se, primeiramente, o posicionamento na extensão da sapata da resultante das cargas actuantes.

Assim sendo, antes de qualquer outro tipo de análise, soube-se se a excentricidade das cargas era maior ou menor a um quarto da dimensão em planta da sapata, ou seja, se se estava perante um caso em que:

$$e = \frac{M}{N_b} > \frac{A}{4} \quad (2.6.12)$$

ou

$$e = \frac{M}{N_b} \leq \frac{A}{4} \quad (2.6.13)$$

- Para  $e = \frac{M}{N_b} > \frac{A}{4}$ , adoptou-se por seguir o seguinte modelo de cálculo para a determinação da armadura:

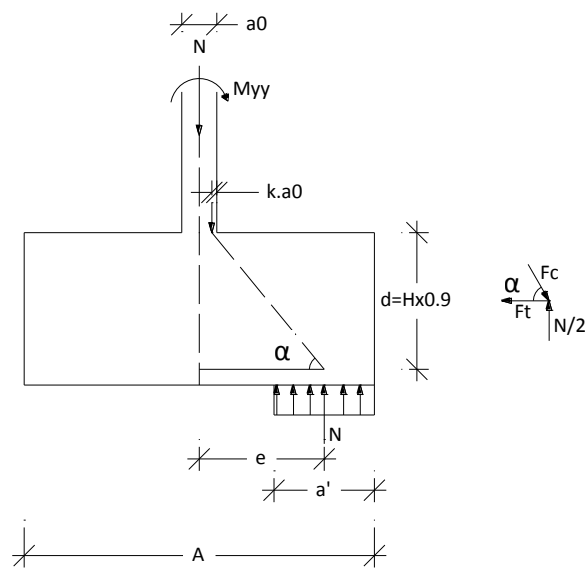


Fig. 27 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com carga excêntrica para  $e > A/4$

Sabendo que:

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{d}{(e - a_0(0.5 - k))} \quad (2.6.14)$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{N_b}{F_t} \quad (2.6.15)$$

Resulta:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{bsd} \times (e - a_0 (0.5 - k))}{d} \quad (2.6.16)$$

Em que:

- $k$  é função de  $(e=M/N)/a_0$  e resulta da interpolação dos valores apresentados no Quadro XVI:

Quadro XVI- parâmetro "k" função de  $(e/a_0)$

$e/a_0$	0	0.25	0.5	1	1.5
k	0.25	0.20	0.15	0.1	0.05

Esta análise fez-se, naturalmente para as duas direcções das sapatas, sendo que a armadura em  $\text{cm}^2/\text{m}$ , foi calculada pelas seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times (e_x - a_0 \times (0.5 \times k_x))}{d \times f_{syd} \times b} \quad (2.6.17)$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times (e_y - b_0 \times (0.5 \times k_y))}{d \times f_{syd} \times a} \quad (2.6.18)$$



Para  $e = \frac{M}{N_b} \leq \frac{A}{4}$ , adoptou-se o seguinte modelo de cálculo para a determinação da armadura:

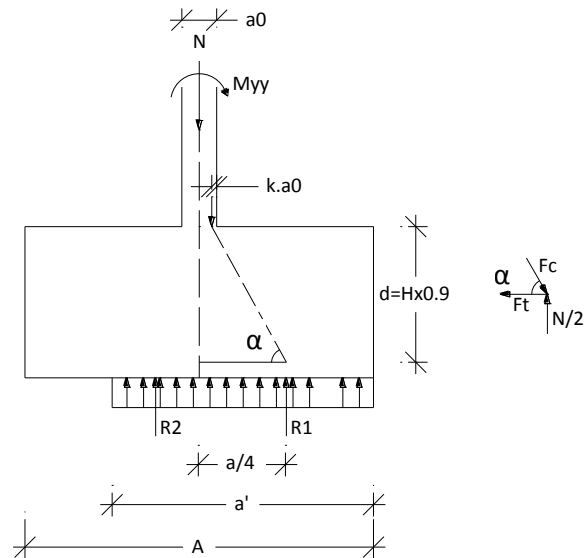


Fig. 28 - Modelo de cálculo de uma sapata com carga excêntrica tipo  $e \leq A/4$ .

Sabendo que:

$$R_1 = \frac{a}{2} \times \sigma_{\text{solo}} \quad (2.6.19)$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{d}{\left(\frac{a}{4} - a_0(0.5 - k)\right)} \quad (2.6.20)$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{R_1}{F_t} \quad (2.6.21)$$

Da substituição na expressão (2.6.21) de “ $R_1$ ” e de “ $\text{tg}(\alpha)$ ”, pelas expressões (2.6.19) e (2.6.20) respectivamente, obtém-se:

$$F_{t_{sd}} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left(\frac{a}{4} - a_0(0.5 - k)\right)}{d} \quad (2.6.22)$$

Esta análise fez-se, mais uma vez, para as duas direcções das sapatas, sendo que a armadura em  $\text{cm}^2/\text{m}$ , foi calculada pelas seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left( \frac{a}{4} - a_0 \times (0.5 \times k_x) \right)}{d \times f_{syd} \times b} \quad (2.6.23)$$

$$A_{sy} = \frac{R_1 \times \gamma \times \left( \frac{b}{4} - b_0 \times (0.5 \times k_y) \right)}{d \times f_{syd} \times a} \quad (2.6.24)$$

### 2.6.1.1.3 SAPATAS AGRUPADAS COM CARGAS CENTRADAS E EXCÊNTRICAS

As sapatas agrupadas têm como característica principal, o facto de serem comuns a pelo menos dois pilares. A solução adoptada para este tipo de sapatas, passou pela redução do sistema de forças aplicadas a uma única força com excentricidade “ $e_r$ ”.

O cálculo da armadura das sapatas agrupadas, fez-se recorrendo aos métodos explicados nas secções anteriores.

Neste caso deu-se particular atenção, ao facto de o método de cálculo ser diferente consoante os eixos em estudo, como exemplificam as Fig. 29, Fig. 30 e Fig. 31.

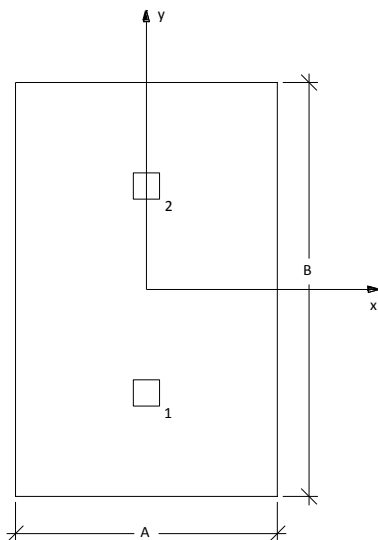


Fig. 29 - Modelo em planta de uma sapata

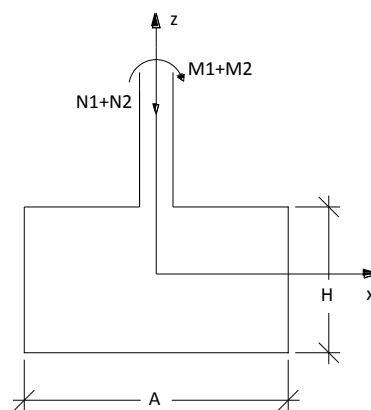


Fig. 30 - Modelo de uma sapata agrupada em alçado, na direcção "x"

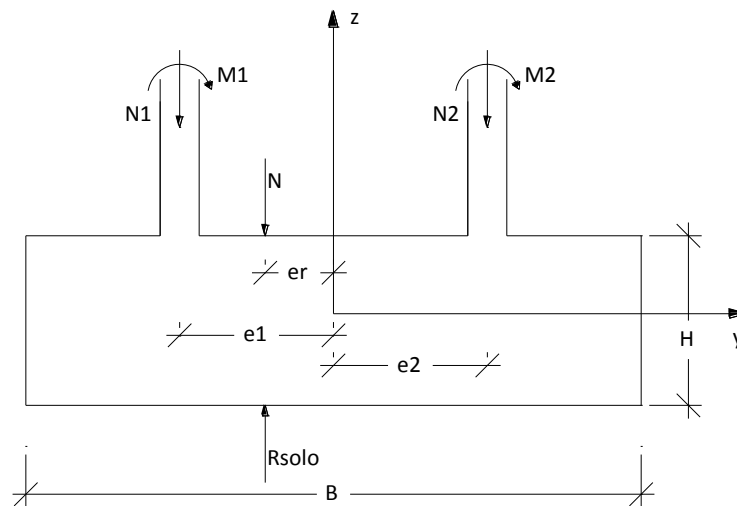


Fig. 31 - Modelo de uma sapata agrupada em alçado, na direcção "y"

Analisando a Fig. 30, consegue-se perceber que para a direcção "x", considerou-se que as forças aplicadas na sapata resultariam, única e exclusivamente, do somatório do esforço axial e de momentos flectores actuantes nos pilares comuns à sapata

Tendo este facto em conta, considerou-se para a direcção "x":

$$\sum N = N_1 + N_2 + PP_{\text{sapata}} \quad (2.6.25)$$

$$\sum M = M_1 + M_2 \quad (2.6.26)$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum N} \quad (2.6.27)$$

Já através da Fig. 31, percebe-se que a análise na direcção "y" é um pouco mais complexa. Nesta direcção, reduziu-se o sistema de forças a uma única força aplicada num ponto com distância "e<sub>r</sub>" do centro geométrico da sapata.

Como tal, para a direcção "y", considerou-se:

$$\sum N = N_1 + N_2 + PP_{\text{sapata}} \quad (2.6.28)$$

$$\sum M = M_1 + M_2 + N_1 \times e_1 + N_2 \times e_2 \quad (2.6.29)$$

$$e_r = \frac{\sum M}{\sum N} \quad (2.6.30)$$

Com a excentricidade calculada, procedeu-se ao cálculo da tensão do solo e ao cálculo da armadura seguindo-se os passos descritos nas secções anteriores.

#### 2.6.1.1.4 EXEMPLO DE CÁLCULO

Optou-se por escolher a sapata do tipo "S8", como exemplo de cálculo, pois é uma sapata isolada e portanto, de procedimento de cálculo mais simples de exemplificar.

Inicialmente procedeu-se à definição geométrica da sapata S8, de onde resultaram, as seguintes características:

- $A=1.90$  (m)
- $B=1.90$  (m)
- $H=0.50$  (m)
- $a_0=0.30$  (m)
- $b_0=0.30$  (m)
- $c=0.80$  (m)

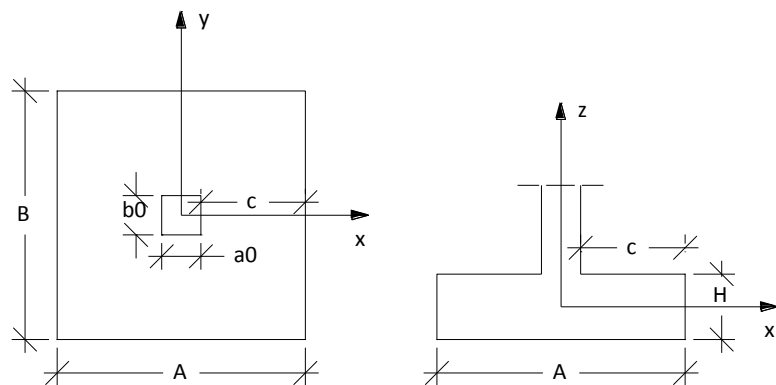


Fig. 32 - Definição geométrica da sapata tipo "S8"

Após a definição geométrica, validou-se o critério de rigidez da sapata:

$$H \geq \frac{c}{2} \Leftrightarrow 0.50 \geq \frac{0.80}{2} \Leftrightarrow 0.50 \geq 0.40 \quad (2.6.31)$$

Com a finalidade de verificar a segurança à rotura por corte ou punçoamento do solo, procedeu-se ao cálculo da tensão do solo e comparou-se com a tensão admissível do mesmo, tendo como dados os seguintes valores:

- $M_1=36.19$  (kN.m)
- $M_2=27.16$  (kN.m)
- $N=531.28$  (kN)
- $PP_{sapata}=45.13$  (kN)
- $V_x=13.51$  (kN)
- $V_y=13.24$  (kN)

Em que  $M_1$  é o momento flector que roda em torno do eixo “y” e  $M_2$  em torno do eixo “x”.

Como se trata de uma sapata isolada de cargas excêntricas, determinou-se o valor dessa excentricidade:

$$e_x = \frac{M_2 + V_x \times H}{N + PP_{\text{sapata}}} = \frac{27.16 + 13.51 \times 0.50}{531.28 + 45.13} = 0.06 \quad (2.6.32)$$

$$e_y = \frac{M_1 + V_y \times H}{N + PP_{\text{sapata}}} = \frac{36.19 + 13.24 \times 0.50}{531.28 + 45.13} = 0.07 \quad (2.6.33)$$

Sabendo os valores da excentricidade em cada uma das direcções da sapata, procede-se à redução da mesma:

$$a = A - 2 \times e_x = 1.90 - 2 \times 0.06 = 1.78(\text{m}) \quad (2.6.34)$$

$$b = B - 2 \times e_y = 1.90 - 2 \times 0.07 = 1.75(\text{m}) \quad (2.6.35)$$

Sabendo as dimensões da sapata reduzida procedeu-se então, ao cálculo da tensão do solo e comparou-se com a tensão admissível do mesmo, que no alinhamento onde se situa a sapata em estudo, é de 200 (MPa):

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N_b}{A'} = \frac{531.28 + 45.13}{1.78 \times 1.75} = 184.65(\text{Mpa}) \leq 200(\text{MPa}) \quad (2.6.36)$$

Concluída a verificação à segurança, pode-se calcular a armadura. Precede-se então, ao cálculo da excentricidade das cargas e escolhe-se o modelo de cálculo consoante esse valor seja maior ou menor que um quarto das dimensões da sapata.

Sabendo que:

$$\frac{A}{4} = \frac{B}{4} = \frac{1.90}{4} = 0.48(\text{m}) \quad (2.6.37)$$

E que:

- $e_x=0.06$
- $e_y=0.07$

Está-se perante uma situação em que:

- $e_x \leq \frac{A}{4}$
- $e_y \leq \frac{B}{4}$

logo:

$$R_{1x} = a \times \frac{B}{2} \times \sigma_{\text{solo}} = 1.78 \times \frac{1.90}{2} \times 184.65 = 312.24(\text{KN}) \quad (2.6.38)$$

$$R_{1y} = b \times \frac{A}{2} \times \sigma_{\text{solo}} = 1.75 \times \frac{1.90}{2} \times 184.65 = 306.98(\text{KN}) \quad (2.6.39)$$

$$\frac{e_x}{a_0} = \frac{0.06}{0.30} = 0.20 \rightarrow k_x = 0.21 \quad (2.6.40)$$

$$\frac{e_y}{b_0} = \frac{0.07}{0.30} = 0.25 \rightarrow k_y = 0.20 \quad (2.6.41)$$

$$d = 0.9 \times H = 0.9 \times 0.50 = 0.45(\text{m}) \quad (2.6.42)$$

$$Ft_{\text{sd}x} = \frac{R_{1x} \times \gamma \times \left( \frac{a}{4} - a_0(0.5 - k_x) \right)}{d} = \frac{312.24 \times 1.50 \times \left( \frac{1.78}{4} - 0.30 \times (0.50 - 0.21) \right)}{0.45} = 372.61(\text{KN}) \quad (2.6.43)$$

$$Ft_{\text{sd}y} = \frac{R_{1y} \times \gamma \times \left( \frac{b}{4} - b_0(0.5 - k_y) \right)}{d} = \frac{306.98 \times 1.50 \times \left( \frac{1.75}{4} - 0.30 \times (0.5 - 0.20) \right)}{0.45} = 355.59(\text{KN}) \quad (2.6.44)$$

Finalmente, pode-se calcular a área de armadura necessária para cada direcção:

$$A_{\text{sx}} = \frac{Ft_{\text{sd}x}}{f_{\text{syd}} \times b} = \frac{372.61}{43.4 \times 1.75} = 4.91(\text{cm}^2) \rightarrow A_{\text{sx}} = \phi 12 / / 0.20 \left[ 5.65(\text{cm}^2 / \text{m}) \right] \quad (2.6.45)$$

$$A_{\text{sy}} = \frac{Ft_{\text{sd}y}}{f_{\text{syd}} \times a} = \frac{355.59}{43.4 \times 1.78} = 4.60(\text{cm}^2) \rightarrow A_{\text{sy}} = \phi 12 / / 0.20 \left[ 5.65(\text{cm}^2 / \text{m}) \right] \quad (2.6.46)$$

Optou-se então, por uma armadura de diâmetro de doze milímetros espaçada de vinte centímetros.

### 2.6.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE EQUILÍBRIO

Pelo facto da estrutura em estudo não apresentar sapatas de elementos isolados, desprezou-se esta verificação. Os únicos elementos em que faria sentido realizar esta verificação, seriam os muros de suporte, mas como estes estão ligados à estrutura, quer por intermédio de ligação às lajes dos pisos, quer por intermédio de sapatas comuns a pilares da estrutura, decidiu-se desprezar a verificação.

### 2.6.1.3. RESULTADOS OBTIDOS

De seguida, apresenta-se o Quadro XVII com as dimensões e a armadura adoptada para cada sapata, achada através do método na secção anterior explicitado:

*Quadro XVII - Dimensões e armadura das sapatas*

SAPATA	A (m)	B (m)	H (m)	ARMADURA				COTA DE FUNDAÇÃO
				$A_{s_x}$	$A_{i_x}$	$A_{s_y}$	$A_{i_y}$	
S1	10.65	5.70	1.00	$\phi 16//0.20$	$\phi 16//0.10$	$\phi 16//0.20$	$\phi 16//0.10$	97.48
S2	3.30	5.60	1.00	$\phi 12//0.20$	$\phi 12//0.10$	$\phi 12//0.20$	$\phi 16//0.10$	97.48
S3	3.10	3.20	0.70	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.10$	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.10$	97.78
S4	2.80	1.50	0.70	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.10$	$\phi 10//0.20$	$\phi 10//0.20$	97.78
S5	2.20	2.60	0.50	$\phi 10//0.20$	$\phi 10//0.10$	$\phi 10//0.20$	$\phi 10//0.10$	97.98
S6	3.10	3.60	0.70	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.10$	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.10$	97.98
S7	3.80	6.00	1.00	$\phi 12//0.20$	$\phi 12//0.10$	$\phi 12//0.20$	$\phi 16//0.10$	97.48
S8	4.00	6.50	1.00	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.20$	$\phi 10//0.20$	$\phi 12//0.20$	97.98

Em que:

- $As_x$  – Armadura superior na direcção “x”
- $Ai_x$  – Armadura inferior na direcção “x”
- $As_y$  – Armadura superior na direcção “y”
- $Ai_y$  – Armadura inferior na direcção “y”

## **2.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS MUROS DE SUPORTE**

Tal como nas fundações relativas ao edifício propriamente dito, considerou-se que as fundações dos muros de suporte são fundadas a uma profundidade de 0.50 (m) abaixo do nível superior da laje térrea, prevendo-se que nessa cota o terreno tenha a capacidade resistente admitida no seu dimensionamento.

### **2.7.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

#### **2.7.1.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À ROTURA POR CORTE OU POR PUNÇOAMENTO**

A verificação deste estado limite em relação à fundação dos muros de suporte, baseou-se na teoria descrita na secção “2.6.1.1.3”.

Já para as paredes dos muros, foram utilizadas tabelas de cálculo semelhantes às apresentadas na secção 2.3.1 referente às lajes, de forma a verificar a segurança ao presente estado limite.

Apesar dos muros de suporte em estudo serem comuns aos pilares da estrutura em vários locais ao longo das suas extensões, esta análise foi realizada, considerando-os como elementos isolados.



Utilizou-se o modelo de cálculo explicitado na Fig. 33, para o cálculo da segurança das fundações dos muros de suporte.

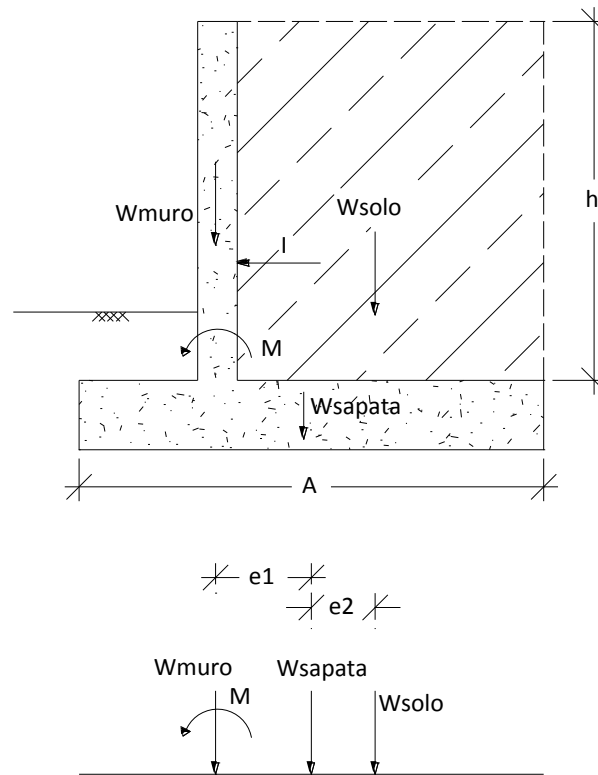


Fig. 33 - Modelo de cálculo relativo aos muros de suporte

Em que:

- $W_{\text{muro}}$  – peso do muro de suporte;
- $W_{\text{solo}}$  – peso do solo;
- $W_{\text{sapata}}$  – peso da sapata;
- $I$  – impulso do terreno;
- $M$  – momento no muro de suporte, resultante do impulso imposto pelo terreno;
- $h$  – altura do muro de suporte;
- $A$  – largura da sapata de fundação do muro de suporte.

Tal como para as sapatas comuns, também para este modelo, reduziram-se as forças aplicadas numa única força com excentricidade “ $e_r$ ” ao centro geométrico da sapata.

Tendo em conta que:

$$\sum W = W_{\text{muro}} + W_{\text{sapata}} + W_{\text{solo}} \quad (2.6.47)$$

$$\sum M = M + W_{\text{muro}} \times e_1 + w_{\text{solo}} \times e_2 \quad (2.6.48)$$

$$e_r = \frac{\sum M}{\sum W} \quad (2.6.49)$$

Procedeu-se então, ao cálculo da tensão do solo e ao cálculo da armadura seguindo-se os passos descritos na secção 2.6.1.1.

No que diz respeito à verificação da segurança das paredes dos muros de suporte, retiraram-se do modelo de cálculo automático os momentos actuantes na estrutura e adoptaram-se armaduras cujos momentos resistentes eram superiores a estes.

Para tal, utilizou-se para consulta o Quadro XVIII:

*Quadro XVIII - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de 0.30(m) e recobrimento de 0.005(m).*

Armadura	$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m
$\phi 8$ //0.250	2.01	0.242	0.018	0.018	21.0
$\phi 8$ //0.200	2.51	0.242	0.023	0.022	26.1
$\phi 8$ //0.175	2.87	0.242	0.026	0.025	29.8
$\phi 10$ //0.250	3.14	0.240	0.028	0.028	32.3
$\phi 8$ //0.150	3.35	0.242	0.030	0.030	34.7
$\phi 10$ //0.200	3.93	0.240	0.036	0.035	40.2
$\phi 8$ //0.125	4.02	0.242	0.036	0.035	41.5
$\phi 10$ //0.175	4.49	0.240	0.041	0.040	45.9
$\phi 12$ //0.250	4.52	0.238	0.041	0.040	45.8
$\phi 8$ //0.100	5.03	0.242	0.045	0.044	51.7
$\phi 10$ //0.150	5.24	0.240	0.047	0.046	53.3
$\phi 12$ //0.200	5.65	0.238	0.052	0.050	57.0
$\phi 10$ //0.125	6.28	0.240	0.057	0.055	63.6
$\phi 12$ //0.175	6.46	0.238	0.059	0.057	64.8
$\phi 8$ //0.075	6.70	0.242	0.060	0.058	68.3
$\phi 12$ //0.150	7.54	0.238	0.069	0.066	75.3
$\phi 10$ //0.100	7.85	0.240	0.071	0.069	79.0
$\phi 16$ //0.250	8.04	0.234	0.075	0.072	78.7
$\phi 12$ //0.125	9.05	0.238	0.083	0.079	89.6

$\phi 16$	//0.200	10.05	0.234	0.093	0.089	<b>97.4</b>
$\phi 10$	//0.075	10.47	0.240	0.095	0.090	<b>103.9</b>
$\phi 12$	//0.100	11.31	0.238	0.103	0.098	<b>110.8</b>
$\phi 16$	//0.175	11.49	0.234	0.107	0.101	<b>110.5</b>
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.234	0.187	0.169	<b>184.9</b>
$\phi 16$	//0.150	13.40	0.234	0.125	0.117	<b>127.6</b>
$\phi 12$	//0.075	15.08	0.238	0.138	0.128	<b>145.0</b>
$\phi 20$	//0.200	15.71	0.230	0.148	0.137	<b>145.1</b>
$\phi 16$	//0.125	16.08	0.234	0.149	0.138	<b>151.1</b>
$\phi 20$	//0.175	17.95	0.230	0.170	0.155	<b>163.9</b>
$\phi 25$	//0.250	19.63	0.225	0.190	0.171	<b>173.4</b>
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.234	0.187	0.169	<b>184.9</b>
$\phi 20$	//0.150	20.94	0.230	0.198	0.178	<b>188.1</b>
$\phi 25$	//0.200	24.54	0.225	0.237	0.208	<b>210.8</b>
$\phi 20$	//0.125	25.13	0.230	0.238	0.209	<b>220.6</b>
$\phi 16$	//0.075	26.81	0.234	0.249	0.217	<b>237.8</b>
$\phi 25$	//0.175	28.05	0.225	0.271	0.233	<b>236.2</b>
$\phi 20$	//0.100	31.42	0.230	0.297	0.252	<b>266.2</b>
$\phi 32$	//0.250	32.17	0.218	0.321	0.268	<b>254.6</b>
$\phi 25$	//0.150	32.72	0.225	0.316	0.265	<b>268.1</b>
$\phi 25$	//0.125	39.27	0.225	0.379	0.305	<b>309.2</b>
$\phi 32$	//0.200	40.21	0.218	0.401	0.318	<b>302.6</b>
$\phi 20$	//0.075	41.89	0.230	0.396	0.315	<b>333.6</b>
$\phi 32$	//0.175	45.96	0.218	0.458	0.350	<b>333.0</b>
$\phi 25$	//0.100	49.09	0.225	0.474	0.359	<b>363.1</b>

#### 2.7.1.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE EQUILÍBRIO

Como já foi referido na secção referente ao estudo das sapatas, faz sentido realizar esta verificação aos muros de suporte, mas como estes estão ligados à estrutura, quer por intermédio de ligação às lajes dos pisos, quer por intermédio de sapatas comuns a pilares da estrutura, decidiu-se desprezar esta verificação.

## 2.7.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 2.7.2.1. ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS

O presente Estado Limite foi analisado tendo em conta a teoria, já anteriormente descrita, referente às lajes presente na secção 2.3.2.2.

Como tal, a verificação ao presente Estado Limite é, mais uma vez, efectuada através da adopção de uma armadura mínima. Esta última resolve o problema de fendilhação que ocorre nos muros de suporte, causado pelo facto de a sapata (betonada anteriormente) constituir um impedimento ao livre encurtamento do muro por efeito de retracção e temperatura.

A armadura mínima é então, calcula através da expressão (2.3.33), presente na secção 2.3.2.2, sendo que o valor de  $k_c$  é neste caso, igual a 1.0 (efeito de tracção).

#### 2.7.2.1.1 EXEMPLO DE CÁLCULO

De seguida, exemplifica-se o procedimento de cálculo da armadura mínima, relativa à verificação do estado limite de abertura de fendas dos muros de suporte em estudo.

Sabendo que:

- $f_{ct,ef}=2.9$  (MPa);
- $f_{yk}= 500$  (MPa);
- $e= 0.30$  (m) (espessura do muro);
- $k= 1.0$ , já que  $h \leq 0.30$  (m);
- $k_c= 1.0$  (efeito de tracção).

$$\begin{aligned} A_{s,min/face} &= k_c \times k \times A_{ct} \times \frac{f_{ct,ef}}{\sigma_s} = 1.0 \times 1.0 \times \frac{e}{2} \times \frac{f_{ct,ef}}{f_{yk}} = \\ &= 1.0 \times 1.0 \times \frac{0.30}{2} \times \frac{2.9}{500} = 0.0010875 (\text{m}^2 / \text{m}) = 10.875 (\text{cm}^2 / \text{m}) \end{aligned} \quad (2.6.50)$$

Perante este valor, adoptou-se uma armadura longitudinal por face de  $\phi 12//0.10$  que perfaz uma área de armadura de  $11.31 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ . Fica assim, verificada a segurança à abertura de fendas.

### 2.7.3. RESULTADOS OBTIDOS

Seguidamente, apresentam-se os resultados obtidos para as verificações realizadas, divididas por fundações (Quadro XIX) e por paredes (Quadro XX) dos muros de suporte.

- FUNDAÇÕES:

*Quadro XIX - Armadura longitudinal e transversal das fundações dos muros de suporte*

MURO	ARMADURA LONGITUDINAL		ARMADURA TRANSVERSAL	
	INF	SUP	INF	SUP
<b>MS1</b>	Φ16//0.10	Φ12//0.20	14Φ12	8Φ12
<b>MS2</b>	Φ16//0.10	Φ12//0.20	14Φ12	8Φ12

- PAREDES

*Quadro XX - Armadura longitudinal e transversal das paredes dos muros de suporte*

MURO	ARMADURA LONGITUDINAL		ARMADURA TRANSVERSAL	
	FACE 1	FACE 2	FACE 1	FACE 2
<b>MS1</b>	Φ12//0.10	Φ12//0.10	Φ16//0.10	Φ12//0.10
<b>MS2</b>	Φ12//0.10	Φ12//0.10	Φ16//0.10	Φ12//0.10

No que diz respeito às paredes, há que salientar que a face 1, considerou-se como sendo a face do muro em contacto com o solo e a face 2, como sendo a que dá para o interior da estrutura.

## 2.8. DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS

As escadas do presente projecto, foram dimensionadas de acordo com os resultados obtidos dos modelos efectuados em “SAP2000”, demonstrados nas Fig. 34 e Fig. 35.

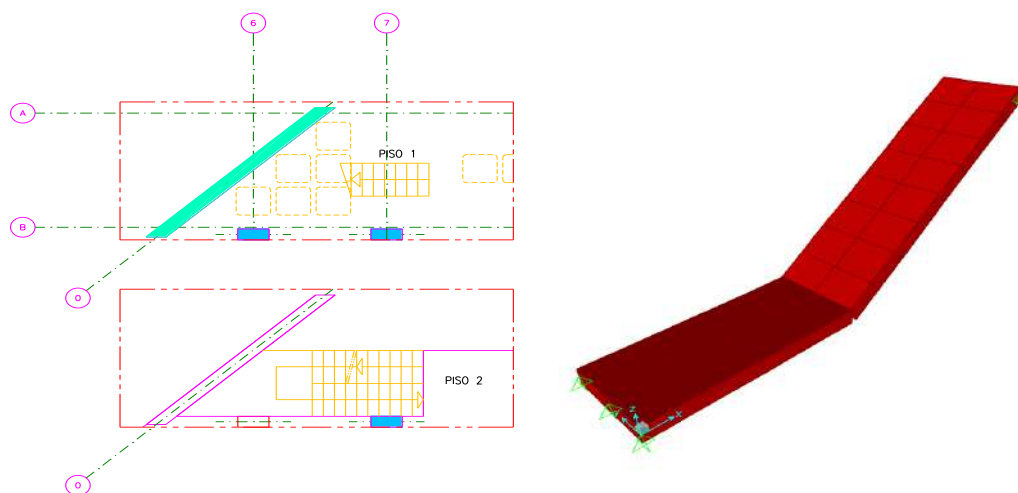


Fig. 34 - Planta e respectivo modelo de cálculo da escada tipo "E1"

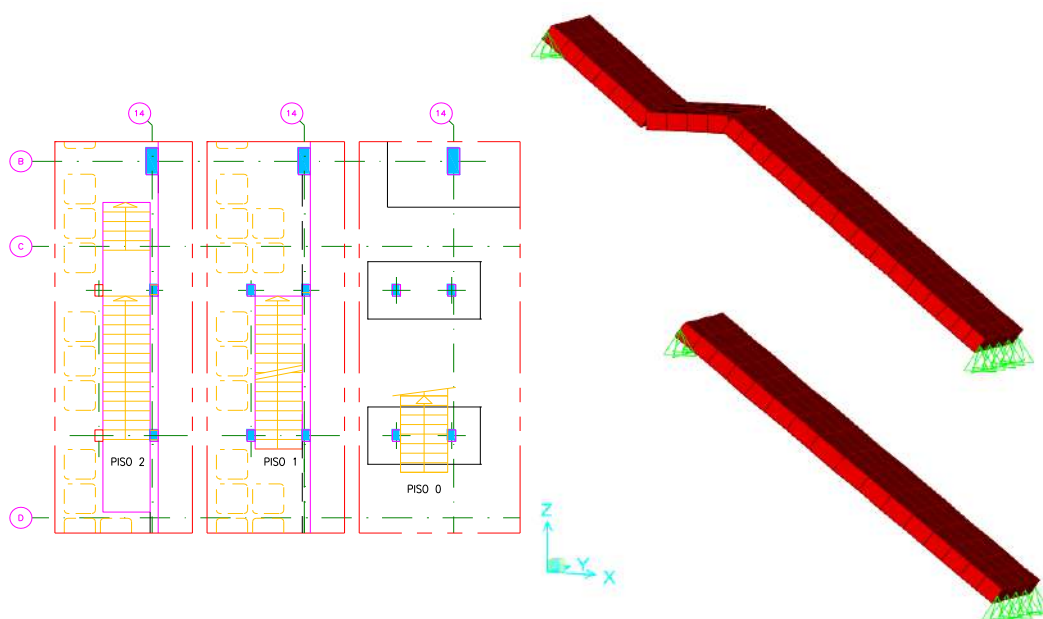


Fig. 35 - Planta e respectivo modelo de cálculo da escada tipo "E2"

A escada tipo “E1”, é caracterizada por dois lanços de 0.18 (m) de espessura que perfazem a ligação entre o piso 1 e o piso 2.

Como os vãos da presente escada são muito semelhantes, optou-se por fazer o modelo de cálculo para apenas um deles (Fig. 34) tendo sido os valores deste, extrapolados para o vão não representado.

Já as escadas tipo “E2”, são caracterizadas, novamente, por 2 lanços de 0.25 (m) de espessura que perfazem a ligação entre os pisos 0, 1 e 2.

### 2.8.1. CARGAS CONSIDERADAS

Para o cálculo da armadura, foram então, adicionadas as seguintes cargas verticais, aos modelos:

ESCADA TIPO “E1”:

- Revestimento=1.5 (KN/m<sup>2</sup>);
- Sobrecarga=3.0 (KN/m<sup>2</sup>);
- Peso dos degraus= $\frac{a}{2} \times 25 = \frac{0.186}{2} \times 25 = 2.33$  (KN / m<sup>2</sup>)

ESCADA TIPO “E2”:

- Revestimento=1.5 (KN/m<sup>2</sup>);
- Sobrecarga=3.0 (KN/m<sup>2</sup>);
- Peso dos degraus= $\frac{a}{2} \times 25 = \frac{0.195}{2} \times 25 = 2.44$  (KN / m<sup>2</sup>)

em que:

- a= espelho do degrau.

Obtiveram-se então, os valores das armaduras através dos momentos de cálculo fornecidos pelos modelos e pelas suas correspondentes armaduras dadas pelo Quadro XXI e Quadro XX.

Quadro XXI - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de 0.18(m) e recobrimento de 0.0035(m).

Armadura		$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m
$\phi 8$	//0.250	2.01	0.137	0.032	0.031	11.8
$\phi 8$	//0.200	2.51	0.137	0.040	0.039	14.7
$\phi 8$	//0.175	2.87	0.137	0.046	0.045	16.7
$\phi 10$	//0.250	3.14	0.135	0.051	0.049	18.0
$\phi 8$	//0.150	3.35	0.137	0.053	0.052	19.4
$\phi 10$	//0.200	3.93	0.135	0.063	0.061	22.3
$\phi 8$	//0.125	4.02	0.137	0.064	0.062	23.2
$\phi 10$	//0.175	4.49	0.135	0.072	0.070	25.4
$\phi 12$	//0.250	4.52	0.133	0.074	0.071	25.2
$\phi 8$	//0.100	5.03	0.137	0.080	0.076	28.7
$\phi 10$	//0.150	5.24	0.135	0.084	0.081	29.4
$\phi 12$	//0.200	5.65	0.133	0.092	0.088	31.1
$\phi 10$	//0.125	6.28	0.135	0.101	0.096	35.0
$\phi 12$	//0.175	6.46	0.133	0.106	0.100	35.3
$\phi 8$	//0.075	6.70	0.137	0.106	0.101	37.7
$\phi 12$	//0.150	7.54	0.133	0.123	0.115	40.8
$\phi 10$	//0.100	7.85	0.135	0.126	0.118	43.1
$\phi 16$	//0.250	8.04	0.129	0.136	0.126	42.0
$\phi 12$	//0.125	9.05	0.133	0.148	0.137	48.3
$\phi 16$	//0.200	10.05	0.129	0.169	0.155	51.5
$\phi 10$	//0.075	10.47	0.135	0.169	0.154	56.1
$\phi 12$	//0.100	11.31	0.133	0.185	0.167	59.2
$\phi 16$	//0.175	11.49	0.129	0.194	0.174	58.0
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.129	0.339	0.280	93.1
$\phi 16$	//0.150	13.40	0.129	0.226	0.200	66.5
$\phi 12$	//0.075	15.08	0.133	0.246	0.215	76.2
$\phi 20$	//0.200	15.71	0.125	0.273	0.235	73.4
$\phi 16$	//0.125	16.08	0.129	0.271	0.233	77.6
$\phi 20$	//0.175	17.95	0.125	0.312	0.262	81.9
$\phi 25$	//0.250	19.63	0.120	0.356	0.291	83.7
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.129	0.339	0.280	93.1
$\phi 20$	//0.150	20.94	0.125	0.364	0.296	92.5
$\phi 25$	//0.200	24.54	0.120	0.445	0.343	98.8
$\phi 20$	//0.125	25.13	0.125	0.437	0.339	105.9
$\phi 16$	//0.075	26.81	0.129	0.452	0.347	115.4



Quadro XXII - Tabela de Armadura/Momentos para elementos de espessura de 0.25 (m) e recobrimento de 0.0035(m)

Armadura		$A_s$ cm <sup>2</sup> /m	d m	$\omega$	$\mu$	$M_{Rd}$ kNm/m
$\phi 8$	//0.250	2.01	0.207	0.021	0.021	17.9
$\phi 8$	//0.200	2.51	0.207	0.026	0.026	22.3
$\phi 8$	//0.175	2.87	0.207	0.030	0.030	25.5
$\phi 10$	//0.250	3.14	0.205	0.033	0.033	27.5
$\phi 8$	//0.150	3.35	0.207	0.035	0.035	29.6
$\phi 10$	//0.200	3.93	0.205	0.042	0.041	34.3
$\phi 8$	//0.125	4.02	0.207	0.042	0.041	35.4
$\phi 10$	//0.175	4.49	0.205	0.048	0.046	39.0
$\phi 12$	//0.250	4.52	0.203	0.048	0.047	38.9
$\phi 8$	//0.100	5.03	0.207	0.053	0.051	44.0
$\phi 10$	//0.150	5.24	0.205	0.056	0.054	45.3
$\phi 12$	//0.200	5.65	0.203	0.061	0.059	48.4
$\phi 10$	//0.125	6.28	0.205	0.067	0.064	54.1
$\phi 12$	//0.175	6.46	0.203	0.069	0.067	55.0
$\phi 8$	//0.075	6.70	0.207	0.070	0.068	58.1
$\phi 12$	//0.150	7.54	0.203	0.081	0.077	63.8
$\phi 10$	//0.100	7.85	0.205	0.083	0.080	67.0
$\phi 16$	//0.250	8.04	0.199	0.088	0.084	66.4
$\phi 12$	//0.125	9.05	0.203	0.097	0.092	75.9
$\phi 16$	//0.200	10.05	0.199	0.110	0.104	82.1
$\phi 10$	//0.075	10.47	0.205	0.111	0.105	88.0
$\phi 12$	//0.100	11.31	0.203	0.121	0.114	93.6
$\phi 16$	//0.175	11.49	0.199	0.126	0.117	93.0
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.199	0.220	0.195	154.3
$\phi 16$	//0.150	13.40	0.199	0.146	0.135	107.2
$\phi 12$	//0.075	15.08	0.203	0.161	0.148	122.0
$\phi 20$	//0.200	15.71	0.195	0.175	0.159	121.2
$\phi 16$	//0.125	16.08	0.199	0.176	0.160	126.6
$\phi 20$	//0.175	17.95	0.195	0.200	0.180	136.5
$\phi 25$	//0.250	19.63	0.190	0.225	0.199	143.5
$\phi 16$	//0.100	20.11	0.199	0.220	0.195	154.3
$\phi 20$	//0.150	20.94	0.195	0.233	0.205	156.3
$\phi 25$	//0.200	24.54	0.190	0.281	0.240	173.5
$\phi 20$	//0.125	25.13	0.195	0.280	0.240	182.4
$\phi 16$	//0.075	26.81	0.199	0.293	0.249	197.0
$\phi 25$	//0.175	28.05	0.190	0.321	0.268	193.5
$\phi 20$	//0.100	31.42	0.195	0.350	0.287	218.4

<b>φ32</b>	<b>//0.250</b>	32.17	0.183	0.382	0.307	<b>205.7</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.150</b>	32.72	0.190	0.374	0.302	<b>218.3</b>
<b>φ25</b>	<b>//0.125</b>	39.27	0.190	0.449	0.346	<b>249.5</b>
<b>φ32</b>	<b>//0.200</b>	40.21	0.183	0.478	0.360	<b>241.4</b>
<b>φ20</b>	<b>//0.075</b>	41.89	0.195	0.467	0.355	<b>269.9</b>

## 2.8.2. RESULTADOS OBTIDOS

Através dos esforços actuantes obtidos do modelo de cálculo, e das tabelas acima representadas, acharam-se as áreas de armadura necessárias para os dois tipos de escadas em análise:

*Quadro XXIII - Armadura transversal e longitudinal das escadas do tipo "E1" e "E2".*

ESCADAS	ARMADURA LONGITUDINAL		ARMADURA TRANSVERSAL	
	INF	SUP	INF	SUP
<b>E1</b>	Φ12//0.20	Φ8//0.20	Φ8//0.20	Φ8//0.20
<b>E2.1</b>	Φ16//0.20	Φ10//0.20	Φ8//0.20	Φ8//0.20
<b>E2.2</b>	Φ16//0.15	Φ10//0.20	Φ8//0.20	Φ8//0.20

# 3

## CONCLUSÃO

Em primeiro lugar, pode-se concluir que o principal objectivo do trabalho foi cumprido. Conseguiu-se percorrer as principais fases pelo qual passa o dimensionamento de um projecto de estruturas, tendo como produto final o dimensionamento de uma solução estrutural funcional e sem alterações significativas ao projecto de arquitectura.

Na análise da presente estrutura houve, no entanto, a necessidade de alterar alguns métodos de cálculo inicialmente considerados, como é o caso da análise sísmica, preconizada no EC8

Inicialmente, optou-se por considerar a presente estrutura como sendo de classe de ductilidade baixa (DCL), dimensionando a estrutura em termos de resistência em detrimento da ductilidade, considerando um coeficiente de comportamento de 1.5, seguindo portanto, o EC2 adoptando certos critérios preconizados no EC8,

Optou-se à partida, por considerar a estrutura como sendo de DCL, pois é conhecida a existência de algumas lacunas no EC8 relativas à ausência de prescrições específicas para estruturas com lajes fungiformes.

No entanto, após a modulação da estrutura no programa SAP2000 e a inserção dos espectros de resposta, preconizados no EC8 para coeficientes de comportamento de 1.5, verificou-se que de uma forma geral, para vigas pilares e lajes para a combinação sísmica, não se conseguia garantir a segurança aos Estados Limites Últimos de flexão e de esforço transversal.

Tendo este facto em mente, optou-se por repensar os pressupostos inicialmente delineados e utilizar os conceitos definidos no RSA para a análise sísmica. Utilizaram-se portanto, os espectros de cálculo preconizados neste regulamento, adoptando-se um coeficiente de comportamento igual a 2.5.

Concluiu-se então que, para a acção sísmica utilizando os pressupostos do EC8 relativamente ao RSA, obtêm-se soluções de armaduras bem mais exigentes para este tipo de estruturas, em

particular nos elementos verticais. Este fenómeno explica-se devido à consideração de espectros de cálculo mais severos por parte do EC8 em relação ao RSA, em estruturas constituídas por lajes fungiformes.

De uma forma geral, também por causa deste constrangimento, pode-se concluir que o presente trabalho foi extremamente enriquecedor na medida em que permitiu uma aprendizagem “da actividade de projecto”, que de outra forma não seria possível. Permitiu principalmente, errar e corrigir e com isso a aquisição de noções valiosas que sem “praticar o projecto” dificilmente se conseguia obter.

# 4

## BIBLIOGRAFIA

- , LIMA, J., Monteiro, V., & Mun, M. (1999). *"Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão (REBAP - 83)"*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- CAMARA, N. (2011). *"Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 1 - Introdução ao comportamento de estruturas de betão armado"*. IST.
- Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. (1983). *"Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)"*. Porto Editora.
- Decreto-Lei nº 349-C//83, de 30 de Junho. (1983). *"Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)"*. Porto Editora.
- FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa, SA. (2013). *MOLDES DE COFRAGEM*. Obtido em 2013, de FERCA: <http://www.ferca.pt/pt/produto/moldes-fg/moldes-fg900>
- Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão I*. (2012). Lisboa : Instituto Superior Técnico.
- GORGULHO, A. S. (s.d.). *"Betão Estrutural II - (folhas da disciplina)"*. ISEL.
- LÚCIO, V. (2006). *"Estruturas de Betão Armado I: 9-Estado Limite de Fendilhação"*. FCT.
- LÚCIO, V. (2006). *"Estruturas de Betão Armado II: 11-Lajes Fungiformes"*. FCT.
- MARCHÃO, C., & APPLETON, J. (s.d.). *"Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 2 - Lajes de Betão Armado"*. IST.
- MARCHÃO, C., & APPLETON, J. (s.d.). *"Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 5 - Verificação do comportamento em Serviço (Estados Limites de Utilização-SLS)"*. IST.
- MARCHÃO, C., APPLETON, J., & CAMARA, N. (s.d.). *"Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 3 - Fundações de Edifícios"*. IST.
- MARTINS, J. G. (2009). *"Estruturas - Lajes Fungiformes"*.

MARTINS, J. G., & AGUIAR, M. A. (2005). *"Estruturas - Contenção Lateral dos Solos"*.

NP EN 1990. (2009). *"Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas"*. Bruxelas: CEN.

NP EN 1991-1-1. (2009). *"Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios"*. Bruxelas: CEN.

NP EN 1992-1-1. (2010). *"Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios"*. Bruxelas: CEN.