



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# Projeto de Estabilidade de um Edifício

**Daniela Alexandra Ribeiro Lopes**

Trabalho de Projeto para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

**Covilhã, outubro de 2015**



# Dedicatória

Quero dedicar este trabalho às pessoas mais importantes da minha vida: os meus queridos pais, Abel e Manuela; aos melhores irmãos do mundo, Marina, Abel e Dorisa; e ao mais recente membro da família, o meu pequeno grande amor, o meu sobrinho Bernardo.



## Resumo

O presente trabalho refere-se à realização de um projeto de estruturas e fundações de um edifício destinado a serviços, sendo apresentadas as diferentes fases do projeto; desde a sua conceção inicial até à fase de dimensionamento. Assim sendo, são percorridas ao longo do processo as fases de conceção estrutural, pré-dimensionamento e dimensionamento.

Foi elaborado um modelo da estrutura num programa de cálculo espacial de estruturas tridimensionais: Tricalc 7.5 da ARKETC. No entanto também foram utilizados métodos tradicionais ao longo do processo, tais como, o pré-dimensionamento.

Os Critérios Gerais de Dimensionamento considerados foram feitos com base na regulamentação em vigor em Portugal: RSA, REBAP e Eurocódigos.

É de salientar que a constante troca de ideias e conhecimentos entre colegas e, claro, com o meu orientador de trabalho foram fundamentais para o desenrolar deste trabalho.

A parte essencial deste projeto são, sem dúvida, as peças desenhadas, tentando atingir-se um nível de detalhe e simplicidade que permita uma interpretação clara do projeto.

## Palavras-chave

Projeto de Estruturas, Tricalc, Dimensionamento, Regulamentação, Betão Armado e Pré-dimensionamento.



# Abstract

This work is based on the design of structures and foundations project of a service building, and included the different phases of the project; design and structural analysis. Thus, the structural design solution, pre-design, and design phases are covered through the process.

A model of the structure was designed in a software program of three-dimensional structures: Tricalc 7.5. However traditional methods were also used throughout the process, such as the pre-design.

The universal dimensional criteria considered were based on current regulation in Portugal: RSA, REBAP and Euro codes.

Is important to say that the constant exchange of ideas and knowledge between colleagues and, of course, my master's dissertation supervisor was very important to develop this work.

An essential part of this project are the drawings, in which tried to reach a level of detail and simplicity that allows a clearly interpretation of them.

# Keywords

Structures Project, Tricalc, Scaling, Regulation, Reinforced Concrete, Preliminary Design.



# Índice

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 BASES ARQUITETÓNICAS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO	2
<b>2. SOLUÇÃO ESTRUTURAL</b>	<b>3</b>
<b>3. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO</b>	<b>5</b>
3.1. AÇÕES	5
3.1.1. AÇÕES PERMANENTES	5
3.1.2. AÇÕES VARIÁVEIS	6
3.1.3. AÇÃO SÍSMICA	8
3.2. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	8
3.3. MATERIAIS e RECOBRIMENTO	10
3.4. DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS	11
3.4.1. CÁLCULO DA LAJE DE ESCADAS: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1	11
<b>4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO</b>	<b>18</b>
4.1. LAJES	18
4.2. VIGAS	18
4.3. PILARES	19
4.4. SAPATAS	19
<b>5. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA</b>	<b>20</b>
<b>6. CONCLUSÕES</b>	<b>22</b>
<b>7. BIBLIOGRAFIA</b>	<b>23</b>



# Lista de Figuras

<i>Figura 1: Planta de cobertura.</i>	4
<i>Figura 2: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1.</i>	11
<i>Figura 3: Modelo de cálculo.</i>	11
<i>Figura 4: Diagrama de esforço de momentos [kN.m].</i>	12
<i>Figura 5: Diagrama de esforço transversal [kN].</i>	13
<i>Figura 6: Pormenor das lajes de escadas: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1.</i>	15
<i>Figura 8: Imagem tridimensional do edifício - Tricalc.</i>	21



## Lista de Tabelas

<i>Tabela 1: Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 1.</i>	_____	15
<i>Tabela 2: Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 2.</i>	_____	16
<i>Tabela 3: Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 3.</i>	_____	17



# Lista de Acrónimos

## Letras Maiúsculas Latinas

EC	Eurocódigo
ELU	Estados Limites Últimos
ELS	Estados Limites de Serviço
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes
Sk	Valor característico da ação da neve
S	Carga da neve
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade secante do betão
$E_s$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
Psd1	Cargas atuantes 1
Psd2	Cargas atuantes 2
Msd	Valor de cálculo momento fletor atuante
Vsd	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$A_s$	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,dist}$	Área da armadura de distribuição
$A_{s,d}$	Área da armadura de distribuição
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
$A_{apoio}$	Área de armadura de bordo simplesmente apoiada
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$A_s$	Área da secção de uma armadura para betão armado
LE	Laje de escadas
P0	Piso 0
P1	Piso 1
P2	Piso 2
P3	Piso 3
C	Cave
RC	Rés-do-chão
E.L.U.	Estados Limites Últimos
E.L.S.	Estados Limites de Serviço

## Letras Minúsculas Latinas

$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do betão armado
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
pp	Peso próprio
p	Peso
cp	Cargas permanentes
sc	Cargas variáveis
b	Largura total de uma secção transversal
$b_w$	Largura da alma da viga em T
d	Altura útil de uma secção transversal

## Letras Minúsculas Gregas

$\rho$	Taxa de armadura de esforço transversal
$\Psi_i$	Coefficientes de redução
$\Psi_1 \times Q_k$	Valor frequente da ação variável $Q_k$ para os ELS
$\Psi_2 \times Q_k$	Valor quase permanente da ação variável $Q_k$ para os ELS
$\gamma$	Peso volúmico
$\nu$	Coefficiente de poisson



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 BASES ARQUITETÓNICAS

O presente trabalho é referente à elaboração de um projeto de estruturas de um edifício de utilização pública, Hotel Henriques, situado em Belmonte.

Tendo por base o projeto de arquitetura, o objetivo do trabalho consiste em criar uma solução estrutural que garanta a estabilidade da estrutura em relação às ações que sobre ele atuam.

Com a elaboração deste projeto conseguiu-se aprofundar os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico, não só a nível de dimensionamento estrutural, mas também na utilização de ferramentas computacionais, entre elas, AUTOCAD, EXCEL, e o programa de cálculo TRICALC.

O edifício a construir tem forma de “L”, sendo um dos lados arredondados e com dimensões máximas de 28,40m x 34,10m. Tem 5 pisos de desenvolvimento em altura e um pequeno piso intermédio, entre o rés-do-chão e 1º piso, à cota 123, que funciona como acesso principal ao edifício. No desenvolvimento do Hotel temos a cave que se considerou o piso -1, o rés-do-chão como sendo o piso 0, visto que se considerou este piso a cota 0 do edifício, seguindo-se os pisos 1, 2 e 3 e por final a cobertura.

A cave, piso -1, é dividida em duas áreas, uma destina-se ao estacionamento de veículos ligeiros e outra aos balneários e arrumações. Tem 3 escadas de acesso ao piso superior (rés-do-chão), que se prolongam por todo o desenvolvimento em altura do Hotel, sendo uma delas junto ao estacionamento, outra ao lado do elevador e por fim uma que se localiza no meio das duas áreas. Este piso está maioritariamente enterrado levando a toda a volta um muro de cave. A cota a que se apresenta este piso é de -3,50m.

Segue-se o rés-do-chão, piso 0, que consideramos a nossa cota 0. Este piso também está consideravelmente dividido, sendo que uma parte se destina a quartos e a outra à zona de refeitório, sala de convívio e área de cozinha (frigoríficos, bancas de preparação das comidas, etc.). De salientar que este piso disfruta de uma varanda.

A uma cota de 1,23m teremos o chamado piso intermédio que funciona como acesso principal ao edifício, esta zona destina-se apenas à receção dos clientes ao Hotel.

O piso 1 situado a uma cota de 3,50m, sendo todo ele composto por quartos do Hotel, devidamente divididos e equipados.

Os restantes pisos, piso 2 e piso 3, são idênticos ao piso 1, apresentado cotas de, 6,50m e 9,50m respetivamente.

Finalizamos assim com a cobertura do edifício, que se situa a uma cota de 12,50m e está dividida em duas áreas, sendo uma parte a cobertura plana e outra inclinada, com duas águas.

## 1.2. ORGANIZAÇÃO

O presente trabalho está dividido em 10 capítulos, sendo esta divisão feita em prol de uma fácil compreensão do trabalho realizado.

O presente capítulo apresenta uma introdução daquilo que se pretende desenvolver nesta dissertação, sendo também feita uma pequena explicação da arquitetura do edifício.

No **capítulo 2** é exposta a solução estrutural do edifício, sendo que a arquitetura apresentada influencia a geometria estrutural.

O **capítulo 3** enuncia os critérios gerais de dimensionamento, subdividido em 4 partes: ações, combinação de ações, materiais e recobrimentos e por fim o dimensionamento das escadas. Os critérios utilizados na determinação das ações são detalhadamente explicados, bem como as razões porque algumas ações são ou não consideradas. De seguida são apresentadas as combinações de ações bem como os materiais e recobrimentos considerados. Por fim é minuciosamente descrito o processo de dimensionamento de um lance de escadas sem recurso a programas de cálculo automático, sendo apresentado também em tabelas todos os resultados referentes a todas as escadas do edifício.

O **capítulo 4** apresenta uma parte importante do trabalho, o pré-dimensionamento dos elementos estruturais; são aqui apresentadas as fórmulas utilizadas para efetuar o seu cálculo.

Concluído o capítulo 4, segue-se o **capítulo 5** descrevendo todo o processo de modelação do edifício num programa de cálculo tridimensional, Tricalc 7.5. Apresenta também todos os passos efetuados até se encontrar a solução final.

Por fim, no **capítulo 6** são apresentadas as principais conclusões deste estudo.

## 2.SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Para a execução estrutural do edifício foi fornecido o projeto de arquitetura que serviu de base para a distribuição dos elementos estruturais do edifício, de forma a conceber uma estrutura que garanta segurança quando solicitada pelas ações consideradas no seu dimensionamento. Portanto a escolha da localização e dimensão dos elementos estruturais foi condicionada pela arquitetura apresentada inicialmente.

A função do engenheiro é conceber uma solução que cumpra as exigências de arquitetura, segurança do edifício e um correto funcionamento do mesmo.

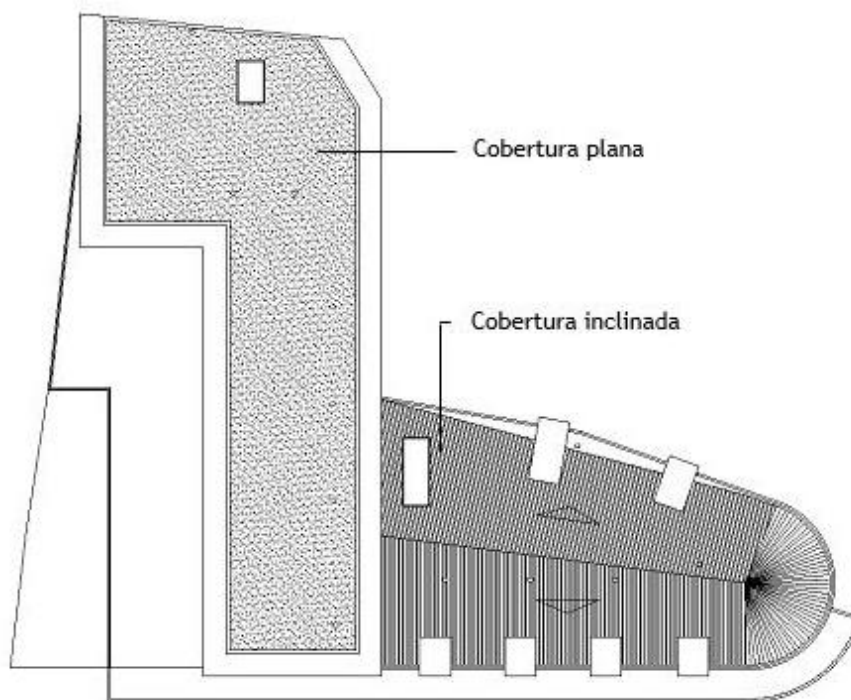
A malha de pilares foi bastante difícil de implementar, visto que os pilares são contínuos e sendo a arquitetura difere nos vários pisos. O seu posicionamento foi alterado várias vezes pois, quando se dava continuidade ao pilar este intersectava em locais não indicados a pilares.

Chegou-se então a uma solução final que atendesse a todos estes condicionalismos. Na generalidade foi conseguido manter a arquitetura original sem alterações relevantes.

A solução estrutural adotada consiste numa estrutura de betão armado, formada por lajes, fundações, vigas, pilares e muros de cave.

Nas lajes do edifício, temos uma solução mista, sendo usadas lajes fungiformes maciças e lajes vigadas, sempre com espessura constante de 0,20 m. As lajes são armadas nas duas direções e o vão máximo entre pilares é de 7,30 m.

Quanto à laje de cobertura, esta é dividida em 2 partes, sendo uma plana e outra com uma pequena inclinação. A cobertura plana é apoiada diretamente em pilares e vigas enquanto a cobertura inclinada é uma cobertura de telha com ripado de betão apoiado em muretes de alvenaria. Abaixo apresenta-se uma figura que ilustra a divisão entre as duas lajes de cobertura.



**Figura 1:** Planta de cobertura.

Ao nível das fundações, os pilares interiores descarregam em sapatas isoladas, exceto aqueles que apresentam sapatas contínuas. As sapatas são ligadas ao edifício através de vigas de fundação, os chamados lintéis, de modo a conferir uma estabilidade ao conjunto, absorver momentos provenientes dos elementos verticais e eventuais assentamentos. Estas apresentam diferentes dimensões e estão enterradas 0,50 m.

No piso -1, existe um muro de cave a toda a volta, exceto nos locais de acesso exterior, com espessura constante 0,25 m. Este muro é por assim dizer dividido em 2, o muro de cave 1, MC1, e o muro de cave 2, MC2. Os muros têm ambas sapatas com 0,30 m de altura.

Quanto as vigas e pilares variam a sua secção dependendo das necessidades de dimensionamento, não havendo uma linearidade entre pisos.

# 3. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

## 3.1. AÇÕES

Em qualquer análise estrutural é essencial uma boa aproximação de todas as ações atuantes às cargas reais para que os resultados obtidos sejam o mais próximo possível do comportamento real. A quantificação das ações foi feita com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e do EC1.

### 3.1.1. AÇÕES PERMANENTES

- Ações no piso 0, piso 1, piso 2 e piso 3:

**Revestimento** =  $1,5 \text{ kN/m}^2$

Considerou-se revestimentos usuais de pavimentos - tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje. Valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador;

**Paredes divisórias** =  $2,1 \text{ kN/m}^2 \times h \times 0,4 = 2,1 \text{ kN/m}^2 \times 2,7 \text{ m} \times 0,4 = 2,27 \text{ kN/m}^2$

Peso das paredes divisórias é de  $2,1 \text{ kN/m}^2$ , sendo que as paredes são simples, de 0,20m de espessura, com tijolo furado 30 cm x 20 cm x 11 cm, valores retirados de um ficheiro fornecido pelo orientador. As paredes divisórias têm um desenvolvimento em altura de 2,7 m.

**Paredes exteriores** =  $3,0 \text{ kN/m} \times h = 3,0 \text{ kN/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 8,1 \text{ kN/m}$

O peso das paredes exteriores é de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ , visto que são paredes duplas, de 0,40 m de espessura, com tijolo furado 30 cm x 20 cm x 11 cm + 30 cm x 20 cm x 15 cm, valores retirados de um ficheiro fornecido pelo orientador. As paredes divisórias têm um desenvolvimento em altura de 2,7 m.

- Ações no piso intermédio (cota 1,23m):

**Revestimento** =  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador;

Considerou-se revestimentos usuais de pavimentos - tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje. Valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador;

- **Ações na cobertura:**

Revestimento = 1,5 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador;

Na zona inclinada usou-se uma cobertura de telha com ripado de betão apoiado em muretes de alvenaria. Valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador.

Na zona plana considerou-se revestimentos de terraços, incluindo camada de forma em betão leve (até 8cm), telas impermeabilizantes e proteções. Valor obtido através de um ficheiro fornecido pelo orientador.

### 3.1.2. AÇÕES VARIÁVEIS

- **Ações no piso 1, piso intermédio, piso 2 e piso 3:**

Sobrecarga de utilização = 2 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido através do artigo 35º do RSA 35.1.1.a.

- **Ações no piso 0:**

Sobrecarga de utilização = 2 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido através do artigo 35º do RSA 35.1.1 a).

Ação da neve = 1,42 kN/m<sup>2</sup>

Neste piso teremos de acrescentar a ação da neve pois existe um espaço exterior, uma varanda.

Os valores característicos da carga da neve, são determinados por:

$$S_k = C_z * \left(1 + \left(\frac{H}{500}\right)^2\right)$$

Em que H é a altitude em metros do local e C<sub>z</sub> um coeficiente dependente da zona do terreno.

A zona do terreno é a zona Z1, sendo que o valor do coeficiente C<sub>z</sub> é de 0,30 kN/m<sup>2</sup> [EC-1-1-3, p.52]. A altitude é de aproximadamente 700 metros.

$$S_k = C_z \times \left(1 + \left(\frac{H}{500}\right)^2\right) = 0,30 \times \left(1 + \left(\frac{700}{500}\right)^2\right) = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

A carga da neve é dada pela seguinte expressão:

$$S = \mu_i \times S_k \text{ [EC-1-1-3, exp. 5.3]}$$

$$\mu_2 = 0,80 \times \frac{(60 - \alpha)}{30}$$

[Quadro 5.2 do EC-1-1-3]

Visto que a cobertura é plana o valor de  $\alpha = 0^\circ$ .

$$\mu_2 = 0,80 \times \frac{(60 - \alpha)}{30} = 0,80 \times \frac{(60 - 0)}{30} = 1,6$$

O valor da carga da neve é:

$$S = 1,6 \times 0,89 = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

- **Ações na cobertura plana:**

**Sobrecarga** = 1 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido através do artigo 34º do RSA 34.2. b).

**Neve** = 1,42 kN/m<sup>2</sup>, valor calculado anteriormente.

- **Ações na cobertura inclinada:**

**Sobrecarga** = 0,3 kN/m<sup>2</sup>, valor obtido através do artigo 34º do RSA 34.2. a).

**Neve** = 0,61 kN/m<sup>2</sup>

Os valores característicos da carga da neve, são determinados por:

$$S_k = C_z * \left( 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right)$$

Em que H é a altitude em metros do local e C<sub>z</sub> um coeficiente dependente da zona do terreno.

A zona do terreno é a zona Z1, sendo que o valor do coeficiente C<sub>z</sub> é de 0,30 kN/m<sup>2</sup> [EC-1-1-3, p.52]. A altitude é de aproximadamente 700 metros.

$$S_k = C_z \times \left( 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right) = 0,30 \times \left( 1 + \left( \frac{700}{500} \right)^2 \right) = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

A carga da neve é dada pela seguinte expressão:

$$S = \mu_i \times S_k \text{ [EC-1-1-3, exp. 5.3]}$$

$$\mu_2 = 0,80 \times \frac{(60 - \alpha)}{30}$$

[Quadro 5.2 do EC-1-1-3]

A inclinação da cobertura é de  $\alpha = 34^\circ$ .

$$\mu_2 = 0,80 \times \frac{(60 - \alpha)}{30} = 0,80 \times \frac{(60 - 34)}{30} = 0,69$$

O valor da carga da neve é:

$$S = 0,69 \times 0,89 = 0,61 \text{ kN/m}^2$$

### 3.1.3.AÇÃO SÍSMICA

A quantificação da ação sísmica será feita através do programa de cálculo Tricalc 7.5 considerando-se os seguintes parâmetros para realizar o cálculo da mesma de acordo com o RSA:

- Zona sísmica B, pois o edifício situa-se na Covilhã;
- Natureza do terreno, Tipo I - solos coerentes;
- Coeficiente de amortecimento -  $\xi = 5\%$ .

### 3.2.COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os esforços para efeitos de dimensionamento em **Estados Limites Últimos (ELU)** são obtidos como base na combinação fundamental, definida no RSA pela seguinte expressão:

$$E_d = \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j, igual a 1,35;

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j;

$\gamma_{Q,i}$  - Coeficiente parcial relativo à ação variável i, igual a 1,5;

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j;

$Q_{k,i}$  - Valor característico da ação variável i;

$\Psi_{0,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor da combinação de uma ação variável.

No caso de a ação variável de base ser a **ação sísmica**:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q + S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_{Gik}$  - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  - Esforço resultante de uma ação variável considerada distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_q$  - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\Psi_{2j}$  - Coeficiente  $\Psi$  corresponde à ação variável de ordem j.

Os esforços para efeitos de dimensionamento em relação aos **Estados Limites de Utilização ou de Serviço** (ELS) são obtidos através das seguintes expressões, definidas no RSA:

- Estados limites de muito curta duração (poucas horas no período de vida da estrutura) - Combinações raras (ou características):

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \times Q_{kj}$$

- Estados limites de curta duração (cerca de 5% do período de vida da estrutura) - Combinações frequentes:

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times Q_{kj}$$

- Estados limites de longa duração (cerca de metade do período de vida da estrutura) - Combinações quase permanentes:

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times Q_{kj}$$

**Valores recomendados para os coeficientes  $\Psi$  para edifícios, retirados do EC0 quadro**

**A1.1:**

- Sobrecarga Categoria A - Zonas de habitação:

$\psi_0=0,7$ ;  $\psi_1=0,5$ ;  $\psi_2=0,3$

- Ação da neve:

$\psi_0=0,5$ ;  $\psi_1=0,2$ ;  $\psi_2=0$

- Ação do vento:

$\psi_0=0,6$ ;  $\psi_1=0,2$ ;  $\psi_2=0$

### 3.3.MATERIAIS e RECOBRIMENTO

Utilizaram-se para a construção dos elementos estruturais um betão de classe C25/30 e um aço de classe A400NR.

O betão que se aplica deve satisfazer obrigatoriamente todas as exigências estabelecidas pela Norma NP ENV 206-01.

Relativamente às condições ambientais a que está sujeito, foi considerada uma classe de exposição XC1 para todo o edifício exceto para as fundações sendo a classe de exposição usada XC2.

#### Principais características do betão C25/30:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  [Quadro 2.1 do EC2];
- $f_{ck,cubo} = 30 \text{ MPa}$  [Quadro 2.1 do EC2];
- $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$  [Quadro 2.1 do EC2];
- $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$  [Quadro 2.1 do EC2];
- $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$  [Quadro 2.1 do EC2];
- $\nu = 0,2$  [Art. 3.1.3 (4) do EC2];
- $\gamma_c = 1,5$  [Art. 2.4.2.4 (1)];
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$  [Art. 3.1.6 (3.15) do EC2].

#### Principais características do aço A400NR:

- $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ ;
- $\gamma_s = 1,15$  [Art. 2.4.2.4 (1)];
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ ;
- $E_s = 200 \text{ GPa}$  [Art. 3.2.7 (4) do EC2].

#### Recobrimento:

Para as fundações com uma classe de exposição, XC2:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm.}$$

Considerou-se para os lintéis de fundação e sapatas 5 cm de recobrimento e para os muros de cave 4 cm.

Para os restantes elementos estruturas, com uma classe de exposição, XC1:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm};$$

### 3.4.DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS

#### 3.4.1.CÁLCULO DA LAJE DE ESCADAS: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1

As LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1 apresentam as mesmas características, logo o desenho seguinte representa qualquer uma das duas lajes.

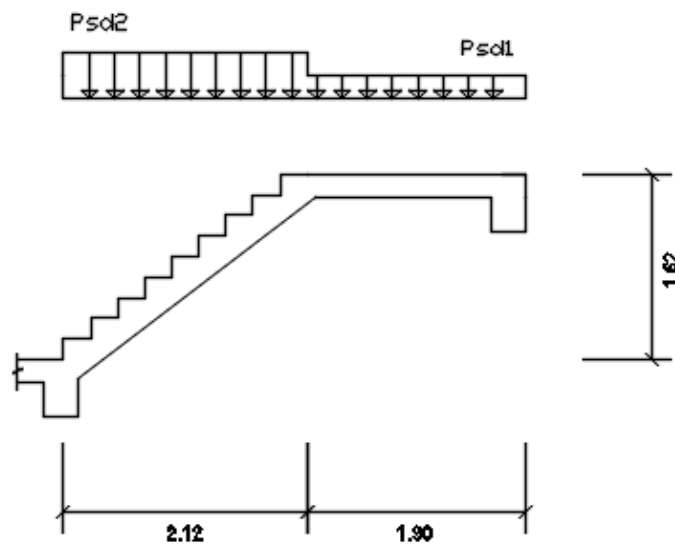


Figura 2: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1.

$$Psd1 = pp_{laje} + revestimento + sobrecarga$$

$$Psd2 = pp_{laje} + p_{degraus} + revestimento + sobrecarga$$

#### 3.4.1.1 MODELO DE CÁLCULO

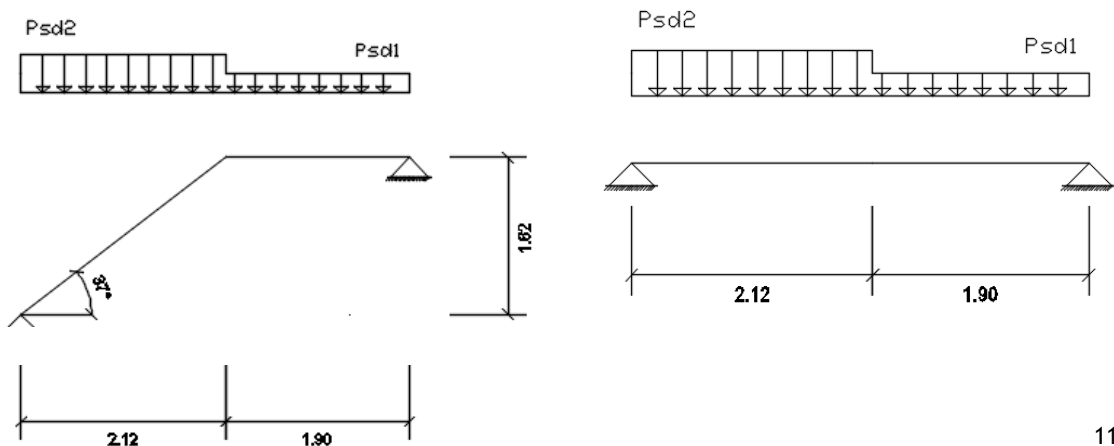


Figura 3: Modelo de cálculo.

### 3.4.1.2 CÁLCULO DAS AÇÕES

#### Cargas permanentes

- Peso próprio

$$pp_{laje} = \gamma_{bet\tilde{a}o} \times h = 25 \times 0.20 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{degraus} = \gamma_{bet\tilde{a}o} \frac{h_{degrau}}{2} = 25 \times \frac{0.18}{2} = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona dos degraus: } pp = \frac{pp_{laje}}{\cos \theta} + p_{degraus} = \frac{5}{\cos 37} + 2.25 = 8,51 \text{ kN/m}^2$$

- Revestimento = 1.5 kN/m<sup>2</sup>

#### Sobrecarga

- Sobrecarga de utilização = 2 kN/m<sup>2</sup>

### 3.4.1.3 AÇÕES SOLICITANTES DE DIMENSIONAMENTO

$$Psd1 = 1.35 \times cp + 1.5 \times sc = 1.35 \times (5 + 1.5) + 1.5 \times 2 = 11.78 \text{ kN/m}^2$$

$$Psd2 = 1.35 \times cp + 1.5 \times sc = 1.35 \times (8,51 + 1.5) + 1,5 \times 2 = 16.51 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.1.4 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

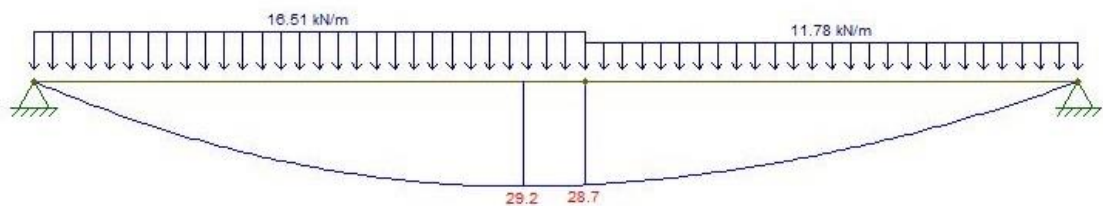


Figura 4: Diagrama de esforço de momentos [kN.m].

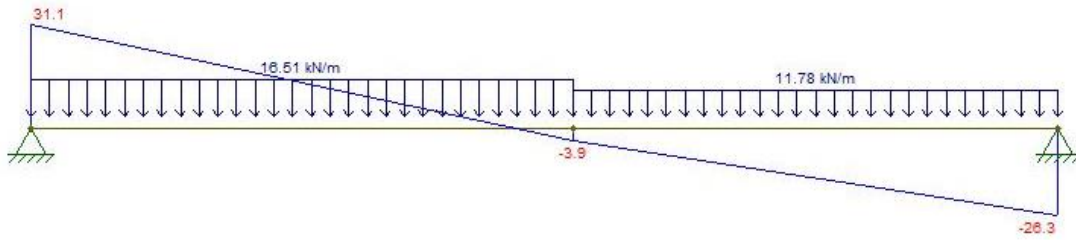


Figura 5: Diagrama de esforço transversal [kN].

### 3.4.1.5 CÁLCULO DAS ARMADURAS

#### Armadura principal

$$M_{sd} = 29.2 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 31.1 \text{ kN}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{29.2}{1 \times 0.104^2 \times 16.67 \times 10^3} = 0.162$$

$$\omega = \mu \times (\mu + 1) = 0.162 \times (0.162 + 1) = 0.188$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.188 \times 1 \times 0.104 \times \frac{16.67}{347.83} \times 10^4 = 9.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adota-se: Ø12//10 (11.31 cm<sup>2</sup>/m).

#### Armadura de distribuição

$$A_{s,d} = 0.20 \times A_{s,princ.} = 0.20 \times 9.38 = 1.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adota-se Ø8//20.

### Armadura mínima

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0.26 \times \frac{2.6}{400} \times 100 \times 10.4 = 1.76 \text{ cm}^2/m$$

### Armadura de bordo simplesmente apoiada

$$A_{s,apoiado} = \max\{A_{s,min}, 0.25 \times A_{s,v\grave{a}o}\} = \max\{1.76, 0.25 \times 9.38\} = \max\{1.76, 2.34\} = 2.34 \text{ cm}^2/m$$

Adota-se Ø8//20.

### 3.4.1.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO E.L.U. DE ESFORÇO TRANSVERSO

$$V_{sd} \leq V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_L \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq (0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}) b_w \times d$$

Como não existe esforço axial, ou seja esforço normal de compressão, usamos a fórmula seguinte:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d = \frac{0.18}{1.5} \times 2 \times (100 \times 0.0109 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 104 \times 10^{-3} = 75.11 \text{ kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{104}} = 2.39 \geq 2, \text{ adopta-se } k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{11.31 \times 10^{-4}}{1 \times 104} = 0.0109$$

$$V_{Rd,c} \geq 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d = 0.035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}} \times 1000 \times 104 \times 10^{-3} = 51.48 \text{ kN, OK.}$$

Dado que  $V_{sd,max} = 31.1 \text{ kN}$ , está verificada a segurança ao E.L.U. de esforço transverso.

### 3.4.1.7 PORMENOR DA LAJE DE ESCADA

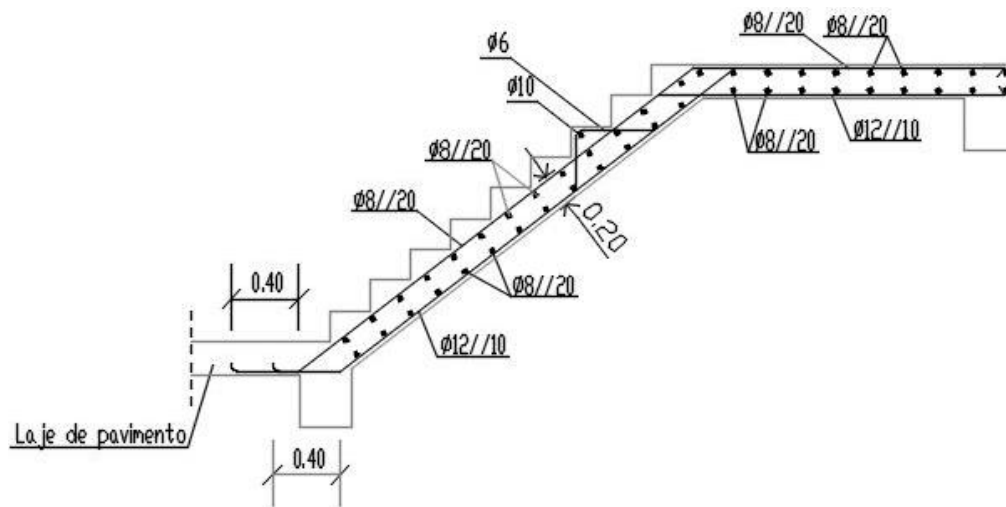


Figura 6: Pormenor das lajes de escadas: LE1.C.RC.1 E LE1.RC.P1.1.

### 3.4.1.8 RESULTADOS DAS RESTANTES LAJES DE ESCADAS

Tabela 1: Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 1.

ESCADA 1 (LE1)				
NOME LAJE PARÂMETROS	C.RC.1/RC.P1.1	C.RC.2/RC.P2.2	P1.P2.1/P2.P3.1	P1.P2.2/P2.P3.2
Psd1 [kN/m <sup>2</sup> ]	11.78	11.78	11.78	11.78
Psd2 [kN/m <sup>2</sup> ]	16.51	16.08	16.44	16.44
Msd,máx [kN.m]	29.2	39.2	32.6	43.4
Vsd,máx [kN]	31.1	31.6	32.8	35.7
$\mu$	0.162	0.217	0.181	0.241
$\omega$	0.188	0.265	0.214	0.299
As [cm <sup>2</sup> /m]	9.38	13.19	10.64	14.89
Adopta-se	Ø12//10	Ø16//15	Ø12//10	Ø16//10
Asl [cm <sup>2</sup> /m]	11.31	13.4	11.31	20.11
As,d [cm <sup>2</sup> /m]	1.88	2.64	2.13	2.99
Adopta-se	Ø8//20	Ø8//15	Ø8//20	Ø8//15
As,min [cm <sup>2</sup> /m]	1.76	1.76	1.76	1.76
As,apoio [cm <sup>2</sup> /m]	2.34	3.30	2.66	3.72
Adopta-se	Ø8//20	Ø8//15	Ø8//15	Ø8//10
Verificação da segurança ao E.L.U. de esforço transverso				
k	2	2	2	2
p1	0.0109	0.013	0.011	0.019

Cr <sub>d,c</sub> [kN]	0.12	0.12	0.12	0.12
V <sub>rd,c</sub> [kN]	75.05	79.42	75.05	90.93
V <sub>rd,c</sub> [kN] ≥ que	51.48	51.48	51.48	51.48
V <sub>rd,c</sub> ≥ V <sub>sd,máx</sub>	OK	OK	OK	OK

**Tabela 2:** Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 2.

ESCADA 2 (LE2)				
NOME LAJE PARÂMETROS	C.RC.1/P1.P2.1/ P2.P3.1	RC.P1.1	C.RC.2/RC.P1.2/ P1.P2.2/P2.P3.2	C.RC.3/RC.P1.3/ P1.P2.3/P2.P3.3
P <sub>sd1</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	27.98	27.98	11.78	27.78
P <sub>sd2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	16.72	16.58	16.72	16.51
M <sub>sd,máx</sub> [kN.m]	19.2	22.5	11.2	28.7
V <sub>sd,máx</sub> [kN]	32.8	35.5	17.1	39.9
μ	0.107	0.125	0.062	0.159
ω	0.118	0.141	0.066	0.185
As [cm <sup>2</sup> /m]	5.87	7.00	3.29	9.20
Adopta-se	Ø12//15	Ø12//15	Ø10//15	Ø12//10
As <sub>l</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	7.54	7.54	5.24	11.31
As <sub>d</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	1.17	1.40	0.66	1.84
Adopta-se	Ø8//20	Ø8//20	Ø6//15	Ø8//20
As <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	1.76	1.76	1.76	1.76
As <sub>apoio</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	1.76	1.76	1.76	2.30
Adopta-se	Ø8//20	Ø8//20	Ø6//15	Ø8//20
<b>Verificação da segurança ao E.L.U. de esforço transverso</b>				
k	2	2	2	2
p <sub>1</sub>	0.007	0.007	0.005	0.011
Cr <sub>d,c</sub> [kN]	0.12	0.12	0.12	0.12
V <sub>rd,c</sub> [kN]	65.56	65.56	58.08	75.05
V <sub>rd,c</sub> [kN] ≥ que	51.48	51.48	51.48	51.48
V <sub>rd,c</sub> ≥ V <sub>sd,máx</sub>	OK	OK	OK	OK

**Tabela 3:** Cálculo da Armadura das lajes correspondentes às Escadas 3.

ESCADA 3 (LE3)						
NOME LAJE PARÂMETROS	CAVE		RC	PI	P1.P2.1/ P2.P3.1	P1.P2.2/ P2.P3.2
	escadas 1	escadas 2				
Psd1 [kN/m <sup>2</sup> ]	11.78	11.78	...	...	11.78	36.78
Psd2 [kN/m <sup>2</sup> ]	15.06	16.08	16.50	16.31	16.33	16.58
Mmáx,sd [kN.m]	45.5		5.8	19.3	23.2	22
Vmáx,sd [kN]	37		13.9	25.1	27.5	40.2
μ	0.252		0.032	0.107	0.129	0.122
ω	0.316		0.033	0.119	0.145	0.137
As [cm <sup>2</sup> /m]	15.75		1.65	5.91	7.24	6.82
Adopta-se	Ø16//10		Ø8//20	Ø12//15	Ø12//15	Ø12//15
Asl [cm <sup>2</sup> /m]	20.11		2.51	7.54	7.54	7.54
As,d [cm <sup>2</sup> /m]	3.15		0.33	1.18	1.45	1.36
Adopta-se	Ø8//15		Ø6//20	Ø8//20	Ø8//20	Ø8//20
As,min [cm <sup>2</sup> /m]	1.76		1.76	1.76	1.76	1.76
As,apoio [cm <sup>2</sup> /m]	3.94		1.76	1.76	1.81	1.76
Adopta-se	Ø8//10		Ø8//20	Ø8//20	Ø8//20	Ø8//20
<b>Verificação da segurança ao E.L.U. de esforço transverso</b>						
k	2		2	2	2	2
p1	0.019		0.002	0.007	0.007	0.007
Crd,c [kN]	0.12		0.12	0.12	0.12	0.12
Vrd,c [kN]	90.93		54.23	65.56	65.56	65.56
Vrd,c[kN] ≥ que	51.48		67.11	51.48	51.48	51.48
Vrd,c ≥ Vsd,máx	OK		OK	OK	OK	OK

## 4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Uma vez estabelecida a solução estrutural é necessário proceder-se ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais, sendo introduzidos no programa para efetuar o primeiro cálculo. A seguir são apresentadas as fórmulas usadas no pré-dimensionamento.

### 4.1. LAJES

O valor da espessura da laje a adotar é condicionado pelo vão menor da mesma, sendo esse usado no cálculo do pré-dimensionamento da laje ( $l_{princ}$ ).

$$h = \frac{l_{princ}}{30}$$

Considerou-se uma espessura de 0,20 m para todas as lajes da estrutura, inclusive as lajes de escadas.

### 4.2. VIGAS

A altura da secção das vigas foi determinada através da seguinte fórmula:

$$h = \frac{l_0}{10 \text{ a } 12}$$

O valor de  $l_0$  (distância entre pontos de momentos nulos) é obtido da seguinte forma:

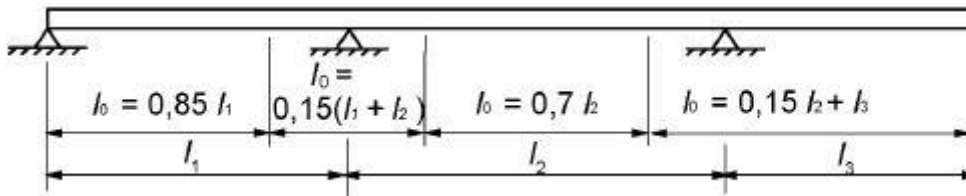


Figura 7: Distância entre pontos de momento nulo.

Foi calculado o pré-dimensionamento de cada uma das vigas e introduzida a secção no Tricalc, sendo que os vãos variavam de caso para caso.

### 4.3.PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares é muito delicado, visto que estes são os elementos que mais interferem no projeto de arquitetura, que se tenta respeitar ao máximo. São calculados através da seguinte regra empírica:

$$A_c \approx 10^{-4} \times N_{Ed}$$

O esforço axial,  $N_{Ed}$ , é expresso em kN, sendo que  $A_c$  é a área de betão necessário ao pilar.

Neste caso optou-se por dar secção de 30 x 30 a todos os pilares, sendo alteradas em conformidade com o programa de cálculo, tendo sempre em consideração o projeto inicial de arquitetura.

### 4.4.SAPATAS

O dimensionamento das sapatas foi realizado, automaticamente, pelo programa de cálculo usado, Tricalc. As fundações serão constituídas por sapatas isoladas e apenas uma contínua, de betão armado. As sapatas são ligadas ao edifício através de vigas de fundação, os chamados lintéis, de modo a conferir uma maior estabilidade ao conjunto, absorver momentos provenientes dos elementos verticais e eventuais assentamentos. Apenas foi necessário introduzir no programa a tensão admissível do solo, sendo esta 0,30 MPa.

## 5.MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

Na elaboração do modelo do edifício foi utilizado o programa de análise estrutural, denominado Tricalc 7.5. Este software permitiu obter o cálculo dos esforços nos diferentes elementos estruturais, depois de convenientemente modelada a estrutura. O modelo considerado foi global e tridimensional.

A elaboração do modelo de cálculo iniciou-se com a marcação de todos os pontos que definiam a estrutura que nos foi fornecida no programa de desenho AutoCAD; posteriormente, foram colocados estes pontos no Tricalc e uniu-se todos eles com barras, definindo assim geometricamente a estrutura a calcular.

De seguida foram definidas as secções de todas as barras (vigas e pilares), optando por assumir secções de 30 cm x 30 cm para todas as barras verticais (pilares) visto que foi realizado um pré-dimensionamento com resultados pouco vantajosos, pois o leque de secções era muito variado e dificultava a colocação das secções no Tricalc. As secções foram aumentando conforme o programa “pedia”. Em relação as barras horizontais (vigas) foram definidas através do pré-dimensionamento de vigas, aumento as secções conforme os resultados do programa.

Depois de todo o “esqueleto” da estrutura convenientemente modelado, passou-se à formação de lajes fungiformes maciças introduzindo as respetivas cargas permanentes e variáveis correspondentes a cada uma delas; também foram introduzidas todas as ações lineares existentes em barras e em planos.

Posto isto, foram feitas aberturas nas lajes para integrar as circulações verticais que tinham sido estabelecidas e definidas no projeto de arquitetura. Optou-se por um dimensionamento de escadas manual; no Tricalc, apenas foram realizadas as aberturas e introduzidas as respetivas cargas provenientes das circulações verticais. Contudo, foram necessárias vigas intermédias de apoio às lajes de escadas, sendo corretamente introduzidas no programa com as devidas cargas associadas.

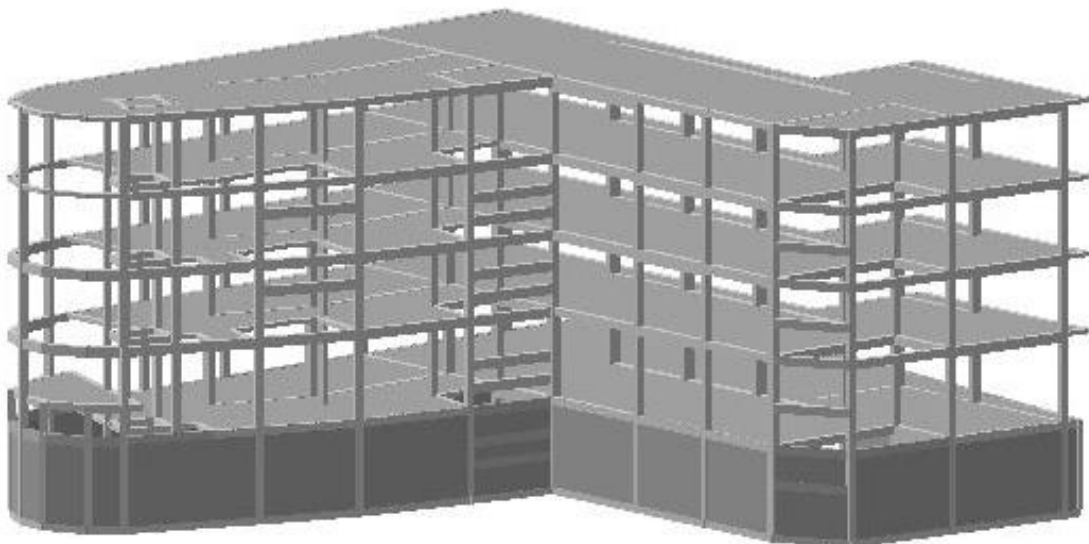
Quando todas as ligações, secções e ações referentes à estrutura estavam devidamente inseridas foi feito o primeiro cálculo da estrutura: cálculo de esforços; seguidamente procedeu-se ao cálculo da armadura de barras, surgiram vários erros, como por exemplo erros de torção; na presença destes erros aumentou-se a secção das vigas e dos pilares até que ficassem devidamente dimensionados.

Depois do cálculo da armadura de barras estar devidamente retificado, criaram-se os lintéis de fundação, e de seguida as sapatas; procedeu-se novamente ao cálculo de esforços, cálculo da armadura de barras, cálculo das lajes e por fim cálculo das fundações. Conforme eram efetuados os cálculos o programa apresentava uma “lista de erros” correspondente ao cálculo

realizado nesse momento. Sempre que efetuamos, através do Tricalc, algum cálculo e o programa assume erros, deve retificar-se os elementos da estrutura e o procedimento de cálculo é repetido desde o início de acordo com a seguinte sequência: cálculo de esforços; cálculo de armadura de barras; cálculo das lajes maciças; e por fim cálculo das fundações.

Numa fase seguinte foi introduzido um muro de cave, sendo posteriormente calculado através do programa com a sequência de cálculos acima descrita; foi introduzida a ação sísmica em toda a estrutura, ordenando o programa ao cálculo desta ação sendo assim finalizados todos os elementos e ações introduzidos no programa.

Por fim, depois de todos os cálculos efetuados pelo programa dos elementos estruturais, pode retirar-se os desenhos finais do Tricalc, quer a uma determinada cota, quer de todos os pórticos calculados na estrutura. Estes desenhos foram passados para o AutoCAD sendo devidamente “modificados” de forma a ficarem perceptíveis.



**Figura 8:** Imagem tridimensional do edifício – Tricalc.

## 6. CONCLUSÕES

Antes de mais é de referir que o principal objetivo era elaborar o projeto de estabilidade do Hotel em estudo, sendo este cumprido. O conhecimento adquirido longo do percurso académico foi realmente proveitoso para poder realizar a análise de todos os diferentes tipos de elementos estruturais. Este projeto permitiu a aplicação dos métodos aprendidos nas aulas para os métodos aplicados num contexto prático.

Durante a realização do trabalho deparei-me com um dos aspetos mais importantes, que diz respeito à relação entre o projeto de estruturas e o projeto de arquitetura. Estes deverão estar totalmente interligados, podendo ser realizados de forma conjunta, o que torna a distribuição dos elementos estruturais, além de interessante, cuidadosa. Só assim será possível conceber uma estrutura que seja ao mesmo tempo segura e eficaz.

Ao longo da conceção do projeto foram surgindo diversas dificuldades para as quais se encontraram soluções através de um trabalho de pesquisa e uma constante troca de ideias e conhecimentos.

Um aspeto relevante de referir é que o Tricalc faz automaticamente as verificações de segurança, indicadas no manual de normas. Desta forma os Estados Limite Últimos (E.L.U.) e os Estados Limites de Utilização ou de Serviço (E.L.S) são verificados em conformidade com o RSA - Art.4 através do programa.

Em jeito de conclusão todos os objetivos do trabalho foram atingidos, contribuindo para uma expansão do meu conhecimento, pois não só apliquei e aprofundei conhecimentos, como adquiri tantos outros, sendo a meu ver os mais importantes: o conhecimento sobre todas as etapas do processo de elaboração de um projeto de estabilidade; a utilização do programa de cálculo tridimensional, Tricalc; o melhoramento da facilidade de utilização do programa de desenho AutoCAD. Vejo todos estes conhecimentos como uma mais-valia a nível profissional.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP);
- Norma NP ENV 206: Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.
- 
- Eurócodigo 2 : Projecto de Estruturas de Betão Parte 1.1 NP ENV 1992-1-1 1998;
- Tabelas Técnicas;
- Apontamentos teóricos e práticos das unidades curriculares Betão Estrutural I e Betão Estrutural II; UBI;
- Manual de Instruções do programa de cálculo automático Tricalc 7.5;
- Appleton, Júlio; Estruturas de Betão, Volume 1; Lisboa; Orion; 2013;
- Appleton, Júlio; Estruturas de Betão, Volume 2; Lisboa; Orion; 2013;
- Leonhardt, Fritz e Mönning, E.; Construções de Concreto; Rio de Janeiro; Interciência; 1977-1979;



**ANEXO A**

**MEMÓRIA DESCRITIVA**

# ÍNDICE

- 1.Introdução
- 2.Descrição geral da estrutura
- 3.Condições geotécnicas
- 4.Solução estrutural
- 5.Ações
- 6.Combinação de ações
- 7.Materiais
- 8.Critérios de dimensionamento e verificação de segurança
- 9.Regulamentos e Normas
- 10.Pormenores não especificados

## **1.Introdução**

O presente trabalho refere-se à elaboração do Projeto de Fundações e Estrutura de um hotel situado na vila de Belmonte.

## **2.Descrição geral da estrutura**

O edifício a construir tem forma de “L”, sendo um dos lados arredondados e com dimensões máximas de 28,40m x 34,10m. Tem 5 pisos de desenvolvimento em altura e um pequeno piso intermédio, entre o rés-do-chão (piso 0) e 1º piso, à cota 123, que funciona como acesso principal ao edifício. No desenvolvimento do Hotel temos a cave que se considerou o piso -1, o rés-do-chão como sendo o piso 0, visto que se considerou este piso a cota 0 do edifício, seguindo-se os pisos 1, 2 e 3 e por final a cobertura.

As comunicações entre pisos serão realizadas através de escadas construídas por lajes maciças de betão armado e elevadores.

## **3.Condições geotécnicas**

Em face da ausência de prospeção geotécnica e para a realização do projeto de execução considerou-se uma tensão admissível do solo de fundações de 0,30 MPa. Quanto à escavação, esta deverá ser feita em conformidade com as cotas de profundidade das fundações, apresentadas nas peças desenhadas.

## **4.Solução estrutural**

Para a execução do projeto de estruturas foi fornecido o projeto de arquitetura que serviu de base para a distribuição dos elementos estruturais do edifício. Deve-se, sempre que possível, respeitar toda a arquitetura de forma a não alterar o planeamento efetuado pelos arquitetos. Para que tal acontecesse deve ser feito um estudo prévio do edifício de modo a decidir o posicionamento e as dimensões de todos os elementos estruturais, de forma a conceber uma estrutura estável, segura e económica.

A solução estrutural adotada consiste numa estrutura em betão armado.

#### 4.1.Lajes

Nas lajes do edifício, optou-se por uma solução mista, sendo usadas lajes fungiformes maciças e lajes vigadas, sempre com espessura constante de 0,20 m. As lajes são armadas nas duas direções e o vão máximo entre pilares é de 7,30 m.

Quanto à laje de cobertura, esta é dividida em 2 partes, sendo uma plana e outra com uma pequena inclinação. A cobertura plana é apoiada diretamente em pilares e vigas enquanto a cobertura inclinada é uma cobertura de telha com ripado de betão apoiado em muretes de alvenaria.

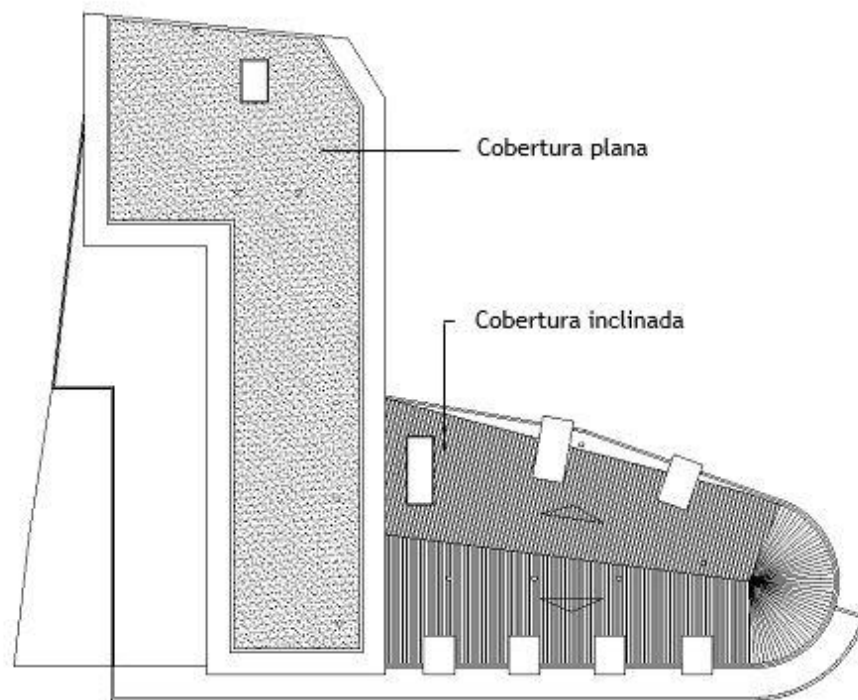


Figura 1: Planta de Cobertura.

## 4.2.Fundações

As fundações serão constituídas por sapatas isoladas e uma sapata contínua de betão armado. As sapatas são ligadas ao edifício através de vigas de fundação, os chamados lintéis, de modo a conferir uma maior estabilidade ao conjunto, absorver momentos provenientes dos elementos verticais e eventuais assentamentos diferenciais. Os lintéis estão situados no terreno escavado até a uma cota conveniente para assegurar a capacidade de suporte adequada.

## 4.3.Pilares, vigas e muros de cave

Estes elementos estruturais são responsáveis pelo suporte de toda a estrutura e para o funcionamento da mesma, em conformidade com as normas estabelecidas.

## 5.Ações

Em qualquer análise estrutural é essencial uma boa aproximação de todas as ações atuantes às cargas reais para que os resultados obtidos sejam o mais próximo possível do comportamento real. A quantificação das ações foi feita com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e do EC1 que serão apresentadas a seguir:

### 5.1.Ações Permanentes

As ações permanentes vão ser distintas para as diferentes lajes respetivas a cada piso:

- Ações nos pisos 0, 1, 2 e 3

Revestimento = 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Paredes divisórias = 2,27 kN/m<sup>2</sup>

Paredes exteriores = 8,10 kN/m (carga linear)

- Ações no piso intermédio (cota 1,23 m)

Revestimento = 1,5 kN/m<sup>2</sup>

- Ações na cobertura

Revestimento = 2 kN/m<sup>2</sup>

## 5.2. Ações variáveis

As ações variáveis também vão ser distintas ao longo do edifício:

- Ações nos pisos 1, 2, 3 e piso intermédio (cota 1,23 m)

Sobrecarga = 2 kN/m<sup>2</sup>

- Ações no piso 0

Sobrecarga = 2 kN/m<sup>2</sup>

Neste piso como existe um espaço exterior, uma varanda, teremos de acrescentar a ação da neve, mas apenas nessa área:

Ação da neve = 1.42 kN/m<sup>2</sup>

- Ações na cobertura

As ações na zona inclinada vão ser distintas da zona plana.

Zona inclinada:

Sobrecarga = 0,3 kN/m<sup>2</sup>

Ação da neve = 1.42 kN/m<sup>2</sup>

Zona plana:

Sobrecarga = 1 kN/m<sup>2</sup>

Ação da neve = 0.61 kN/m<sup>2</sup>

## 5.3. Ação sísmica

A quantificação da ação sísmica será feita através do programa de cálculo “Tricalc” considerando-se os seguintes parâmetros para realizar o cálculo da mesma de acordo com o RSA:

- Zona sísmica B, pois o edifício situa-se na Covilhã;
- Natureza do terreno, Tipo I - solos coerentes rijos;
- Coeficiente de amortecimento -  $\xi = 5\%$ .

## 5.4. Ação do vento

No dimensionamento da estrutura, a ação do vento não foi considerada pois, para estruturas correntes de betão armado os efeitos são desprezáveis. Como tal, no caso desta estrutura, a ação do vento não foi contabilizada.

## 6. Combinação de ações

Os esforços para efeitos de dimensionamento em **Estados Limites Últimos (ELU)** são obtidos como base na combinação fundamental, definida no RSA pela seguinte expressão:

$$E_d = \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j, igual a 1,35;

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j;

$\gamma_{Q,i}$  - Coeficiente parcial relativo à ação variável i, igual a 1,5;

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j;

$Q_{k,i}$  - Valor característico da ação variável i;

$\Psi_{0,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor da combinação de uma ação variável.

No caso de a ação variável de base ser a **ação sísmica**:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q + S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

$S_{Gik}$  - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  - Esforço resultante de uma ação variável considerada distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_q$  - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\Psi_{2j}$  - Coeficiente  $\Psi$  corresponde à ação variável de ordem j.

Os esforços para efeitos de dimensionamento em relação aos **Estados Limites de Utilização ou de Serviço (ELS)** são obtidos através das seguintes expressões, definidas no RSA:

- Estados limites de muito curta duração (poucas horas no período de vida da estrutura)  
- Combinações raras (ou características):

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \times Q_{kj}$$

- Estados limites de curta duração (cerca de 5% do período de vida da estrutura) -  
Combinações frequentes:

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times Q_{kj}$$

- Estados limites de longa duração (cerca de metade do período de vida da estrutura) -  
Combinações quase permanentes:

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \times Q_{kj}$$

### Valores recomendados para os coeficientes $\Psi$ para edifícios, retirados do EC0 quadro A1.1:

- Sobrecarga Categoria A - Zonas de habitação:  
 $\psi_0=0,7; \psi_1=0,5; \psi_2=0,3$
- Ação da neve:  
 $\psi_0=0,5; \psi_1=0,2; \psi_2=0$
- Ação do vento:  
 $\psi_0=0,6; \psi_1=0,2; \psi_2=0$

## 7. Materiais

Utilizaram-se para a construção dos elementos estruturais um betão de classe C25/30 e um aço de classe A400NR.

O betão que se aplica deve satisfazer obrigatoriamente todas as exigências estabelecidas pela Norma NP ENV 206-01.

Relativamente às condições ambientais a que está sujeito, foi considerada uma classe de exposição XC1 para todo o edifício exceto para as fundações sendo a classe de exposição usada XC2.

Principais características do betão C25/30:

- Valor característico da tensão de rotura por compressão:  $f_{ck} = 25$  MPa;
- Valor de cálculo da tensão de rotura por compressão:  $f_{cd} = 16.7$  MPa;
- Valor médio da tensão de rotura por tração simples:  $f_{ctm} = 2.6$  MPa.

Principais características do aço A400NR:

- Valor característico da tensão de cedência à tração simples:  $f_{yk} = 400$  MPa;
- Valor de cálculo da tensão de cedência à tração simples:  $f_{yd} = 348$  MPa.

## 8. Critérios de dimensionamento e verificação de segurança

Depois de a estrutura ser convenientemente modelada, os esforços de cálculo de cada um dos elementos estruturais foram obtidos com o auxílio a um programa de análise estrutural, designado Tricalc 7.5. Considerou-se um modelo tridimensional da estrutura em estudo.

As ações que conduziam aos esforços de cálculo foram obtidas através das indicações do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

A determinação dos esforços sísmicos resultantes da estrutura foi efetuada através do Tricalc, fornecendo apenas ao programa dados do terreno.

Para o dimensionamento de pilares, considerou-se, inicialmente, uma secção de 0,3 m x 0,3 m, alterando a secção destas conforme os resultados obtidos pelo programa de cálculo, aumentando as secções até cumprir todos os requisitos de segurança e estabilidade do edifício.

As secções das vigas foram introduzidas no programa após um pré-dimensionamento desses mesmos elementos, aumentando as secções se necessário.

Os Estados Limite utilizados para a verificação de segurança da estrutura são de dois tipos:

- Estados Limites Últimos (E.L.U.): A sua ocorrência provoca prejuízos muito severos a nível estrutural;
- Estados Limites de Utilização ou de serviço (E.L.S.): A sua ocorrência provoca prejuízos pouco severos, são maioritariamente de ordem funcional, tais como deformações excessivas ou fissurações que comprometem a durabilidade da estrutura.

Estas verificações de segurança são realizadas através do programa Tricalc 7.5 de acordo com o RSA - Art.4.

## **9.Regulamentos e Normas**

Na elaboração deste trabalho teve-se em consideração, no processo de dimensionamento dos elementos estruturais, os seguintes documentos e normas:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP);
- Norma NP ENV 206: Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade.
- Tabelas Técnicas.

## **10.Pormenores não especificados**

Tudo aquilo que não foi objeto de especificação considerar-se-á legislação em vigor, todos os regulamentos impostos e as indicações das entidades que normalmente têm interferência em obras de construção.

**ANEXO B**  
**ORÇAMENTAÇÃO**

	<b>BETÃO ARMADO [m³]</b>	<b>PREÇO [€/m³]</b>	<b>TOTAL [€]</b>
<b>VIGAS E PILARES</b>	145,07	300,00	43.521,90
<b>SAPATAS E LINTÉIS</b>	55,34	300,00	16.602,30
<b>LAJES</b>	366,59	300,00	109.978,20
<b>MUROS DE CAVE</b>	108,74	300,00	32.623,20
<b>LAJES DE ESCADAS</b>	11,80	300,00	3.539,40
			206.265,00

**ANEXO C**  
**PEÇAS DESENHADAS**

<b>DESIGNAÇÃO DO DESENHO</b>	<b>Nº DO DESENHO</b>
Planta de Distribuição das Fundações Cota -3,50 m	1
Planta de Distribuição do Piso 0 Cota 0 m	2
Planta de Distribuição do Piso Intermédio Cota 1,23 m	3
Planta de Distribuição do Piso 1 Cota 3,50 m	4
Planta de Distribuição do Piso 2 Cota 6,50 m	5
Planta de Distribuição do Piso 3 Cota 9,50 m	6
Planta de Distribuição da Cobertura Cota 12,50 m	7
Sapatas de Fundação Cota -3,50 m	8
Lintéis de Fundação Cota -3,50 m	9 ao 17
Lintéis de Fundação e Muros de cave Cota -3,50 m	18
Pilares Cota -3,50 m	19 e 20
Pilares Cota 0 m	21
Pilares Cota 3,50 m	22
Pilares Cota 6,50 m	23
Pilares Cota 9,50 m	24
Pilares Cotas Intermédias	25 e 26
Vigas Cota 0 m	27 e 28
Vigas Cota 0 m e Cota 1,23 m	29
Vigas Cota 1,23 m e Cota 3,50 m	30
Vigas Cota 3,50 m	31 ao 34
Vigas Cota 3,50 m e Cota 6,50 m	35
Vigas Cota 6,50 m	36 ao 39
Vigas Cota 6,50 m e Cota 9,50 m	40
Vigas Cota 9,50 m	41 ao 44
Vigas Cota 9,50 m 12,50 m	45
Vigas Cota 12,50 m	46 ao 50
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 0m) Armadura na Face Inferior e Armadura de Punçoamento	51
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 0m) Armadura na Face Superior	52
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 1,23 m) Armadura na Face Inferior	53

Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 1,23 m)	54
Armadura na Face Superior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 3,50 m)	55
Armadura na Face Inferior e Armadura de Punçoamento	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 3,50 m)	56
Armadura na Face Superior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 6,50 m)	57
Armadura na Face Inferior e Armadura de Punçoamento	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 6,50 m)	58
Armadura na Face Superior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 9,50 m)	59
Armadura na Face Inferior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 9,50 m)	60
Armadura na Face Superior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 12,50 m)	61
Armadura na Face Inferior	
Laje do Pavimento do Piso 0 (cota 12,50 m)	62
Armadura na Face Superior	
Laje de Escadas	63 ao 68
Corte Longitudinal	