



## Projeto de estruturas do edifício administrativo de um polo logístico em Viana-Angola

BRUNO FILIPE MARQUES MARTINS

Outubro de 2013





Aos meus Pais,  
Aos meus irmãos  
À minha Avó.

*“Os dias prósperos não vêm por acaso. Nascem de muita fadiga e muitos intervalos de desalento.”*

Camilo Castelo Branco

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de prestar o meu agradecimento a todos aqueles que me ajudaram ao longo deste percurso, que, contribuíram e apoiaram, tornando possível a concretização deste projeto.

Gostaria assim de agradecer:

Ao meu orientador, Engenheiro Tiago Sabino Domingues, pela disponibilidade demonstrada, pelos conhecimentos transmitidos e orientação neste trabalho.

Aos meus pais, que desde o início me deram a força necessária, aos meus irmãos e Avós que sempre acreditaram, e aos meus tios pelo enorme apoio que prestaram.

A todos os amigos e colegas que me acompanharam ao longo de todo o meu percurso académico por todo o companheirismo e espírito de entreatajuda.

À Carina um agradecimento muito especial, pelo apoio, incentivo e paciência que sempre demonstrou.

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido atrás mencionados, de uma ou de outra forma contribuíram para que este trabalho se realizasse.

## RESUMO

O objetivo deste trabalho consiste em efetuar o dimensionamento estrutural de um edifício em betão armado, contemplando as diferentes fases, desde a conceção inicial, com a definição do modelo estrutural e escolha criteriosa dos elementos e soluções constituintes, até à fase final de dimensionamento, considerando para além das cargas gravíticas, a ação do vento e a ação sísmica.

No âmbito deste trabalho considerou-se o dimensionamento de elementos estruturais nomeadamente, sapatas, paredes, pilares, vigas e lajes, com a verificação de segurança à flexão simples, flexão composta, esforço transversal e punçoamento, consoante a necessidade de cada elemento.

Para tal, foi desenvolvido uma folha de cálculo automático (Macro) que permite a verificação da capacidade resistente de secções, à flexão simples e ao esforço transversal, quer em elementos com ou sem armadura de esforço transversal.

Os esforços atuantes que estiveram na origem das verificações estruturais foram calculados com base na aplicação de um programa tridimensional de elementos finitos, nomeadamente o programa de cálculo ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Os Critérios Gerais de Dimensionamento considerados, com base na regulamentação em vigor em Portugal – RSA, REBAP e Eurocódigos, bem como as Hipóteses de Cálculo consideradas na verificação aos estados limites últimos dos elementos estruturais são detalhadamente enunciados ao longo do trabalho.

Os desenhos de elementos estruturais dimensionados, bem como os desenhos de dimensionamento do edifício encontram-se em *Anexo*.

Palavras-Chave: Projeto de estruturas, Modelação, Betão armado, Dimensionamento, Lajes nervuradas

## **ABSTRACT**

The aim of this work consists in the structural design of a building in concrete, covering the different stages, from initial design, to the definition of the structural model and careful choice of constituent elements and solutions, until the final stage of design, considering in addition to gravity loads, the action of wind and seismic action.

For this, work we considered the design of structural elements including , foundations, walls, columns, beams and slabs, with the security check to simple bending, bending and, shear and punching shear, depending on the need of each element.

To this end , was develop a spreadsheet ( Macro ) that allows the verification of the strength of sections, to the simple bending and shear , both in elements with or without shear reinforcement .

The structural analysis was done by program- Robot Structural Analysis.

General Sizing Criteria considered, based on the regulations in Portugal - RSA, REBAP and Euro-codes , as well as the assumptions considered in the calculation of the ultimate limit state .

## Conteúdo

1.	INTRODUÇÃO .....	1
2.	BASES DE ARQUITETURA .....	1
3.	SOLUÇÃO ESTRUTURAL .....	3
3.1	MODELAÇÃO .....	7
4.	MATERIAIS .....	8
4.1	BETÃO .....	8
4.2	AÇO .....	10
5.	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	11
5.1	SEGURANÇA ESTRUTURAL – REGULAMENTAÇÃO .....	11
5.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	11
5.3	ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO .....	13
5.4	.ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO.....	13
5.5	.ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	13
5.6	TENSÕES NAS FUNDAÇÕES.....	15
6.	AÇÕES.....	15
6.1	AÇÕES PERMANENTES.....	15
6.2	.SOBRECARGAS.....	18
6.3	SOBRECARGAS EM PAVIMENTOS, VARANDAS E ESCADAS DE EDIFÍCIOS.....	19
6.4	SOBRECARGA EM COBERTURAS .....	20
6.5	DISTRIBUIÇÃO DAS SOBRECARGAS .....	20
7.	ANÁLISE SÍSMICA.....	21
7.1	BASES DE CÁLCULO .....	21
7.2	IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO.....	23
7.3	ZONA SÍSMICA.....	24
7.4	PARÂMETROS DETERMINADOS A NÍVEL NACIONAL (NDP) .....	25
7.5	ANÁLISE MODAL.....	27
8.	AÇÃO DO VENTO .....	29

8.1	AÇÃO DO VENTO EM PAREDES VERTICAIS.....	31
9.	COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	33
10.	ANÁLISE DE ESFORÇOS E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....	36
10.1	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE LAJES .....	37
10.2	VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES.....	38
10.2.1	LAJE MACIÇA COM 0,25M DE ESPESSURA [LM.1].....	40
10.2.2	LAJE MACIÇA COM 0,18M DE ESPESSURA [LM.2].....	42
10.2.3	LAJE MACIÇA COM 0,50M DE ESPESSURA [LM.3].....	43
10.2.4	LAJE NERVURADA COM 0,50M DE ESPESSURA [LN.1] .....	44
10.2.5	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS EM LAJES E REGRAS PARTICULARES EM LAJES.....	46
10.2.5.1	ÁREA MÍNIMA E MÁXIMA DE ARMADURA:.....	46
10.2.5.2	ESPAÇAMENTO DOS VARÕES .....	47
10.2.6	VIGAS.....	47
10.2.7	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS EM LAJES E REGRAS PARTICULARES EM VIGAS .....	49
10.2.7.1	ÁREA MÍNIMA E MÁXIMA DE ARMADURA:.....	49
10.2.7.2	ESPAÇAMENTO DOS VARÕES.....	50
10.3	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA Á FLEXÃO COMPOSTA.....	50
10.3.1	PILARES .....	53
10.3.2	PAREDES .....	54
10.4	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO .....	54
10.5	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	59
10.5.1	ELEMENTOS PARA OS QUAIS NÃO É EXIGIDA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO. ....	60
10.5.2	ELEMENTOS PARA OS QUAIS É EXIGIDA ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO. ....	63
11.	FUNDAÇÕES .....	67
11.1	DIMENSIONAMENTO DA GEOMETRIA DA SAPATA.....	67
11.1.1	SAPATA [S1] .....	67
11.1.2	SAPATA [S2] .....	69
11.1.3	SAPATA CONTÍNUA.....	71

11.2	ESTADO LIMITE DE ROTURA POR FLEXÃO .....	71
11.2.1	SAPATA [S1] .....	71
11.2.2	SAPATA [S2] .....	73
11.2.3	SAPATA CONTÍNUA .....	75
11.3	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA POR PUNÇOAMENTO .....	76
11.4	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA POR ESFORÇO TRANSVERSO.....	78
12.	CONCLUSÃO .....	79
13.	BIBLIOGRAFIA .....	80

**ANEXO I – SONDAGEM GEOTÉCNICA**

1/1

**ANEXO II – PEÇAS DESENHADAS**

1/34

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1- Alçados do Edifício (s/escala) .....	2
Figura 2- Cortes longitudinais do edifício (s/escala).....	2
Figura 3- Planta do R/Chão (s/escala) .....	2
Figura 4- Planta do 1º Piso (s/escala) .....	3
Figura 5- Planta de Cobertura (s/escala) .....	3
Figura 6 - Módulos do Edifício (s/escala) .....	3
Figura 7 - Pormenor da consola curta inserida em parede de betão armado (s/escala).....	4
Figura 8 - Características da laje nervurada .....	5
Figura 9 - Planta Estrutural cobertura do módulo A (s/escala).....	5
Figura 10 - Planta Estrutural do piso1 do módulo B (s/escala) .....	6
Figura 11- Planta estrutural da cobertura do módulo B (s/escala) .....	6
Figura 12 - Planta estruturas do piso 1 do módulo C (s/escala).....	6
Figura 13 - Planta estrutural de cobertura do módulo C (s/escala) .....	6
Figura 14 - - Modelo tridimensional-Módulo A.....	7
Figura 15 - tridimensional-Módulo B .....	7
Figura 16 - Modelo tridimensional-Módulo C.....	8
Figura 17 - Diagrama de tensões-extensões adotado para as armaduras passivas.....	11
Figura 18 – Limite de extensões do betão e armaduras. ....	12
Figura 19- Restantes cargas permanentes .....	17
Figura 20-Pormenor constituição das paredes exteriores e de divisórias interiores. ....	17
Figura 21- Carga uniformemente distribuída referente às paredes divisórias .....	18
Figura 22- Sobrecarga em pavimento e cobertura.....	21
Figura 23 - Forma do espectro de resposta elástico .....	23
Figura 24 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental.....	25
Figura 25-Localização dos diferentes tipos de laje .....	38
Figura 26-Diagrama de extensões .....	38
Figura 27- Folha de cálculo da capacidade resistente da laje LM.1 .....	39
Figura 28-Localização da laje maciça com 0,25m de espessura (LM.1).....	40
Figura 29- Laje maciça com 0,25m de espessura.....	40
Figura 30 – Momentos fletores na direção x, laje LM.1 .....	41
Figura 31 – Momentos fletor direção y. Laje LA.1 .....	41
Figura 32- Localização da laje maciça com 0,18m de espessura (LM.2).....	42
Figura 33- Momentos fletor direção x Laje LM.2 .....	43
Figura 34- Localização da laje maciça com 0,50m de espessura (LM.3).....	44
Figura 35- Localização da laje nervurada com 0,50m de espessura (LN.1) .....	45
Figura 36 – Capacidade resistente da laje nervurada (LN.1) .....	45
Figura 37-largura efetiva .....	46
Figura 38- Folha de cálculo efetuada o determinação da capacidade resistente de Vigas.....	48
Figura 39-Extensões limites para o aço e para o betão .....	51
Figura 40-Diagrama de extensões e forças numa secção de betão armado sujeita a flexão composta.....	52
Figura 41-Diagrama de interação de Nrd – Mrd .....	52
Figura 42-Esforço axial atuante .....	53

Figura 43-Momento fletor atuante.....	53
Figura 44- Identificação dos pilares interiores do módulo B. ....	55
Figura 45- Esforço máximo transmitido pelos pilares interiores do módulo B. ....	56
Figura 46 – Identificação dos pilares de bordo do módulo B .....	57
Figura 47- Esforço máximo transmitido pelos pilares interiores do módulo B .....	58
Figura 48- Perímetro de controlo $u_1$ do pilar de bordo .....	58
Figura 49- Definição de $Asl$ .....	60
Figura 50- Capacidade resistente ao esforço transversal de lajes maciças e aligeiradas nervuradas. ....	61
Figura 51- Análise ao esforço transversal na laje de cobertura do módulo B.....	62
Figura 52- Diagrama detalhado de esforço Transverso referente ao corte A-A2.....	62
Figura 53- Mapa de esforço transversal na vizinhança do ponto de valor máximo na laje cobertura módulo B.....	63
Figura 54-Modelo de treliça e notações para elementos com armadura de esforço transversal.....	64
Figura 55- Folha de cálculo (Macro) da capacidade resistente de vigas ao esforço transversal.....	65
Figura 56- Diagrama de esforço transversal da viga VB.3 .....	65
Figura 57-Geometria da sapata .....	68
Figura 58- Dimensões da sapata S1(cotas em metros).....	68
Figura 59- Dimensões da sapata S2.....	70
Figura 60-Esquema de Cálculo.....	72
Figura 61- Folha de cálculo para verificação de sapatas à flexão simples .....	73
Figura 62- Folha de cálculo para verificação de sapatas à flexão simples .....	75

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1-Classe de exposição em função das condições ambientais (Quadro4.1 EC2) .....	8
Quadro 2-Recobrimento mínimo e nominal para períodos de vida de 50 a 100 anos. (Quadro NA.II-EC2) .....	9
Quadro 3- Classes indicativas de referência (Quadro NA-E.1N EC2) .....	9
Quadro 4- Classes de resistência do betão preconizados para os elementos de betão armado.....	10
Quadro 5- Módulo de elasticidade e tensões de rotura do betão.....	10
Quadro 6 – Ações permanentes a atuar cobertura tipo 1 .....	15
Quadro 7- Ações permanentes a atuar cobertura tipo 2 .....	16
Quadro 8- Ações permanentes a atuar no pavimento (pav. 1).....	16
Quadro 9-Ações permanentes .....	18
Quadro 10-Categoria de utilização (quadro 6.1-EC1-1).....	19
Quadro 11- Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas (quadro N.A. 6.2, EC1-1) .....	19
Quadro 12-Categorias de coberturas (quadro 6.9 EC1-1) .....	20
Quadro 13 – Sobrecarga em coberturas .....	20
Quadro 14- Tipos de Terreno [EC8].....	24
Quadro 15 – Aceleração máxima de referência $a_{gr}(m/s^2)$ . .....	25
Quadro 16 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo1. ....	26
Quadro 17- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo2. ....	26
Quadro 18- Classe de importância para os edifícios.....	27
Quadro 19- Coeficientes de importância $\gamma_1$ ( NA.II, EC8) .....	27
Quadro 20- Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ para edifícios.....	36
Quadro 21- Capacidade resistente da laje LM.1 .....	40
Quadro 22- Armadura Inferior, laje cobertura do módulo A (LM.1). .....	41
Quadro 23- Armadura Superior, laje cobertura do módulo A (LM.1).....	41
Quadro 24-Capacidade resistente da laje (LM.2).....	42
Quadro 25- Armadura Inferior, laje (LM..2). .....	43
Quadro 26- Armadura superior, laje (LM..2).....	43
Quadro 27- Capacidade resistente da laje (LM.3).....	44
Quadro 28- Capacidade resistente de vigas à flexão simples.....	49
Quadro 29-Dimensionamento de Pilares à flexão composta .....	54
Quadro 30- Capacidade resistente ao esforço transversal de lajes maciças e aligeiradas nervuradas.....	61
Quadro 31-Capacidade resistente da viga VB.3 .....	66
Quadro 32- Esforços Transmitidos pelos Pilares às sapatas .....	67
Quadro 33- Características das sapatas contínuas .....	71
Quadro 34 – Quadro resumo da capacidade resistente à flexão da sapata S1 .....	73
Quadro 35- Quadro resumo da capacidade resistente à flexão da sapata S2.....	75
Quadro 36-Armaduras em sapatas contínuas.....	75





# 1. Introdução

Pretende-se com o presente relatório apresentar o desenvolvimento de um projeto de estruturas de um edifício multifuncional destinado a serviços, que se pretende levar a efeito no Pólo logístico de Viana em Luanda.

Tendo por base um projeto de arquitetura, este trabalho tem como objetivo efetuar uma solução estrutural que garanta a segurança do edifício em relação às ações regulamentares, contemplando as fases por que passa um projeto de estruturas de um edifício, desde a definição da solução estrutural, até à fase final de dimensionamento, onde é avaliado o comportamento dinâmico da estrutura e a verificação de segurança aos estados limites últimos.

Os esforços atuantes que estiveram na origem das verificações estruturais foram calculados com base na aplicação de um programa tridimensional de elementos finitos, nomeadamente o programa de cálculo *Robot Structural Analysis Professional 2013*, onde foi efetuada a modelação do edifício proposto, com vista a análise estática e dinâmica da estrutura.

Foi fornecido o resultado de apenas uma sondagem de um estudo geotécnico (Anexo I) efetuada no local de implantação do edifício, que, apesar de num caso real, apenas uma sondagem não representativa, no projeto em estudo, generalizou-se as características do terreno no local da sondagem, para todo a área de solo a intervir.

## 2. Bases de Arquitetura

Trata-se de um edifício administrativo, inserido num polo logístico, com dois pisos, com 2764,20m<sup>2</sup> de área de implantação, 4590,60m<sup>2</sup> de área bruta de construção, um desenvolvimento em planta de 156,0m e 9,60m de cércea. O edifício que se pretende levar a efeito localiza-se em Viana, província de Luanda, Angola.

O terreno apresenta uma morfologia plana sem qualquer variação de cota relevante. É constituído por quatro frentes urbanas. A nível altimétrico o terreno encontra-se a uma cota superior em relação aos arruamentos envolventes. É dentro deste quarteirão que se desenvolve o polo logístico e que se localiza o edifício em questão. No piso 0 estão todos os serviços de atendimento ao público em geral e no piso 1 a parte administrativa, de gestão e formação.

O edifício administrativo embora conceptualmente distinto ao nível do piso 1 é unificador de todo o conjunto. Este edifício tem um eixo central definido por um corredor de distribuição, potenciado com iluminação natural que define os diversos espaços. O edifício no seu todo é composto áreas de atendimento, gabinetes, copa, sanitários, informática, arquivo, sala de reunião e sala de formação.

Apresenta-se nas figuras infra, as peças desenhadas de arquitetura que serviram de base para a elaboração da solução estrutural, nomeadamente figuras 1, 2,3, 4 e 5.

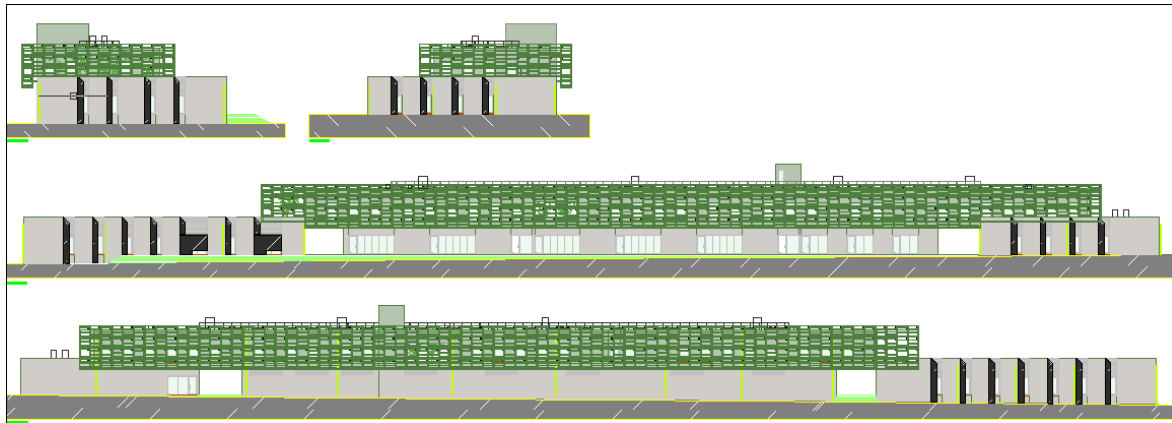


Figura 1- Alçados do Edifício (s/escala)

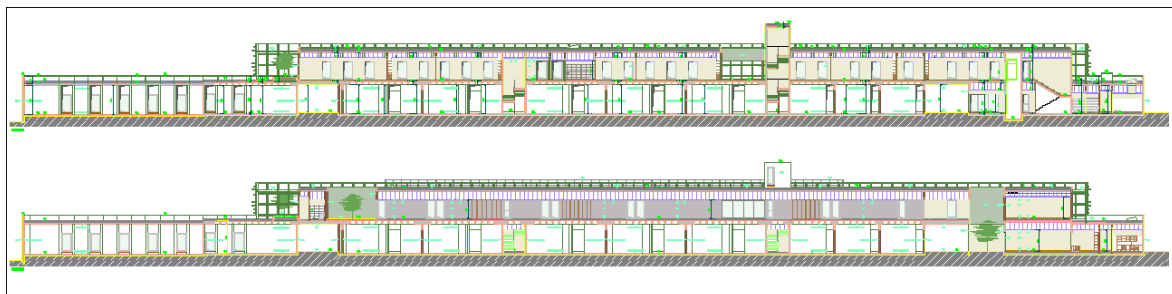


Figura 2- Cortes longitudinais do edifício (s/escala)

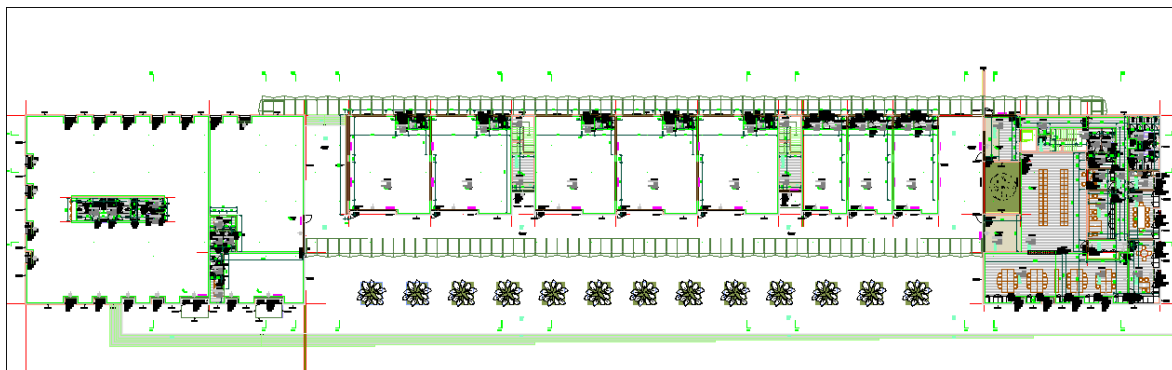


Figura 3- Planta do R/Chão (s/escala)

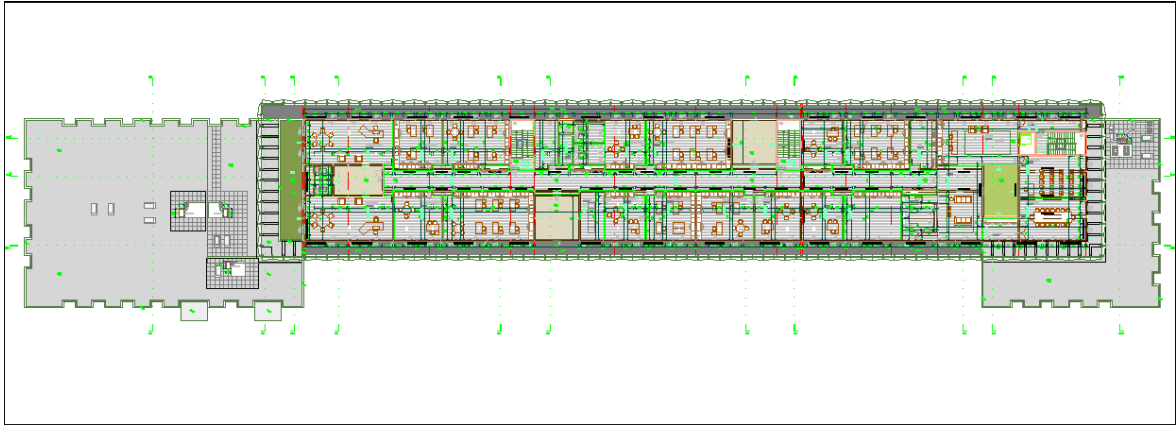


Figura 4- Planta do 1º Piso (s/escala)

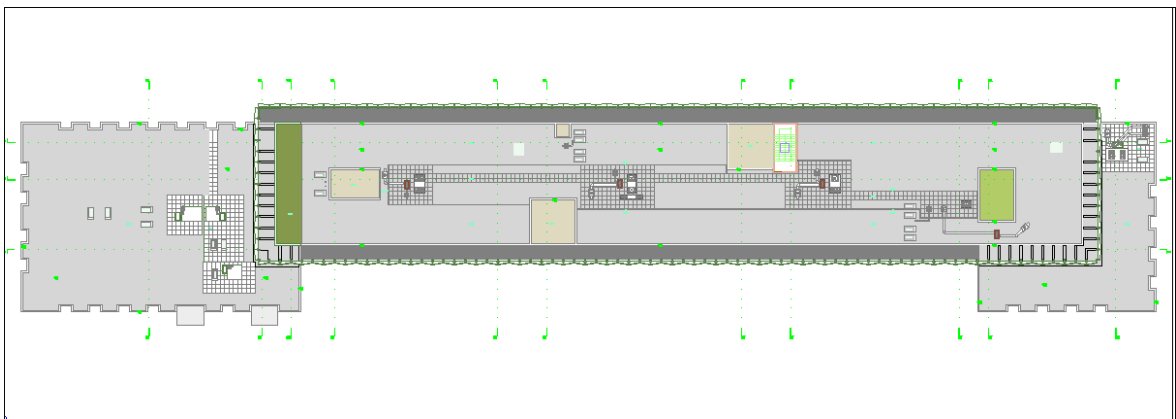


Figura 5- Planta de Cobertura (s/escala)

### 3. Solução Estrutural

Pretendeu-se na definição e conceção estrutural do edifício, harmonizar e atender da melhor forma possível, à sua arquitetura. Teve-se em conta portanto, a escolha da localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais. O edifício com 154,0 m de extensão será dividido em 3 módulos, por intermédio de juntas de dilatação, conforme representado na figura 6.

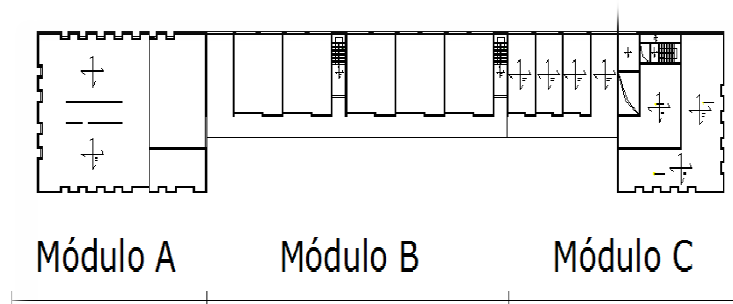


Figura 6 - Módulos do Edifício (s/escala)

As juntas de dilatação, serão efetuadas através da duplicação de pilares e de vigas nos sistemas pórticados, e através de consolas curtas, onde descarregam as lajes do módulo adjacente, quando o elemento de separação entre dois módulos é a parede de betão armado. O pormenor da consola curso encontra-se representado na figura 7.

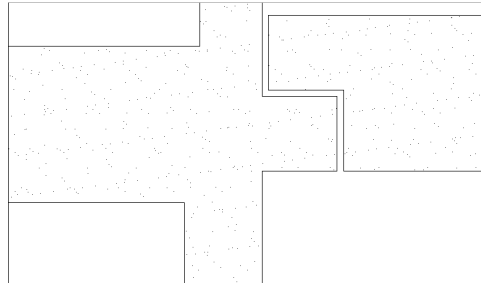


Figura 7 - Pormenor da consola curta inserida em parede de betão armado (s/escala)

Relativamente aos 3 módulos, considerou-se a utilização de paredes em betão armado, na envolvente exterior, nas zonas em que é elevado o recorte da linha perimetral em planta e pórticos nas restantes zonas.

A localização de pilares, foi estudada de forma a encontrarem-se embebidos, quer no interior de paredes exteriores, quer no interior de paredes de compartimentação. Na definição do tipo de vigas e dimensões das mesmas, teve-se em conta a limpeza arquitetónica, pelo que, utilizou-se os alinhamentos das paredes exteriores e interiores, de forma a embeber a maioria dos pórticos.

A solução estrutural preconizada para o módulo A, é composta por dois tipos de lajes, nomeadamente lajes maciças de betão armado e lajes aligeiradas nervuradas, armadas em duas direções. Devido ao elevado recorte da linha perimetral em planta, que caracteriza este módulo entendeu-se recorrer à utilização de paredes em toda a envolvente. Outro critério ponderado para o recurso a utilização de paredes, é o elevado esforço à flexão composta que os paramentos verticais estão sujeitos, dado a dimensão dos vãos de lajes.

Nos restantes módulos (B e C), a estrutura é constituída principalmente por sistemas pórticados, de pilares e vigas, onde descarregam as lajes que também poderão ser maciças ou nervuradas com aligeiramento, consoante o vão a vencer e as cargas atuantes.

Na figura 8 apresentam-se as características da laje nervurada.

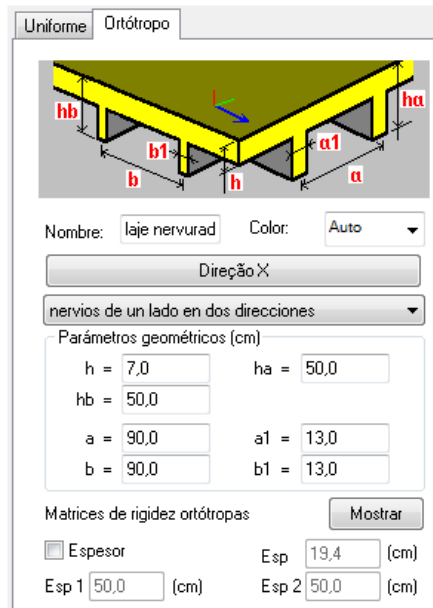


Figura 8 - Características da laje nervurada

Conforme podemos, a altura total da laje nervurada é de 0,50m, e o espaçamento entre nervuras é de 0,90m. O aligeiramento será efetuado através de cocos recuperáveis. O vão a vencer por este tipo de laje no presente módulo é de 12,00 m. As lajes maciças preconizadas para o módulo A terão uma espessura de 0,25m.4

Ao nível das fundações, considerou-se suficiente a transmissão das cargas ao solo através de fundações superficiais, recorrendo a sapatas contínuas em paredes e sapatas isoladas em pilares, ligadas entre si por lintéis de fundação.

A solução final adotada é a que está presente nas plantas estruturais infra expostas, figuras 9,10,11,12 e 13, deve-se ter em conta que as plantas aqui apresentadas não têm escada definida e são utilizadas para efeitos de pré-dimensionamento.

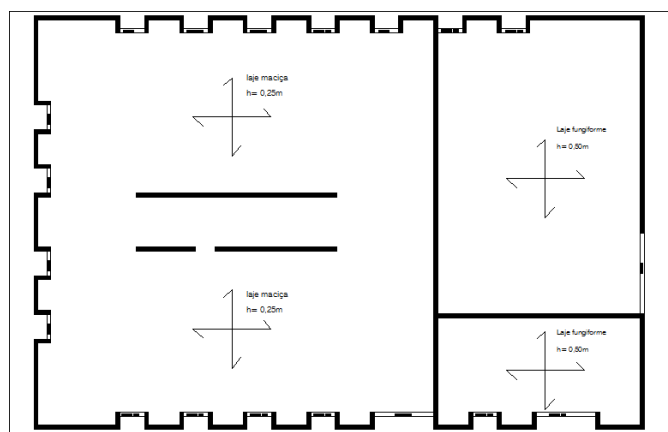


Figura 9 - Planta Estrutural cobertura do módulo A (s/escala)

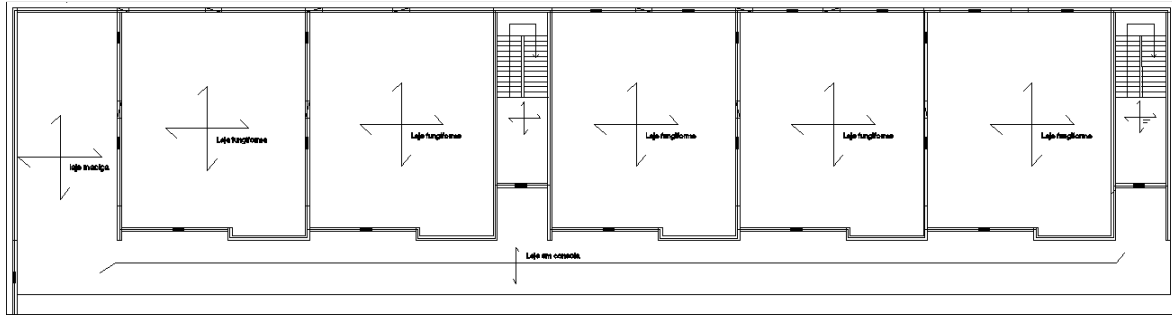


Figura 10 - Planta Estrutural do piso1 do módulo B (s/escala)

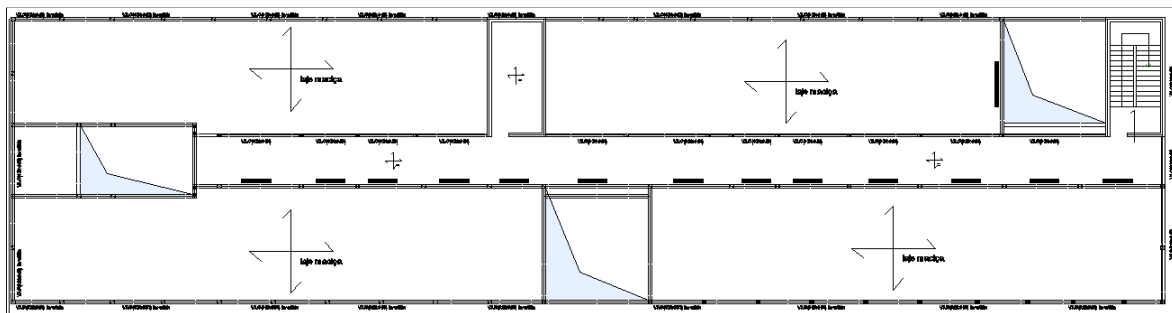


Figura 11- Planta estrutural da cobertura do módulo B (s/escala)

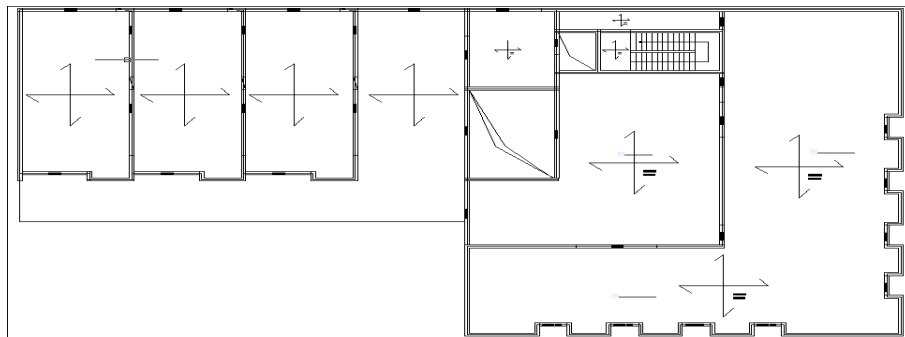


Figura 12 - Planta estruturas do piso 1 do módulo C (s/escala)

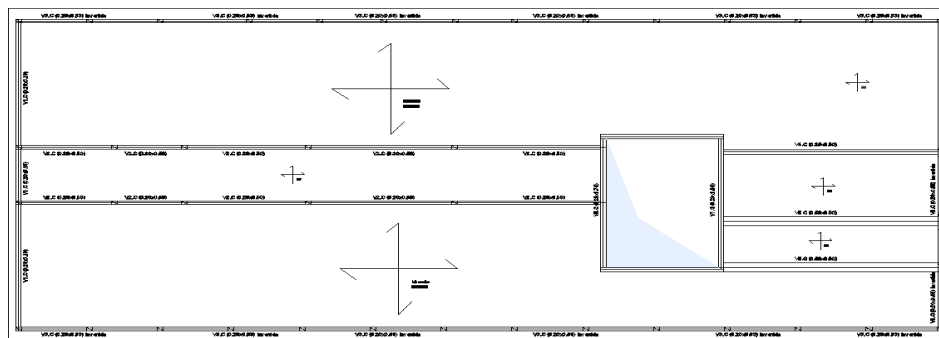


Figura 13 - Planta estrutural de cobertura do módulo C (s/escala)

### 3.1 Modelação

Para o presente projeto considerou-se um modelo espacial que se baseia numa idealização estrutural em que os pisos as lajes são considerados como diafragmas indeformáveis no seu próprio plano, possuem rigidez transversal de grelha, e os elementos estruturais (pilares e paredes) possuem 6 graus de liberdade por nó (3 deslocamentos e 3 rotações), existindo portanto, compatibilidade total de deslocamentos verticais e rotações em torno de eixos horizontais (Aníbal Costa,1999).

Num projeto de estruturas atualmente, é praticamente indispensável a utilização de programas de cálculo automático, pelo que foi naturalmente utilizado um programa tridimensional de elementos finitos – *Robot structural analysis Professional 2013* – onde foi desenvolvido o modelo do edifício proposto, com a finalidade de analisar estática e dinamicamente o seu comportamento.

Nas figuras 14,15 e 16 encontram-se representados os modelos efetuados para cada um dos módulos.

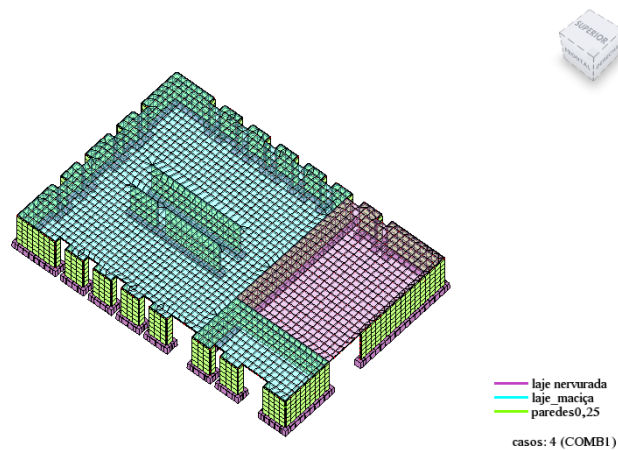


Figura 14 - - Modelo tridimensional-Módulo A

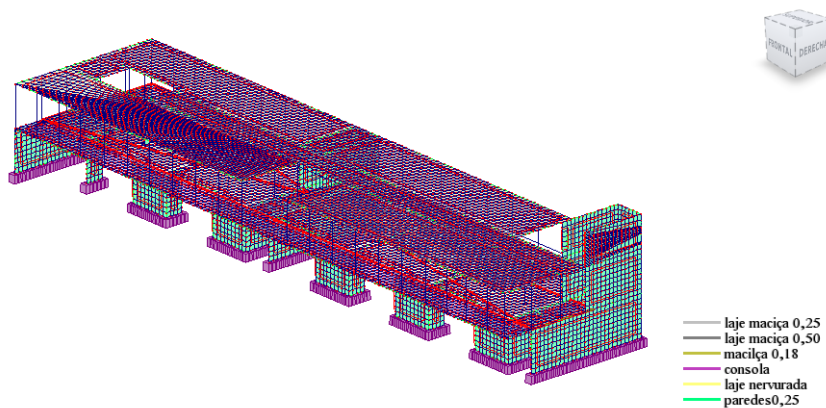


Figura 15 - tridimensional-Módulo B

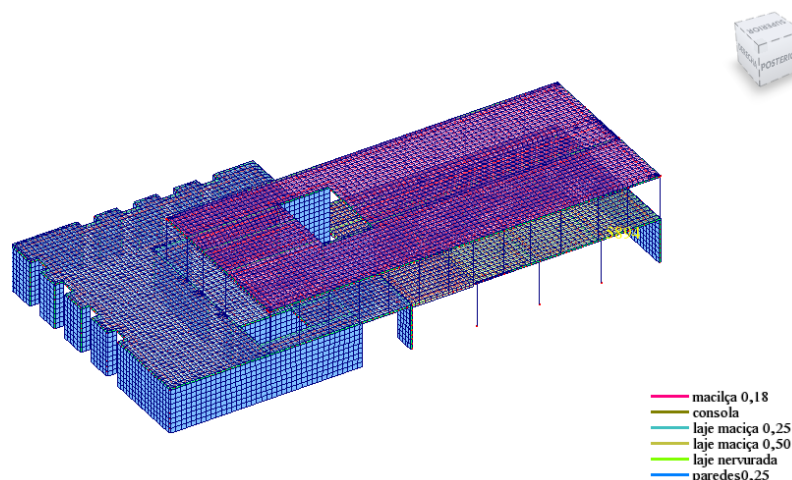


Figura 16 - Modelo tridimensional-Módulo C

## 4. Materiais

### 4.1 Betão

O tempo de vida útil para o presente projeto é de 50 anos, pelo que conforme indicado no anexo nacional (NA.2.3) do EC2 – Eurocódigo 2, 1990-1-1, a classe estrutural adotada é S4.

A proteção contra a corrosão do aço das armaduras depende da compacidade, da qualidade, da espessura do recobrimento e da fendilhação. A compacidade e a qualidade do recobrimento obtêm-se controlando o valor máximo da razão água-cimento e teor mínimo de cimento, que poderão estar associadas a uma classe de resistência mínima do betão. (ver 4.1 EC2)

A classe de exposição, em função das condições ambientais a que o elemento de betão armado está sujeito, para o presente caso é apresentada no quadro 1.

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
<b>1 Nenhum risco de corrosão ou ataque</b>		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
<b>2 Corrosão induzida por carbonatação</b>		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2

Quadro 1-Classe de exposição em função das condições ambientais (Quadro4.1 EC2)

Para o presente projeto corresponde então a **classe XC1**, para o betão no interior do edifício e **XC3** para betão exterior protegido da chuva. Nas fundações considerou-se a classe **XC2**.

O recobrimento mínimo e nominal para períodos de vida de 50 a 100 anos é apresentado no quadro 2, conforme o disposto no Quadro NAII do EC2 – Eurocódigo 2, 1990-1-1

		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 50 anos (Classe Estrutural S4)	Recobrimento mínimo (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	Recobrimento nominal (mm)	20	25	35	40	45	50	55
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos (Classe Estrutural S6)	Recobrimento mínimo (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	Recobrimento nominal (mm)	30	35	45	50	55	60	65

Quadro 2-Recobrimento mínimo e nominal para períodos de vida de 50 a 100 anos. (Quadro NA.II-EC2)

Para o presente projeto adotaram-se as espessuras nominais de 25mm e 35mm consoante o elemento de betão armado se encontrem no interior do edifício ou faça parte da envolvente.

A classe indicativa de resistência, de acordo com a classe de exposição e de acordo com o Quadro NA-E.1N do EC2, é o seguinte apresentado no quadro 3.

Corrosão							
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos (incluindo água do mar)		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1 <sup>*)</sup> /XD1	XS2 <sup>*)</sup> /XD2	XS3 <sup>*)</sup> /XD3
Classe indicativa de resistência	C25/30 LC25/28		C30/37 LC30/33		C30/37 LC30/33		C33/45 LC35/38
Danos no betão							
	Sem risco	Ataque gelo/degelo			Ataque químico		
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1 <sup>**)</sup>	XA2 <sup>*)</sup>	XA3 <sup>*)</sup>
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37 LC30/33	C25/30 LC30/33	C30/37	C30/37 LC30/33		C35/45 LC35/38
<sup>*)</sup> C40/50, LC40/44 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>**)</sup> C50/60, LC50/55 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>***)</sup> C35/45, LC35/38 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA							

Quadro 3- Classes indicativas de referência (Quadro NA-E.1N EC2)

A classe de resistência do betão a utilizar no presente projeto é o **C25/30**, por se considerar que dificilmente se conseguiria obter as classes de referência indicativas, representadas no quadro 3, uma vez que a obra se situa em Angola, onde as condições não permitem assegurar o controlo de qualidade pretendido. O betão de regularização e limpeza preconizado é da classe **C16/20**.

No Quadro 4 encontra-se apresentado o tipo de betão a aplicar para cada tipo de elemento em betão armado (a classificação segundo o REBAP refere-se a cubos de 20 cm de aresta e a classificação segundo a NP EN 206-1 refere-se a provetes cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura e a cubos de 15 cm de aresta).

Elemento	Classe de resistência	
	REBAP	NP EN 206-1
Regularização e limpeza	B20	C16/20
Paredes, pilares, lajes, vigas e guardas	B30	C25/30
Betão complementar à pré-laje	B30	C25/30
Sapatas, vigas de fundação, lajes térreas, paredes de contenção e muros de suporte	B30	C25/30

Quadro 4- Classes de resistência do betão preconizados para os elementos de betão armado.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade e às tensões de rotura do betão à compressão e à tração, aos 28 dias, utilizaram-se os valores de referência que vêm preconizados na NP EN 206-1 e que aqui se apresentam no quadro 5.

Classe do betão	C16/20	C25/30
fck (MPa)	16	25
fctm (MPa)	1.9	2.6
Ecm (GPa)	29	31

Quadro 5- Módulo de elasticidade e tensões de rotura do betão

## 4.2 Aço

Os varões utilizados em elementos de betão armado, nomeadamente em armaduras principais e de esforço transversal são do tipo S400. Adicionalmente, poderão utilizar-se armaduras do tipo A500 EL, mas somente em armaduras de distribuição sob forma de redes electrosoldadas. As características mecânicas destas armaduras deverão ser idênticas às anteriormente apresentadas, com exceção da  $\epsilon_{suk}$ , que será maior que 10%.

As relações tensões-extensões de cálculo das armaduras passivas à tração, a considerar na determinação dos valores de cálculo dos esforços resistentes para verificação dos estados limites

últimos são as apresentadas na Figura 17. Para o mesmo efeito admite-se, ainda, que o comportamento à compressão é idêntico.

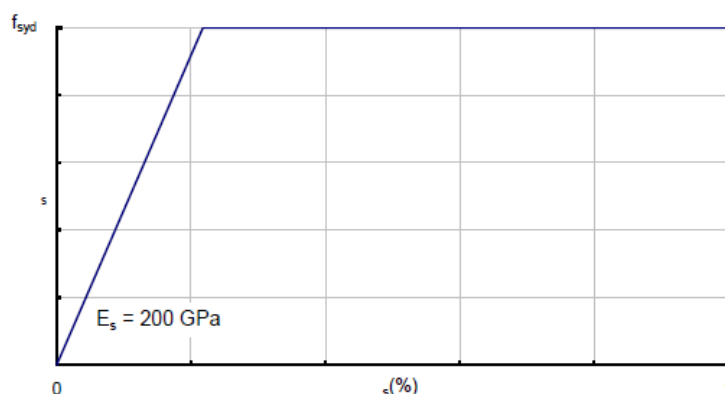


Figura 17 - Diagrama de tensões-extensões adotado para as armaduras passivas.

Os diâmetros mínimos de dobragem e comprimentos de amarração e emendas por sobreposição deverão respeitar os pressupostos apresentados no EC2.

## 5. Critérios Gerais de Dimensionamento

### 5.1 Segurança Estrutural – Regulamentação

Na análise e dimensionamento da estrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e em Serviço preconizados na regulamentação portuguesa e europeia de estruturas, nomeadamente:

R.S.A. – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;

R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;

EC1- Eurocódigo 1: Ações em Estruturas

EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado, 2010;

EC3 – Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas Metálicas

EC7 – Eurocódigo 7: projeto Geotécnico, 2010.

### 5.2 Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos (ELU) são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de rutura estrutural, que determine a incapacidade do uso da estrutura. A sua verificação é feita

segundo o princípio de que o esforço resistente de uma secção terá que ser maior que o esforço atuante de cálculo.

Os valores dos esforços atuantes de cálculo foram determinados a partir da combinação fundamental de ações, adotando-se os coeficientes de segurança e os coeficientes de redução de  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  das ações especificadas preconizados no Eurocódigo 0. No cálculo dos esforços resistentes das secções de betão armado adotaram-se as hipóteses correntes de não consideração da resistência à tração do betão, de conservação das secções planas após a deformação e de uma aderência perfeita entre o aço e o betão, ou seja não se admitem escorregamentos entre os materiais.

As extensões dos diagramas de cálculo do betão e das armaduras encontram-se apresentados na figura 18.

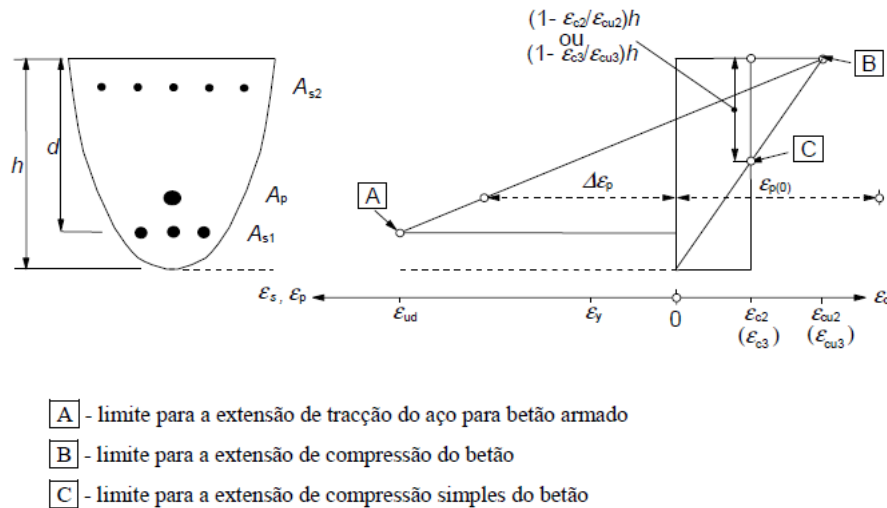


Figura 18 – Limite de extensões do betão e armaduras.

A segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvem perda de equilíbrio ou fadiga, foi elaborada em termos de esforços com base na condição:

$$S_d \leq R_d$$

Em que  $S_d$  e  $R_d$  designam respetivamente os valores de cálculo do esforço atuante e do esforço resistente.

### **5.3 Estados Limites de Serviço**

Os estados limites em serviço (ELS) são aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal de uma estrutura, estando relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do utilizador e a boa funcionalidade das mesmas, seja em relação aos utilizadores, seja aos equipamentos e máquinas existentes

A verificação dos ELS considera os seguintes estados limites:

- Estado limite de muita curta duração - Combinação Característica
- Estado limite de curta duração – Combinação Frequente
- Estado limite de longa duração – Combinação Quase – Permanente

### **5.4 .Estado Limite de Fendilhação**

A fendilhação num elemento de betão armado ocorre quando é atingida a tensão de rotura de tração do betão, que se admitiu nula. A consideração da fendilhação num determinado projeto está relacionada ao tipo de obra e à sua finalidade.

Para edifícios correntes, a fissuração excessiva do betão pode acarretar, além de problemas estéticos, problemas de deterioração da estrutura devido à corrosão da armadura.

### **5.5 .Estado Limite de Deformação**

De forma análoga aos estados limites apresentados, estes correspondem aos estados onde as deformações dos elementos ultrapassam os limites máximos definidos e aceitáveis para a utilização normal da estrutura. A deformação das estruturas deve ser controlada de maneira a não comprometer o bom funcionamento da estrutura bem como de máquinas e equipamentos que nela possam existir.

Os valores limites da deformação devem ser tais que não comprometam a integridade de elementos não estruturais, tais como paredes divisórias, envidraçados ou mesmo os revestimentos e acabamentos. Não deve ainda permitir a acumulação de águas pluviais ou outras (caso de lajes de cobertura) ou comprometer a estética da estrutura.

A deformação de um elemento de betão armado sujeito a esforços de tração ou flexão deve ter em consideração, para além das características de deformabilidade do betão e a existência de armaduras longitudinais, a fendilhação do betão e ainda o comportamento diferido em resultado da fluência e retração.

As deformações podem ser classificadas em:

- Deformações que dependem do carregamento;
- Deformações independentes do carregamento.

As primeiras correspondem a deformações causadas pelo carregamento imposto e com direção definida. São classificadas em deformação instantânea e deformação a longo prazo, devido à fluência.

- Deformação instantânea – deformação imediata que ocorre aquando da aplicação do carregamento e que pode ser inicialmente limitada por aplicação de contra-flechas;
- Deformação a longo prazo – definida como o aumento de deformação sob tensão e exerce importante influência no valor da flecha total.

Aquelas que não se enquadram nas deformações que dependem do carregamento não têm direção definida. São função da variação de volume causado por retração e variação de temperatura.

A retração é o fenómeno caracterizado pela redução gradual do volume do elemento de betão causada por secagem, e/ou carbonatação da massa de betão endurecida. O seu efeito numa peça de betão armado sob flexão, caracteriza-se pela contração diferencial das faces do elemento, o que resulta em flechas.

Esta contração diferencial acontece devido ao facto de nas regiões onde há armadura, a contração ser parcialmente impedida, provocando assim o bambeamento da peça, o que pode também acontecer por variações de temperatura. Neste caso, uma face do elemento expande mais do que a outra, por apresentar maior temperatura.

## 5.6 Tensões nas Fundações

A verificação de tensões nas fundações foi realizada em termos de tensões, com base na condição, em que designam respetivamente os valores de dimensionamento da tensão atuante e resistente:

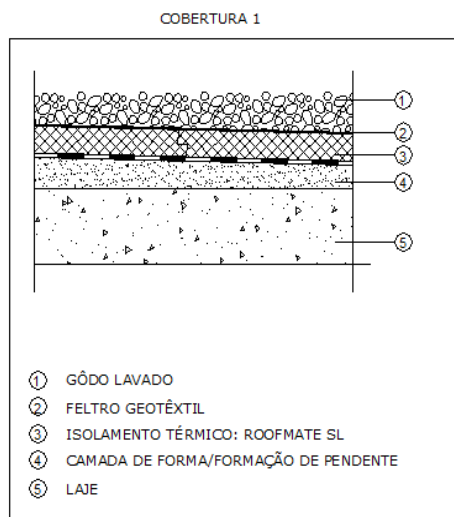
## 6. Ações

Denomina-se Ação a todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Entre outras, enunciam-se os pesos próprios, revestimentos, equipamentos, sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, variação de temperatura, retração, fluência, vibrações, influência do processo de construção, assentamentos de apoios ou impulsos de terreno e hidrostáticos.

A análise estrutural deve assim considerar a influência de todas as ações que possam produzir tensões, esforços ou deformações significativas para a segurança da estrutura.

### 6.1 Ações Permanentes

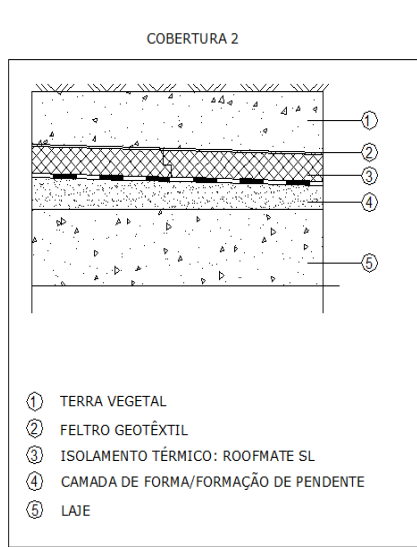
#### Cobertura 1 - (cob1.)



	Descrição	Espessura (m)	Peso Especifico (kN/m <sup>3</sup> )	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )
PP	Laje maciça betão armado	0,2	25	-
	Betão leve tipo "Leca" (classe LC 1,6).	0,1	15	1,5
RCP	Betonilha	0,04	20	0,8
	Impermeabilização e isolamento térmico	-	-	0,1
	Proteção pesada (Gôdo lavado)	0,05	25	1,25
	<b>Total RCP</b>			<b>3,65</b>

Quadro 6 – Ações permanentes a atuar cobertura tipo 1

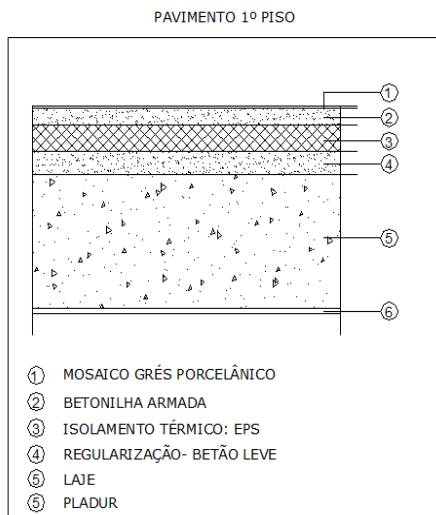
**Cobertura 2 - (cob.2)**



	Descrição	Espessura (m)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )
PP	Laje maciça betão armado	0,2	25	-
	Betão leve tipo "Leca" (classe (LC 1,6))	0,1	15	1,5
RCP	Betonilha	0,04	20	0,8
	Impermeabilização e isolamento térmico	-	-	0,1
	Proteção pesada (Gódo lavado)	0,5	17	8,5
	<b>Total RCP</b>			<b>10,9</b>

Quadro 7- Ações permanentes a atuar cobertura tipo 2

**Pavimento 1ºPiso (pav.1)–Esp.0.5m**



	Descrição	Espessura (m)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )
PP	Laje betão armado, com aligeiramento	0,5	-	-
RCP	Gesso Cartonado	0,015	7.85	0,12
	Betão leve tipo "Leca" (classe (LC 1,6))	0,09	15	1,35
	Betonilha	0,05	20	1,0
	Mosaico Grés Porcelânico	0,01	-	0,55
	<b>Total RCP</b>			<b>3,05</b>

Quadro 8- Ações permanentes a atuar no pavimento (pav. 1).

Na figura 19, encontra-se representada a distribuição dos valores das restantes cargas permanentes, distribuídas superficialmente nos diferentes pisos, e módulos.

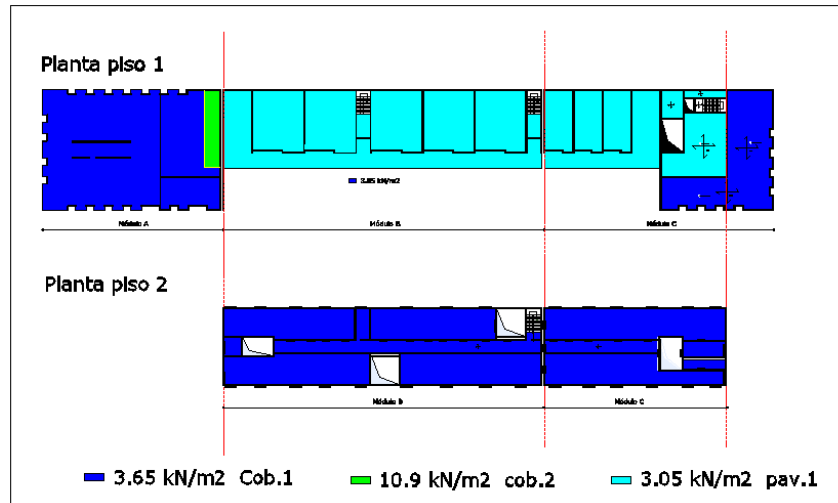


Figura 19- Restantes cargas permanentes

**Paredes Exteriores e divisórias interiores**

Considerou-se o disposto no 15º do RSA, que indica ser possível assimilar uma carga uniformemente distribuída em todo o piso no caso de existir uma distribuição uniforme das paredes interiores, com valor característico obtido por 30% do peso de uma faixa de parede com 1 metro de comprimento e com altura igual à altura da parede.

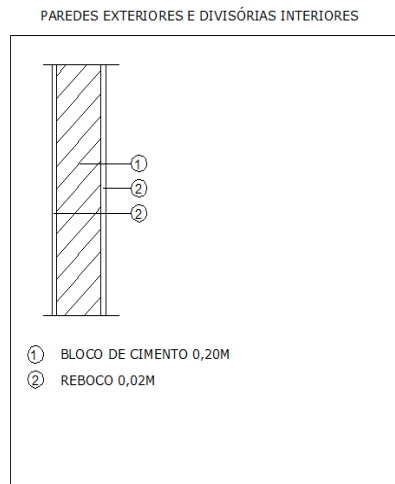


Figura 20-Pormenor constituição das paredes exteriores e de divisórias interiores.

Paredes Exteriores					
	Descrição	Espessura (m)	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Altura (h)	Peso próprio (kN/ml)
RCP	Reboco	0,02	0,42	4,60	1,94
	Bloco de cimento	0,20	3,20	4,60	14,72
	Reboco	0,02	0,42	4,60	1,94
<b>Total</b>					<b>18,6</b>

Paredes divisórias interiores					
	Descrição	Espessura (m)	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Altura (h)	30% p.p.*h.paredes (kN/m <sup>2</sup> )
RCP	Reboco	0,02	0,42	4,60	0,58
	Bloco de cimento	0,20	3,20	4,60	4,42
	Reboco	0,02	0,42	4,60	0,58
<b>Total</b>					<b>5,50</b>

Quadro 9-Ações permanentes

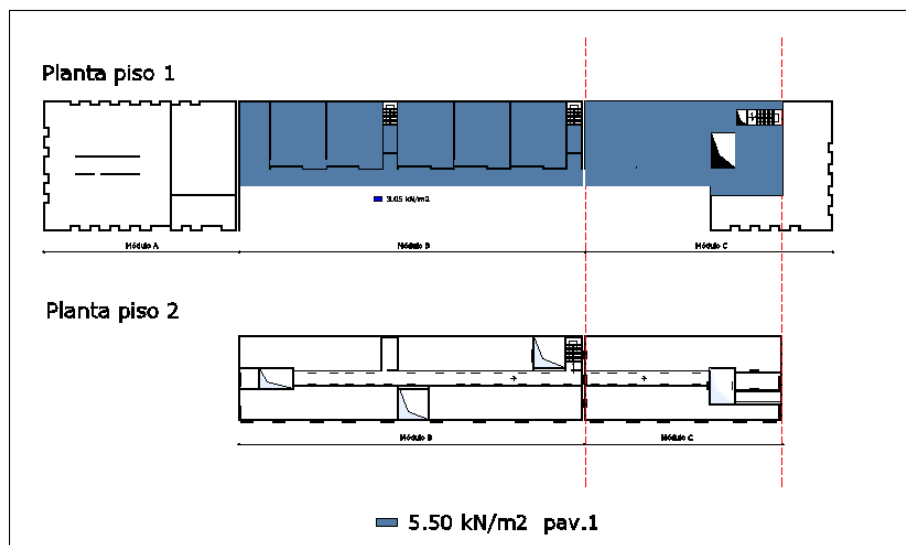


Figura 21- Carga uniformemente distribuída referente às paredes divisórias

## 6.2 .Sobrecargas

As sobrecargas em edifícios são as que resultam da sua ocupação. Os valores indicados incluem para o presente projeto:

- Utilização normal por pessoas;
- Mobiliário e objetos móveis.

Para a determinação das sobrecargas, as áreas dos pavimentos e coberturas dos edifícios, estão conforme preconizado no capítulo 6 do EC1 parte 1, classificadas em categorias em função da categoria de utilização.

### 6.3 Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios.

No presente projeto foi adotada a categoria de utilização **C3, locais de reunião**, conforme se apresenta no quadro 10.

C	Locais de reunião (com exceção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p><b>C2:</b> Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p><b>C3:</b> Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p><b>C4:</b> Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p><b>C5:</b> Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
---	--	---

Quadro 10-Categoria de utilização (quadro 6.1-EC1-1)

Os valores de sobrecargas adotados serão os indicados no quadro N.A. 6.2 do EC1-1, representado no quadro 12.

Categorias de zonas carregadas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Pavimentos</b>		
Categoria A	2,0	2,0
Categoria B	3,0	4,0
Categoria C		
C1	3,0	4,0
C2	4,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	7,0
C5	6,0	4,5
Categoria D		
D1	4,0	4,0
D2	5,0	6,0
<b>Varandas</b>	Ver a Nota 1	Ver a Nota 3
<b>Escadas</b>	Ver a Nota 2	Ver a Nota 3
<p><i>NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m<sup>2</sup> numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.</i></p> <p><i>NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m<sup>2</sup>.</i></p> <p><i>NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.</i></p>		

Quadro 11- Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas (quadro N.A. 6.2, EC1-1)

Deste modo, destacamos os valores das seguintes sobrecargas:

- Em pavimentos:  $5,0\text{kN/m}^2$
- Escadas:  $5,0\text{ kN/m}^2$
- Varandas:  $5,0\text{ kN/m}^2$

## 6.4 Sobrecarga em coberturas

No presente projeto foi adotada a **categoria H** , para a cobertura conforme se apresenta no quadro 12.

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Quadro 12-Categorias de coberturas (quadro 6.9 EC1-1)

De acordo com o indicado no nº 3.3.2 do EC1, para coberturas de categoria H, não é necessário aplicar a sobrecarga simultaneamente com a ação da neve ou vento.

Cobertura	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoria H	0,4	1,0

*NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída  $q_k$  pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.*

Quadro 13 – Sobrecarga em coberturas

Deste modo, destacamos o valor da sobrecarga na cobertura:

- Cobertura não acessível:  $0,4\text{kN/m}^2$

## 6.5 Distribuição Das Sobrecargas

Na figura 18, encontra-se representada a distribuição das sobrecargas de utilização.

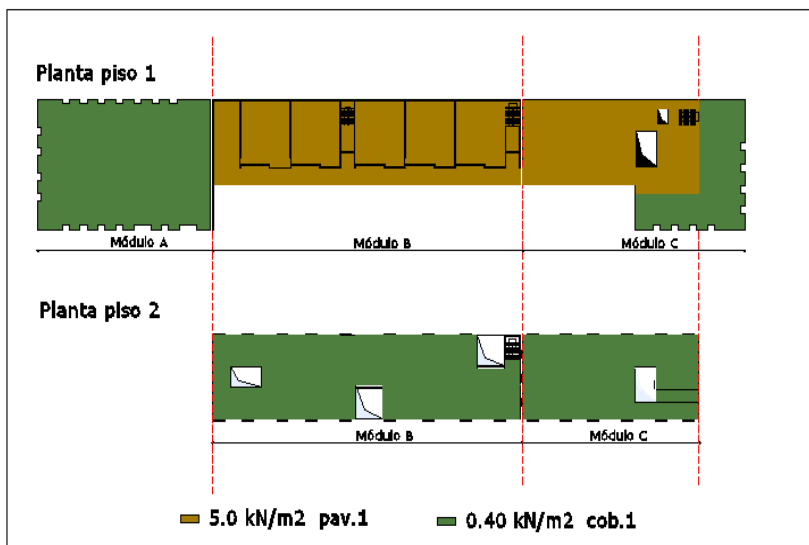


Figura 22- Sobrecarga em pavimento e cobertura

## 7. Análise Sísmica

### 7.1 Bases de Cálculo

Uma vez que Lunda, não é numa zona com propensão sísmica, considerou-se suficiente a análise sísmica com características preconizado no EC8, para uma zona de baixa sismicidade do território nacional.

No EC8 as estruturas devem ser projetadas e construídas para que cumpram dois requisitos de segurança, aos quais estão associados diferentes períodos de retorno da ação:

- Requisito de não ocorrência de colapso
- Requisito de limitação de danos.

Para o requisito de não ocorrência de colapso a estrutura é projetada para resistir a ação sísmica de cálculo mantendo a sua integridade estrutural e permitindo a salvaguarda de vidas humanas. Neste caso a ação sísmica surge com uma probabilidade de excedência de referência, PNCR, de 10% em 50 anos, correspondente a um período de retorno, TNCR, de 475 anos.

No caso do requisito de limitação de danos a estrutura é projetada para resistir a uma ação cuja probabilidade é maior que a ação de cálculo, permitindo não ocorrer danos estruturais. A ação sísmica a considerar tem uma probabilidade de excedência, PNCR, de 10% em 10 anos e um período de retorno, TNCR, de 95 anos.

O movimento sísmico de acordo com o disposto em 3.2.2.1 do EC8, num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno.

Considerou-se para o presente projeto, apenas a ação sísmica horizontal, descrita por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de elástico  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq TB: Se(T) = ag . S . \left[ 1 + \frac{T}{TB} . (\eta . 2,5 - 1) \right]$$

$$TB \leq T \leq TC: Se(T) = ag . S . \eta . 2,5$$

$$TC \leq T \leq TD: Se(T) = ag . S . \eta . 2,5 \left[ \frac{TC}{T} \right]$$

$$TD \leq T \leq 4s : Se(T) = ag . S . \eta . 2,5 \left[ \frac{TC . TD}{T^2} \right]$$

Em que:

$Se(T)$  espectro de resposta elástica;

$T$  período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$ag$  valor de cálculo da aceleração à superfície um terreno do tipo A;

$TB$  limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$TC$  limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$TD$  valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  coeficiente de Solo;

$\eta$  coeficiente de correção do amortecimento, com valor de referencia  $\eta=1$  para 5% de amortecimento.

Na figura 23 apresenta-se um exemplo de um espectro de resposta elástico.

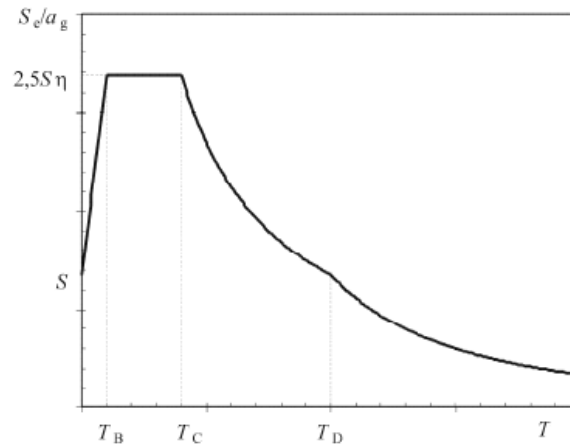


Figura 23 - Forma do espectro de resposta elástico.

## 7.2 Identificação do Tipo de Terreno

Foi efetuado um estudo geotécnico, (Anexo I) que serviu de base para a definição das características do solo. Considerou-se também que as fundações do edifício serão assentes sobre o estrado composto por Areias de grão fino e cor amarela clara, com fragmentos e seixos rolados de quartzo dispersos, medianamente compactos a muito compactos.

Em termos de natureza do terreno, o EC8 define sete tipos de solo (A, B, C, D, E, S1 e S2) consoante o tipo de perfil estratigráfico e dos parâmetros:

- Valor da velocidade média das ondas de corte,  $v_s$ ,30;
- Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica, NSPT;
- Resistência ao corte não drenada do solo,  $c_u$ .
- Quando se esta perante um solo tipo S1 ou S2 e necessária a realização de estudos especiais para a definição da ação sísmica.

No quadro 14, apresenta-se o valor dos parâmetros em função do tipo de terreno.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{sPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D] e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Quadro 14- Tipos de Terreno [EC8]

Considerou-se para o presente projeto o Terreno **Tipo C** com Valor de  $N_{sPT}$  compreendido entre 15 e 50 pancadas para 30cm de penetração.

### 7.3 Zona Sísmica

Conforme indicado no 3.2.1 do EC8, o território nacional é dividido em zonas sísmicas, admitindo-se que a sismicidade em cada zona é igual.

No anexo nacional NA.I encontra-se ilustrado o zonamento do país, aqui representado na figura

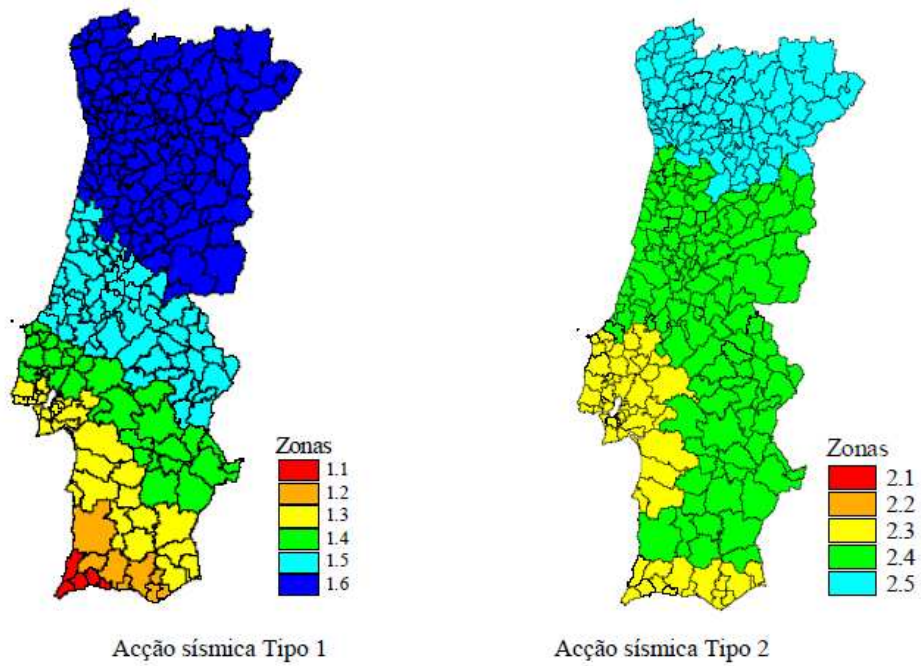


Figura 24 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental

Considerou-se para o presente o projeto a ação sísmica com características iguais para a **zona 1.6** para o tipo 1 e **zona 2.5** para o tipo 2.

### 7.4 Parâmetros Determinados a Nível Nacional (NDP)

O valor de aceleração da aceleração máxima de referência  $a_{gr}$ , para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica são os indicados no quadro seguinte 15.

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Quadro 15 – Aceleração máxima de referência  $a_{gr}$ (m/s<sup>2</sup>).

Para o presente projeto o valor de  $a_{gr}$  é de **0,35 m/s<sup>2</sup>** para a ação do tipo 1 e de **0,8 m/s<sup>2</sup>** para ação sísmico tipo 2

Em Portugal o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

- para  $ag \leq 1m/s^2$   $S = S_{max}$
- para  $1 m/s^2 \leq ag \leq 4m/s^2$   $S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} * (ag - 1)$
- para  $ag \geq 4 m/s^2$   $S = 1,0$

Em que:

$ag$  valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A em  $m/s^2$

$S_{máx}$  parâmetro cujo valor é indicado nos quadros NA-3.2 e NA-3.3 do anexo nacional.

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Quadro 16 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo1.

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Quadro 17- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica tipo2.

Para o presente projeto os parâmetros tomam o seguinte valor:

Como  $ag \leq 1m/s^2$  então para ação **tipo 1**  $S=S_{máx}=1,6$

para ação **tipo 2**  $S=S_{máx}=1,35$

Relativamente à classe de importância do edifício o EC8 no ponto 4.2.5 define as seguintes classe e coeficientes de importância:

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Quadro 18- Classe de importância para os edifícios.

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Quadro 19- Coeficientes de importância  $\gamma_1$  ( NA.II, EC8)

Considerou-se para o presente projeto a classe de importância com classe II, logo segundo o NA-II do EC8, o coeficiente assume o **valor de 1,00** para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2.

Para a análise modal a consideração das cargas atuantes sobre as lajes e respetivo peso próprio (massa mobilizada), foi efetuada, atribuindo uma densidade equivalente nas propriedades do material constituinte das mesmas.

A massa mobilizada segundo o RSA:

$$m = G + \psi_2 * S$$

## 7.5 Análise Modal.

Da análise modal da estrutura obtêm-se os modos de vibração, correspondentes às diferentes configurações das deformadas de vibração e as frequências próprias associadas. Estes foram determinados por intermédio do programa de cálculo automático que elabora as matrizes de rigidez e de massa necessárias a essa análise. Desta forma, obtiveram-se os valores das frequências próprias e dos fatores de participação de massas bem como a deformada referente a cada modo.

As frequências e os modos de vibração são obtidos pela resolução de um problema de valores e vetores próprios do tipo:

$$\det(K - \omega^2 M) = 0$$

onde:

K        matriz de rigidez  
M        matriz de massa  
 $\omega$       frequência angular

Para um sistema de N graus de liberdade, são obtidas N soluções da equação,  $\omega_1^2, \omega_2^2 \dots \omega_n^2$ , que são as frequências dos N modos de vibração do sistema.

Para cada  $\omega_n$ , temos o correspondente  $\phi_n$  modo de vibração que se obtém resolvendo o seguinte sistema de equações:

$$(K - \omega^2 M)\phi_n = 0$$

Assim, o vector próprio que caracteriza a deformada do n-ésimo modo de vibração é do tipo:

$$\phi_n = [\phi_{1n}; \phi_{2n}; \phi_{3n}; \dots; \phi_{Nn}]$$

A resposta global da estrutura deve ser avaliada em função dos principais modos de vibração, ou seja aqueles que envolvem uma maior participação de massa da estrutura. Ao primeiro modo de vibração corresponde o maior período, ordenando-se os modos por ordem crescente a partir deste, com períodos sucessivamente decrescentes. O período representa assim a quantidade de tempo que a estrutura demora a completar um ciclo de oscilação em regime elástico livre.

A frequência, corresponde ao inverso do período, ou seja, quanto mais rígida a estrutura for, maior será a sua frequência. Atendendo que os primeiros modos de vibração correspondem àqueles em que a estrutura oferece menos resistência para se deformar, a frequência aumenta sucessivamente com o aumentar dos modos de vibração.

Na seguinte tabela constam as frequências e períodos, bem como os valores dos fatores de participação modal, que indicam a percentagem de contribuição das massas para cada modo.

Nesta análise foram considerados os primeiros 15 modos de vibração onde 81,62% da massa total é mobilizada segundo x, e 75,52% é mobilizada em y.

Apesar de idealmente necessitarmos mais de 90% da massa é mobilizada em cada direção, considerou-se suficiente ao valor apresentados, uma vez que as lajes apoiam em muros, que contornam em grande parte o perímetro das lajes. O muro que se contraventa a si próprio, o que impede que alguma massa não seja mobilizada.

Numa análise espacial, o número de modos de vibração (k) deve satisfazer o seguinte:

$$K = 3 * \sqrt{m}$$

m- n°de pisos

$$K = 3 * \sqrt{3} = 5,1$$

Como temos 15 modos de vibração, é suficiente.

## **8. Ação do Vento**

EC1-1.4 dita que “A ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento”. Classifica-se a ação do vento como uma ação variável fixa, cujos valores característicos são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica.

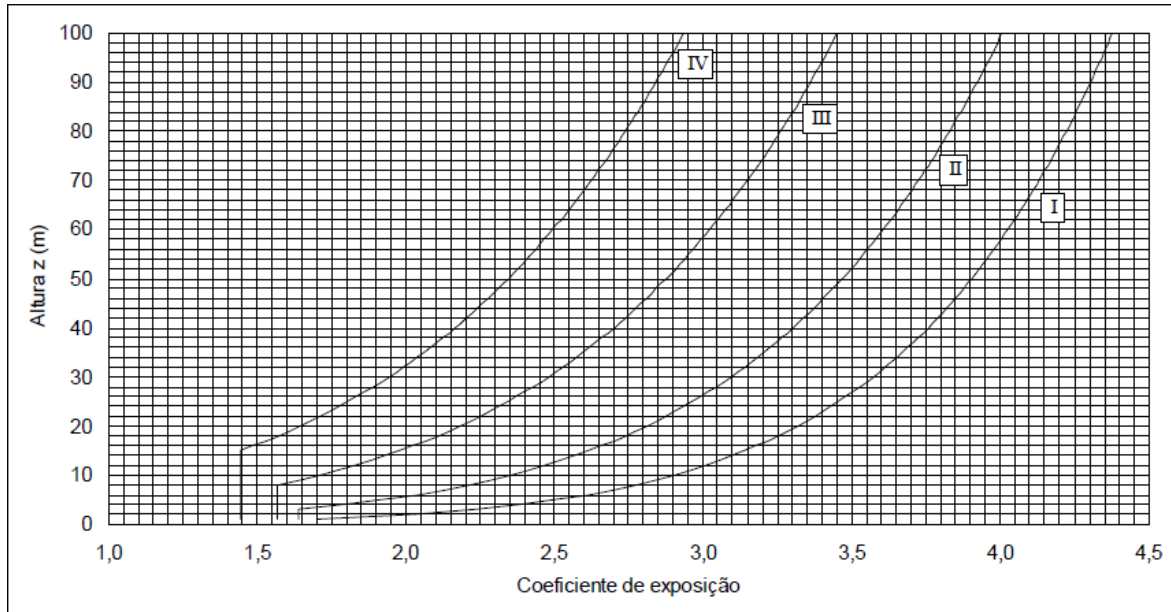
O efeito do vento na estrutura está diretamente relacionado com as dimensões e forma da estrutura, o regime local de ventos, a rugosidade do terreno, a orografia, e a altura de referência. Assim, para compreender e quantificar a ação do vento sobre é necessário determinar vários parâmetros preliminares:

Para a quantificação desta ação consideramos as condições definidas no Eurocódigo 1, parte 41, sendo, para esta zona temos os seguintes parâmetros:

Para o valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , consideramos que estamos na ZONA B com o valor de 30 m/s. Valor definido pelo Anexo Nacional NA.

Para definir a categoria do terreno consideramos que estamos numa com obstáculos isolados (edifícios) com uma separação entre si de 20 vezes a sua altura, ou seja, Categoria II.

Com o parâmetro acima definido e tendo em consideração a altura do edifício podemos definir o coeficiente de exposição tomando com base o gráfico do Anexo Nacional e utilizando um interpolação para valores intermédios.



Como o edifício se desenvolve em 3 módulos com alturas diferentes temos:

Módulo A:  $z=6,5$  m,  $C_e(6,5) = 2,30$

Módulo B:  $z=9,2$  m,  $C_e(9,2) = 2,30$

Módulo C:  $z=9,2$  m,  $C_e(9,2) = 2,30$

Para aligeirar os cálculos adotamos o valor mais desfavorável para todas as fachadas.

Consideramos que não existem pressões interiores, originadas por aberturas. Logo,  $Z_i=0$ , bem como o coeficiente de pressão interior,  $C_{pi}=0$ .

Para o coeficiente de direção adotamos o valor recomendado pelo Anexo Nacional, ou seja,  $C_{dir}=1,0$ .

Consideramos o coeficiente de sazão recomendado pelo Anexo Nacional, ou seja,  $C_{season}= 1,0$ .

O valor da massa volúmica do ar adotado é de  $1,25$  Kg/m<sup>3</sup>.

Consideramos que o vento preponderante sopra perpendicularmente à fachada principal/posterior.

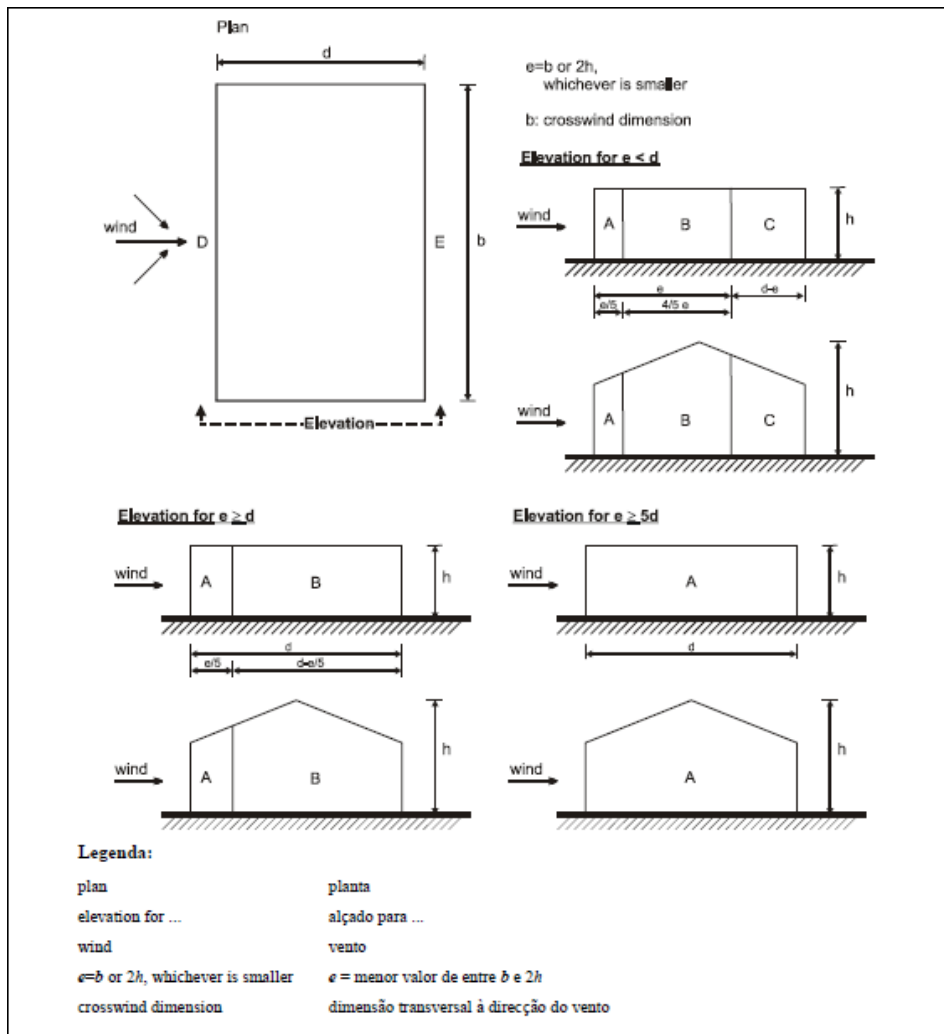
Valor de referência do vento -  $v_b = v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$

Pressão dinâmica de referência -  $q_b = 0,5625 \text{ KPa}$

Pressão dinâmica de pico -  $q_p = 1,29 \text{ KPa}$

## 8.1 Ação do Vento em Paredes Verticais

Tratando-se de um edifício cujo desenvolvimento em planta é muito superior à sua altura, logo cumpre com o disposto com (1) 7.2.2 EC1\_4, considerando-se não existirem diferenças de pressão ao longo da altura.



Zona	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Temos definidas todas as áreas de Ação dos ventos:

fachada principal – zona E;

fachada posterior – zona D

fachadas laterais – zona A

fachadas laterais – zona B

Os valores de  $C_{pe,10}$  do quadro EC1-4, pág.42, obtendo os valores por interpolação para cada zona, em função de  $h/d$  .

### Módulo A

$h/d = 6,5 / 26 = 0,25$ :

- Zona A,  $C_{pe,10} = -1,2$  KPa;
- Zona B,  $C_{pe,10} = -0,8$  KPa;
- Zona D,  $C_{pe,10} = +0,7$  KPa;
- Zona E,  $C_{pe,10} = -0,3$  KPa;

Com base nos dados obtidos podemos calcular a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$ , considerando que a pressão dinâmica de pico -  $q_b = 1,29$  KPa,

Zona A,  $w_e = -1,55$  KPa;

Zona B,  $w_e = -1,03$  KPa;

Zona D,  $w_e = +0,90$  KPa;

Zona E,  $w_e = -0,39$  KPa;

No modelo estrutural e por simplificação, considerou-se a aplicação de uma carga linear ao longo do perímetro da laje, correspondente ao valor da pressão exercida pelo vento multiplicado pela respetiva área de influência.

Zona D=  $0,90 \cdot 3,25 = 2.93 \text{ kN/m}$

Zona E=  $-0.39 \cdot 3,25 = 1.27 \text{ kN/m}$

### **Módulo B**

$h/d = 9,2 / 16,95 = 0,54$ :

- Zona A,  $C_{pe,10} = -1,2 \text{ KPa}$ ;
- Zona B,  $C_{pe,10} = -0,8 \text{ KPa}$ ;
- Zona D,  $C_{pe,10} = +0,73 \text{ KPa}$ ;
- Zona E,  $C_{pe,10} = -0,33 \text{ KPa}$ ;

Com base nos dados obtidos podemos calcular a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$ , considerando que a pressão dinâmica de pico -  $q_b = 1,29 \text{ KPa}$ ,

Zona A,  $w_e = -1,55 \text{ KPa}$ ;

Zona B,  $w_e = -1,03 \text{ KPa}$ ;

Zona D,  $w_e = +0,94 \text{ KPa}$ ;

Zona E,  $w_e = -0,42 \text{ KPa}$ ;

No modelo estrutural e por simplificação, considerou-se a aplicação de uma carga linear ao longo do perímetro da laje, correspondente ao valor da pressão exercida pelo vento multiplicado pela respetiva área de influência.

### **Laje 1º piso**

Zona D=  $0,94 \cdot 5,07 = 4.75 \text{ kN/m}$

Zona E=  $-0.42 \cdot 5,07 = 2,13 \text{ kN/m}$

### **Laje cobertura**

Zona D=  $0,94 \cdot 2,19 = 2.06 \text{ kN/m}$

Zona E=  $-0.42 \cdot 2,19 = 0,91 \text{ kN/m}$

## **9. Combinação De Ações**

De acordo com a sua variação temporal as ações classificam-se como:

- Permanentes (G), com elevada probabilidade de atuar durante um período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido até atingir um valor limite, correspondem aos pesos próprios de estruturas e equipamentos;
- Variáveis (Q), cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável, como é o caso das sobrecargas sobre pavimentos e coberturas, a ação da neve e do vento; e finalmente, ações de acidente (A), como incêndios, sismos e explosões que são normalmente

O valor característico ( $F_k$ ) de uma ação é o seu valor representativo especificado como um valor médio, um valor superior ou inferior, ou um valor nominal, dependendo da natureza da ação. Os valores característicos das ações são quantificados nas diversas partes do Eurocódigo 1 que servem de referência a este projeto.

Às ações permanentes a considerar neste projeto, dada invariabilidade no espaço e no tempo, corresponde um valor característico  $G_k$  único, especificado em função das dimensões da estrutura e dos valores médios das massas volúmicas dos materiais.

Para as variáveis, o valor característico deve corresponder a um valor superior ou inferior baseados na probabilidade de 0,02 de ser excedida, ou um valor nominal nos casos em que não seja conhecida a distribuição estatística.

Os valores característicos das ações variáveis, por si só, não permitem estabelecer as situações de projeto relevantes, pelo que outros valores representativos devem ser considerados:

- O valor de combinação ( $\psi_0 Q_k$ ) utilizado para a verificação de estados limites últimos, e estados limites de utilização irreversíveis;
- o valor frequente ( $\psi_1 Q_k$ ), para verificação de estados limite últimos envolvendo ações de acidente e estados limites de utilização reversíveis;
- o valor quase-permanente, representado pelo produto ( $\psi_2 Q_k$ ), e utilizados para o cálculo de efeitos a longo prazo.

Em geral, o valor de cálculo de uma ação é expresso por:

$$Fd = \gamma_F F_k$$

Em que  $\gamma_F$  é o coeficiente parcial de segurança da ação considerada atendendo a possíveis variações desfavoráveis das ações, imprecisões na sua modelação e incertezas na avaliação dos efeitos das ações.

A combinação de ações para situações de projeto persistentes e transitórias para verificações que não se relacionem com fadiga (combinações fundamentais) poderá expressa conforme a equação:

### **Combinações Fundamentais**

$$Ed = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

### **Combinação de ações para situações de projeto sísmicas**

$$Ed = \sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

$G_{k,j}$ - São os valores característicos das ações permanentes

$Q_{k,1}$ - É o valor característico de uma das ações variáveis

$Q_{k,i}$ - São os valores característicos de outras ações variáveis

$\gamma_{G,j}$  - São os coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes  $G_{k,j}$

$\gamma_{Q,i}$  - São os coeficientes parciais de segurança para as ações variáveis  $Q_{k,i}$

E  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  são especificados para cada ação no Anexo A1.1 da NP EN 1990, aqui representado pelo quadro 20.

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30$ kN < peso dos veículos $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<i>NOTA: Os valores de <math>\psi</math> poderão ser definidos no Anexo Nacional. *) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.</i>			

Quadro 20- Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  para edifícios

Os coeficientes parciais de segurança para o caso da verificação ao Estado Limite Último (ELU) serão dados por:

$\gamma_G = 1,35$  – no caso de ações desfavoráveis

$\gamma_G = 1,0$  – no caso de ações favoráveis

$\gamma_Q = 1,5$

No caso do Estado Limite de Serviço (ou Utilização), ELS, estes coeficientes serão considerados unitários.

## 10. Análise de Esforços e Verificação de Segurança

Obtido o modelo tridimensional, efetuou-se a análise estática e dinâmica da estrutura de forma a obter os esforços nos diferentes elementos estruturais que a compõem, e considerando os critérios de segurança assim como as bases de cálculo, procede-se neste capítulo ao seu dimensionamento.

Por razões de espaço e de redundância, serão apenas analisados alguns elementos que serve de exemplo ao procedimento que deve ser efetuado para os restantes elementos.

A verificação aos estados limites em serviço (ELS) e estados limites últimos (ELU) é explicada detalhadamente para os seguintes elementos:

- Lajes (maciças e aligeiradas);
- Vigas;
- Pilares;
- Paredes.
- Sapatas.

## **10.1 Verificação de Segurança de Lajes**

As lajes no presente projeto correspondem a elementos cuja verificação aos Estados Limites Últimos de flexão consiste na verificação à flexão simples. Para além da verificação de resistência ao esforço transversal será efetuada uma verificação ao punçoamento nas zonas dos pilares que descarregam diretamente na laje. As lajes aligeiradas com nervuras nas duas direções, serão tratadas como vigas T, com a largura efetiva do banzo comprimido. Serão ainda observadas as disposições construtivas e regras particulares, conforme secção 9 do EC2-Eurocódigo 2, 1990-1-1.

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

- Laje maciça de cobertura do módulo A com altura total de  $H=0,25$  m
- Laje maciça de cobertura dos módulos B e C com altura total de  $H=0,18$  m
- Laje nervurada com aligeiramento de cobertura do módulo A com altura total= $0,50$ m
- Laje maciça (zonas maciçadas) com altura total  $H=0,50$ m.

Na figura 25 encontra-se representado os diferentes tipos de lajes.

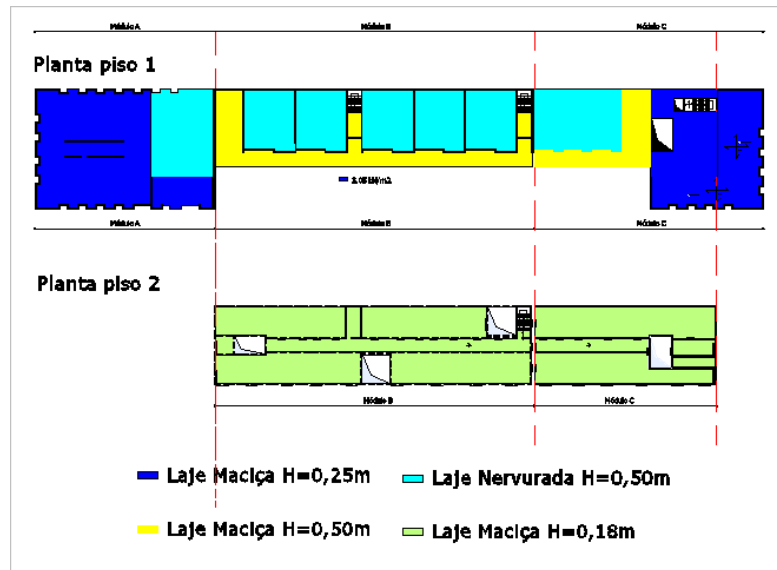


Figura 25-Localização dos diferentes tipos de laje

## 10.2 Verificação à Flexão Simples

Para o cálculo do momento fletor resistente, recorreu-se ao método do diagrama retangular que permite simular, de forma simples, a resultante das tensões de compressão no betão. Este método admite uma simplificação no diagrama de tensões de compressão no betão conforme representado na figura 26:

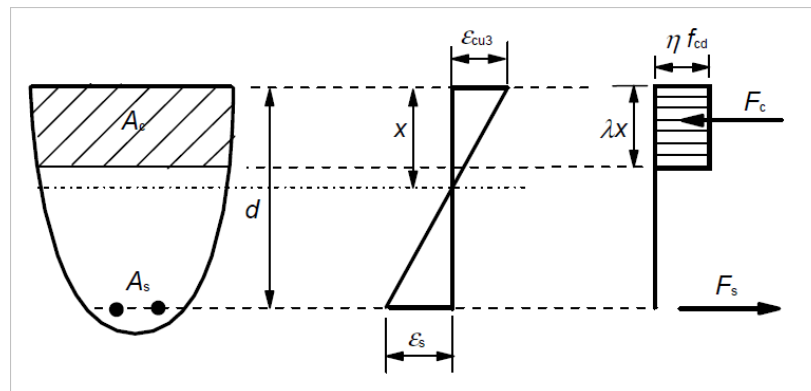


Figura 26-Diagrama de extensões

Em que:

$$\lambda=0,80 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

e

$$\eta=1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Pretende-se assegurar nesta verificação que o momento atuante é inferior ao momento resistente da seção.

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Admitindo que as armaduras se encontram em cedência:

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_{yd})$$

Utilizando as equações de equilíbrio, podemos determinar a posição do eixo neutro e do momento resistente da seção:

- **Equação de equilíbrio axial:**

$$F_c = F_s \Leftrightarrow f_{cd} * b * 0,8 * x = A_s * f_{yd} \Leftrightarrow x = \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * b * 0,8}$$

- **Equação de equilíbrio de momentos:**

$$M_{rd} = A_s * f_{yd} (d - 0,4 * x)$$

Foi elaborada uma folha de cálculo (figura 27), com recurso a uma macro, de forma a obtermos de uma forma rápida e simples, a capacidade resistente das diversas lajes, com diferentes soluções de armaduras.

The software interface 'Lajes' is designed for calculating the capacity of reinforced concrete slabs. It features several input sections and a results table.

**Input Fields:**

- Betão:** f<sub>cm</sub> (16,67), f<sub>td</sub> (2,6), E<sub>cm</sub> (31)
- Aço:** f<sub>yk</sub> (347,83)
- Designação Laje:** LMA1
- Área de aço:** 6,79
- Seção:** Base (m) 1,00; Altura (m) 0,25
- Comprimento e Montagem:** Diâmetro Recto (1,83), f<sub>b,recto</sub> (0,4601); Diâmetro Gancho (1,83), f<sub>b,gancho</sub> (0,3221)

**Results Table:**

Armadura/c	Armadura	Laje	Tip	Pr15	Acc	Espresso	Md[MkN]	Wlck[MkN]	Wlck[MkN]	Wlck[MkN]
φ12//20	6φ12	LMA1	Msciga	B25	S 400	0,25	51,466	0,018	6,79	
φ12//20	6φ12	LMA1	Msciga	B25	S 400	0,25	51,466	0,018	6,79	
φ12//15	7φ12	LMA1	Msciga	B25	S 400	0,25	53,706	0,021	7,32	
φ10//20	6φ10	LMA1	Msciga	B25	S 400	0,25	36,056	0,012	4,71	
φ10//15	7φ10	LMA1	Msciga	B25	S 400	0,25	41,946	0,014	5,5	

Figura 27- Folha de cálculo da capacidade resistente da laje LM.1

### 10.2.1 Laje Maciça com 0,25m de Espessura [LM.1]

Este tipo de laje foi considerado na cobertura dos módulos A e C, e nas lajes do 1º piso dos módulos B e C, nomeadamente no pano adjacente às escadas, identificado na figura 28. Foi efetuado o cálculo da armadura mínima, considerada como armadura de base, à qual foi acrescentados os reforços necessários.

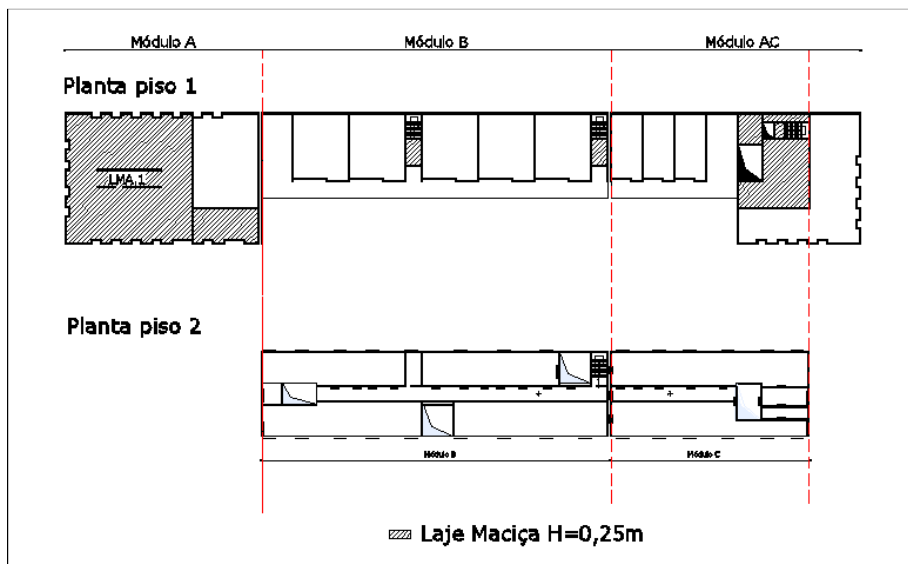


Figura 28-Localização da laje maciça com 0,25m de espessura (LM.1)

O quadro 21, representa os valores da capacidade resistente da laje, considerando diferentes tipos de armaduras.

Armadura/m	Armadura	Laje	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As( Cm2)
φ12//20	6φ12	LM.1	Maciça	B25	S 400	0,25	51,466	0,018	6,79
φ12//15	7φ12	LM.1	Maciça	B25	S 400	0,25	59,706	0,021	7,92
φ10//20	6φ10	LM.1	Maciça	B25	S 400	0,25	36,056	0,012	4,71
φ10//15	7φ10	LM.1	Maciça	B25	S 400	0,25	41,946	0,014	5,5

Quadro 21- Capacidade resistente da laje LM.1

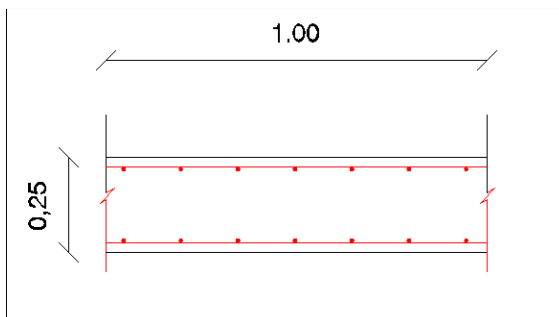


Figura 29- Laje maciça com 0,25m de espessura

As figuras 30 e 31 representam os mapas de momentos atuantes na cobertura do módulo A.

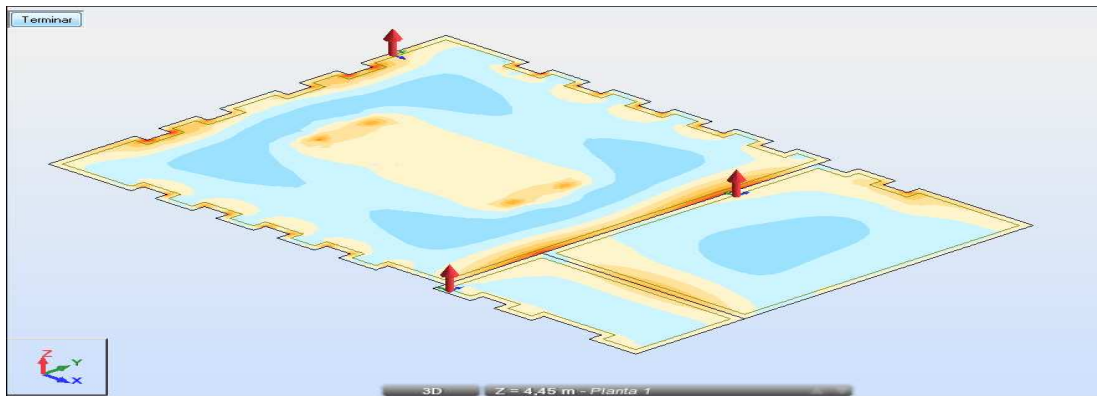


Figura 30 – Momentos fletores na direção x, laje LM.1

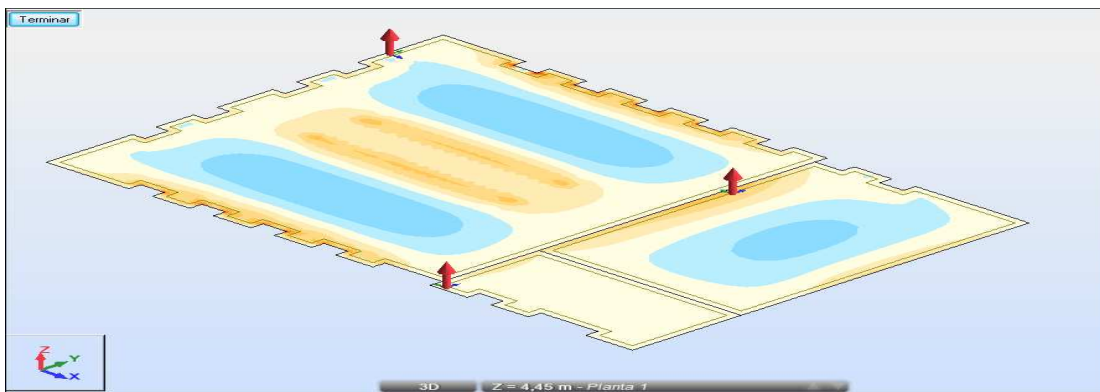


Figura 31 – Momentos fletor direção y. Laje LA.1

Armadura Inferior									
Direcção x					Direcção y				
Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura base	Mrd (kN/m)	Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura base	Mrd (kN/m)
Z1	Msd (+)	29	φ10//15	41,95	Z1	Msd (+)	48	φ10//15	41,95
Z2	Msd(+)	15	φ10//15	41,95	Z2	Msd(+)	27	φ10//15	41,95

Quadro 22- Armadura Inferior, laje cobertura do módulo A (LM.1).

Armadura Superior									
Direcção x					Direcção y				
Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)	Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)
Z3	Msd(-)	-15	φ10//15	41,95	Z3	Msd(-)	-27	φ10//15	41,95
Z4		-45	φ10//15+φ10//30	66,16	Z4	Msd(-)	-55	φ10//15+φ10//30	66,16
Z5		-60	φ10//15+φ10//30	66,16	Z5	Msd(-)	-82,5	φ10//15+φ12//20	93,42

Quadro 23- Armadura Superior, laje cobertura do módulo A (LM.1).

De acordo com o 9.2.1.3 (2) do EC2, para elementos sem armadura de esforço transverso, a dispensa de armadura longitudinal de tração poderá ser efetuada considerando uma translação do diagrama de momentos com um distância  $a_l=d$ .

## 10.2.2 Laje Maciça com 0,18m de Espessura [LM.2]

Este tipo de laje foi considerado na cobertura dos módulos B e C conforme indicado na figura 32. Foi efetuado o cálculo da armadura mínima, considerada como armadura de base, acrescentando à mesma os reforços necessários.

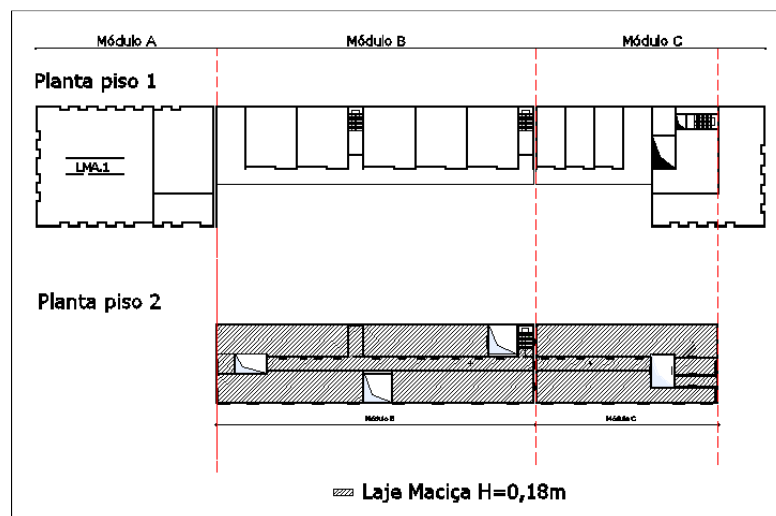


Figura 32- Localização da laje maciça com 0,18m de espessura (LM.2)

O quadro 21, representa os valores da capacidade resistente da laje, considerando diferentes tipos de armaduras.

Armadura/m	Armadura	Laje	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As( Cm2)
φ10/30	4φ10	LM.2	Maciça	B25	S 400	0,18	21,584	0,010	3,93
φ10//15	7φ10	LM.2	Maciça	B25	S 400	0,18	29,893	0,014	5,5

Quadro 24-Capacidade resistente da laje (LM.2)

Os esforços relativos à laje LM.2, encontram-se apresentados na 33.

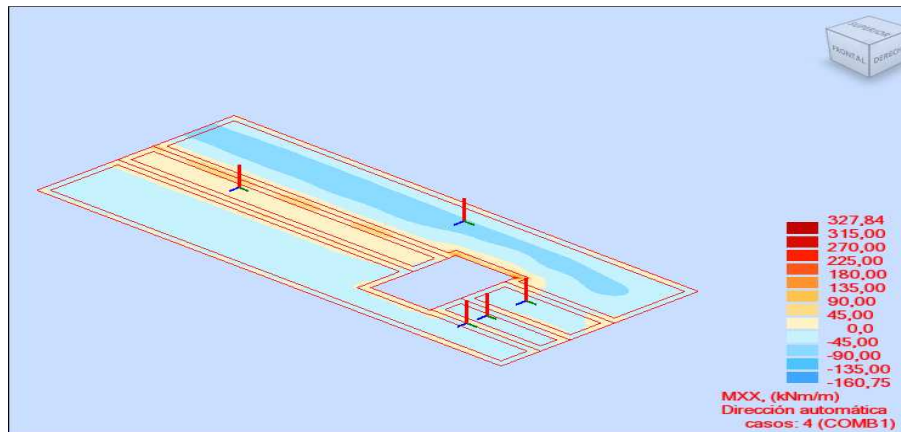


Figura 33- Momentos fletor direcção x Laje LM.2

Armadura Inferior									
Direcção x (Longitudinal)					Direcção y (Transversal)				
Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)	Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)
Z1	Msd (+)	40	φ10//15	41,95	Z1	25% do momento máximo no vão.			
Z2	Msd(+)	20	φ10//15	41,95	Z2				

Quadro 25- Armadura Inferior, laje (LM..2).

Armadura Superior									
Direcção x (Longitudinal)					Direcção y (Transversal)				
Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)	Zonas de Esforços	Cor	Msd (kN/m)	Armadura	Mrd (kN/m)
Z3	Msd(-)	-20	φ10//15	41,95	Z3	≥ 25% do momento máximo no vão.			
Z4	Msd(-)	-40	φ10//15	41,95	Z4				
Z5	Msd(-)	-60	φ10//15+φ10//30	66,16	Z5				

Quadro 26- Armadura superior, laje (LM..2)

### 10.2.3 Laje Maciça com 0,50m de Espessura [LM.3]

Este tipo de laje foi considerado no piso 1 dos módulos B e C. Foi efetuado o cálculo da armadura mínima, considerada como armadura de base, acrescentando à mesma os reforços necessários. A localização deste tipo de laje, encontra-se representado na figura 34.

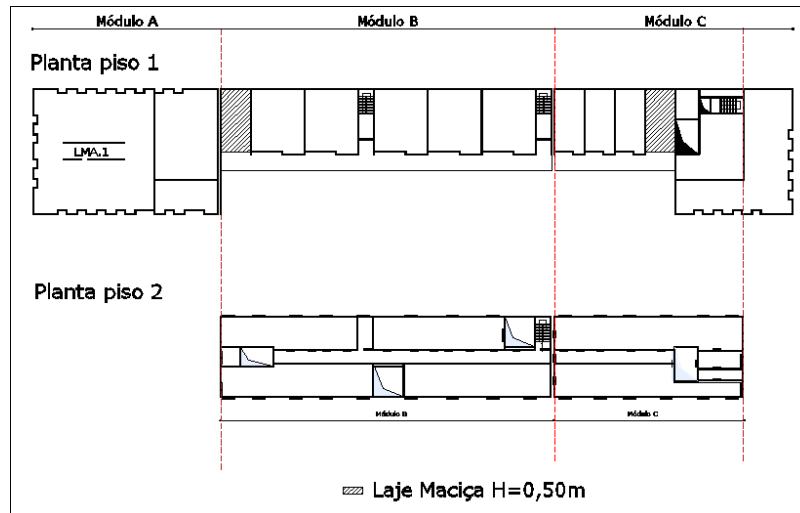


Figura 34- Localização da laje maciça com 0,50m de espessura (LM.3)

O quadro 26, representa o valor da capacidade resistente da laje, com diferentes soluções de armadura.

Armadura/m	Laje	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As( Cm2)
φ16//15	LM.3	Maciça	B25	S 400	0,5	213,041	0,037	14,07
φ12//15	LM.3	Maciça	B25	S 400	0,5	121,538	0,021	7,91
φ12//10	LM.3	Maciça	B25	S 400	0,5	188,949	0,032	12,43

Quadro 27- Capacidade resistente da laje (LM.3)

### 10.2.4 Laje Nervurada com 0,50m de Espessura [LN.1]

Este tipo de laje foi considerado no piso 1 dos módulos B, conforme indicado na figura 35. Apesar de se tratar de uma laje com aligeiramento, de forma a garantir a resistência ao esforço transversal e ao punçoamento foram preconizados maciços em betão armado, com a mesma espessura da laje.

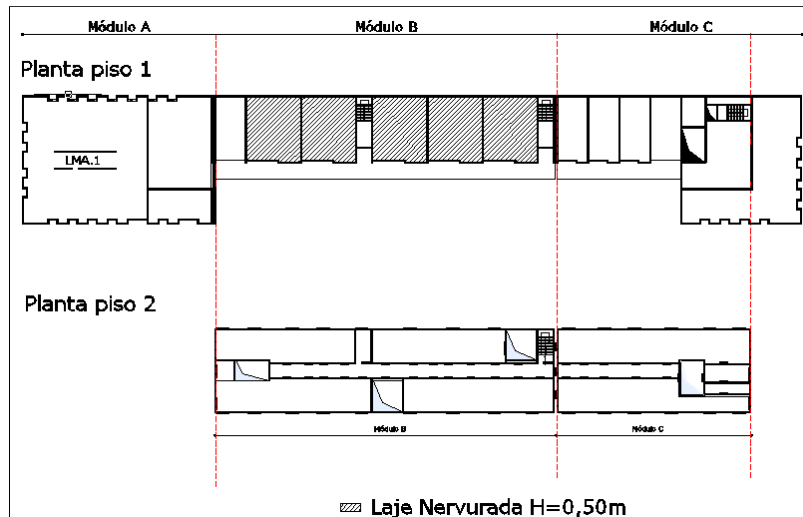


Figura 35- Localização da laje nervurada com 0,50m de espessura (LN.1)

Armadura/m	Armadura	Laje	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As( Cm2)
2φ20	2φ20	L.Nerv_1/2Vão	Maciça	B25	S 400	0,5	96,506	0,020	6,28
2φ16	2φ16	L.Nerv_1/2Vão	Maciça	B25	S 400	0,5	62,189	0,013	4,02
φ12//15	7φ12	L.Nerv_apoio	Maciça	B25	S 400	0,5	106,453	0,159	7,92

Figura 36 – Capacidade resistente da laje nervurada (LN.1)

Relativamente à laje nervurada, é necessário determinar a largura efetiva dos banzos, conforme preconizado no ponto 5.3.2.1 do EC2.

Para vigas T, a nervura efetiva do banzo comprimido, ao longo da qual se podem admitir condições de tensão uniforme, depende das dimensões da alma e do banzo, do tipo de aço, do vão, das condições de apoio e das armaduras transversais. A determinação da largura efetiva é função da distância  $l_0$ , a qual se pode obter na figura

Determinação do  $b_{eff}$ :

$$B_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

Em que:

- $b_{eff,i} = 0,2bi + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \Leftrightarrow 0,2*0,385 + 0,1*2,57 \leq 0,2*2,57 \Leftrightarrow 0,334 \leq 0,513 \Leftrightarrow b_{eff,i} = 0,334$
- $b_{eff,i} \leq bi \Leftrightarrow 0,334 \leq 0,385$  (verifica)

Logo, como temos banzos iguais,

$$B_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,334 + 0,13 = 0,80\text{m}$$

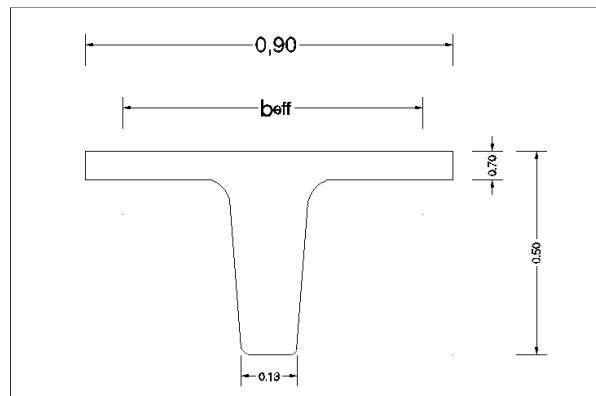


Figura 37-largura efetiva

Uma vez que a secção analisada apresenta 0.80m de largura, é necessário dividir por este valor os resultados para se obter um momento resistente por metro.

## 10.2.5 Disposições Construtivas em Lajes e Regras Particulares em Lajes

### 10.2.5.1 Área Mínima e Máxima de Armadura:

De acordo com o ponto 9.3.1.1 do EC2 a armadura mínima e máxima a aplicar em lajes deve seguir o disposto no ponto 9.2.1.1 (1) e (3) para as vigas, que indica que a área da armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a  $A_{s,\text{min}}$ .

$$A_{s,\text{min.}} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0,0013b_t * d$$

Em que:

$b_t$  representa a largura média da zona tracionada; no caso de uma viga em T com os banzos comprimidos, deverá considerar-se apenas a largura da alma no cálculo do valor de  $b_t$ .

A armadura mínima foi calculada para os diversos tipos de lajes, e apresenta-se indicada no quadro.

Elemento	Asmin (cm2)	Armadura	As (cm2)
L. Maciça, 0,50m	7,61	φ12//15	7,92

A área das seções, quer da armadura de tração, quer da armadura de compressão, não pode ser superior a  $A_{s,max}$ , excluindo a zonas de sobreposição. Em que:

$$A_{s,max}=0,04*A_C$$

### 10.2.5.2 Espaçamento dos Varões

O espaçamento dos varões não deve ser superior a  $S_{máx,slabs}$ , cujo valor deverá estar compreendido entre:

- Para armaduras principais,  $3h \leq 400\text{mm}$ , em que  $h$  representa a altura da laje;
- Para armaduras de distribuição,  $3,5h \leq 450\text{mm}$ .

Em zonas de cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, essas disposições passas a ser, respetivamente:

- Para armaduras principais,  $2h \leq 250\text{mm}$
- Para armaduras de distribuição,  $3h \leq 400\text{mm}$ .

## 10.2.6 Vigas

Foi elaborada uma folha de cálculo (figura 38), com recurso a uma macro, de forma a obtermos de uma forma rápida e simples, a capacidade resistente das diversas vigas à flexão simples, com diferentes soluções de armaduras.

Utilizou-se na folha de cálculo, as equações de equilíbrio, obtendo assim a posição do eixo neutro e do momento resistente da seção para uma dada área de aço.

Admitindo que as armaduras se encontram em cedência:

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_{yd})$$

- **Equação de equilíbrio axial:**

$$F_c = F_s \Leftrightarrow f_{cd} * b * 0,8 * x = A_s * f_{yd} \Leftrightarrow x = \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * b * 0,8}$$



Viga	Armadura	As( Cm4)	Betão	Aço	altura E.N (m)	Mrd (kN.m)	Med (kN.m)
V4.B (0,25*1,25)	2φ20+3φ20	24,54	B25	S 400	0,256	911,24	886,90
	3φ16+2φ20	12,31	B25	S 400	0,128	509,79	453,16
	6φ25	34,36	B25	S 400	0,359	1226,90	1200,02
V5.B (0,25*1,25)	2φ20+3φ20	24,54	B25	S 400	0,256	911,24	905,09
	3φ16+2φ20	12,31	B25	S 400	0,128	509,79	474,06
	6φ25	34,36	B25	S 400	0,359	1226,90	1217,03
V6.B (0,25*1,25)	2φ20+3φ20	24,54	B25	S 400	0,256	911,24	845,70
	3φ16+2φ20	12,31	B25	S 400	0,128	509,79	425,30
	6φ25	34,36	B25	S 400	0,359	1226,90	1189,00
V7.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	29,81
V8.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	29,81
V9.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	29,81
	2φ12+2φ16	6,28	B25	S 400	0,082	120,63	106,85
V10.B (0,20*0,50)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	34,45	34,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	65,00
	2φ12+4φ16	10,3	B25	S 400	0,134	141,96	130,00
V11.B (0,20*0,50)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	34,45	30,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	65,00
	2φ12+4φ16	10,3	B25	S 400	0,134	141,96	129,31
V12.B (0,20*0,50)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	34,45	30,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	65,00
	2φ12+4φ16	10,3	B25	S 400	0,134	141,96	129,31
V13.B (0,20*0,50)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	34,45	30,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	65,00
	2φ12+4φ16	10,3	B25	S 400	0,134	141,96	140,00
V14.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	40,00
	2φ12+2φ16	6,28	B25	S 400	0,082	120,63	89,00
V15.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	40,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	65,00
V16.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	40,00
	4φ12	4,54	B25	S 400	0,059	67,32	56,80
V17.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	33,20
V18.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	33,20
V19.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	33,20
V20.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	33,20
V21.B (0,20*0,65)	2φ12	2,26	B25	S 400	0,029	45,06	33,20

Quadro 28- Capacidade resistente de vigas à flexão simples

## 10.2.7 Disposições Construtivas em Lajes e regras Particulares em Vigas

### 10.2.7.1 Área Mínima e Máxima de Armadura:

De acordo com o ponto 9.2.1.1 (1) e (3) do EC2 para as vigas, que indica que a área da armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a  $A_{s,min}$ .

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \geq 0,0013b_t * d$$

Em que:

$b_t$  representa a largura média da zona tracionada; no caso de uma viga em T com os banzos comprimidos, deverá considerar-se apenas a largura da alma no cálculo do valor de  $b_t$ .

A área das seções, quer da armadura de tração, quer da armadura de compressão, não pode ser superior a  $A_{s,max}$ , excluindo a zonas de sobreposição, em que:

$$A_{s,max}=0,04*A_C$$

### **10.2.7.2 Espaçamento dos Varões**

O espaçamento dos varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegurar adequadas condições de aderência.

A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior ao maior dos seguintes valores:

- Diâmetro do varão
- $d_g + 5\text{mm}$  ( $d_g$  é a máxima dimensão do agregado)
- 20 mm

## **10.3 Verificação da Resistência á Flexão Composta**

A capacidade resistente de um elemento de betão armado á flexão composta, é baseada na definição de extensões máximas para o betão ou para o aço. Os critérios de deformações limites para a secção são os mesmos da flexão simples, sendo que, naturalmente, com um esforço axial de compressão, a tendência seja para que a zona comprimida de betão seja maior. Assim temos:

- $\epsilon_s \leq \epsilon_{ud}$
- $\epsilon_c \leq 3.5\text{‰}$
- $2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq 3.5\text{‰}$

Com base nas extensões máximas para o betão e armaduras, podem ser definidas 5 zonas com diagramas associados à rotura, conforme indicado na figura 39.

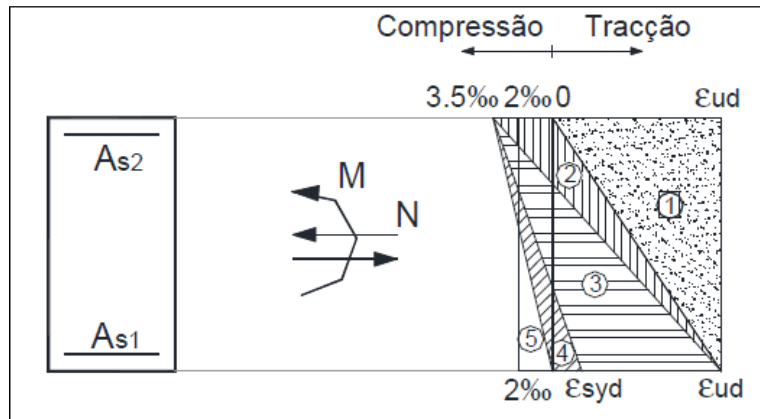


Figura 39-Extensões limites para o aço e para o betão.

Zona 1– Zona com a secção totalmente tracionada. É ultrapassada a extensão limite de tração em toda a secção, posicionando-se a LN fora da secção. Este estado verifica-se para tração pura ou tração com pequena excentricidade ( $\epsilon_{s1} = \epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_{s2} \leq \epsilon_{ud}$ )

Zona 2– Nesta zona é ultrapassada a extensão máxima de tração apenas para a armadura inferior, com a LN situada entre o bordo superior e uma altura corresponde a  $x=0,26*d$ , e com extensões de encurtamento no betão inferiores à extensão última deste. Verifica-se para tração e compressão com grande ou média excentricidade ( $\epsilon_{s1} = \epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_c \leq 3.5\text{‰}$ )

Zona 3– Zona com a extensão máxima de encurtamento do betão atingida no extremo da secção e extensão na armadura inferior à sua extensão limite mas superior a  $\epsilon_y$ . Neste caso a LN situa-se abaixo do limite correspondente a  $x=0,26*d$ . Este estado verifica-se, como o anterior, para tração e compressão com grande ou média excentricidade ( $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_{s1} \leq 10\text{‰}$ ,  $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ )

Zona 4– Zona semelhante à anterior mas com  $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_{s1}$ . Este caso acontece na atuação de compressão com grande ou média excentricidade ( $\epsilon_{s1} \leq \epsilon_{yd}$ ,  $\epsilon_c = 3.5\text{‰}$ ).

Zona 5– Nesta zona a secção encontra-se totalmente comprimida. A extensão de compressão do betão é ultrapassada em toda a secção em simultâneo, situando-se a LN fora da secção. Este estado verifica-se para compressão pura ou compressão com pequena excentricidade ( $2\text{‰} \leq \epsilon_{cm\acute{a}x} \leq 3.5\text{‰}$ )

As três primeiras zonas correspondem a zonas de rotura dúctil, enquanto as duas restantes apresentam uma rotura frágil.

Com base nos diferentes diagramas de rotura e através das condições de equilíbrio é possível determinar o diagrama N-M resistente duma secção.

O diagrama de extensões encontra-se apresentado na figura 40.

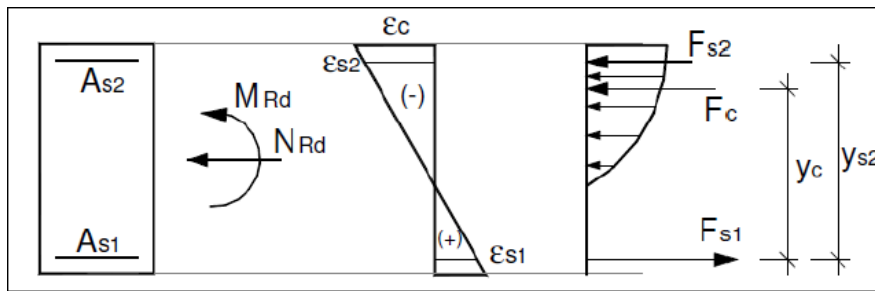


Figura 40-Diagrama de extensões e forças numa secção de betão armado sujeita a flexão composta

A coordenada,  $y$ , pode ser definida em relação ao centro geométrico da secção ou em relação ao nível da armadura inferior, sendo mais conveniente adotar a primeira hipótese, pois é em relação a esse ponto que são, em geral, referidos os esforços atuantes.

Equações de Equilíbrio:

Equilíbrio Axial:  $F_c + F_{s2} - F_{s1} = N_{Rd}$

Equilíbrio de Momentos:  $F_c \times y_c + F_{s2} \times y_{s2} + F_{s1} \times y_{s1} = M_{Rd}$

De notar que para um valor de  $N_{sd}$ , fixo, o aumento de momento produz sempre um aumento da armadura necessária. Para um valor fixo de  $M_{sd}$ , o aumento do esforço axial é favorável até um limite a partir do qual esse aumento passa a ser desfavorável, conforme demonstra a figura 41.

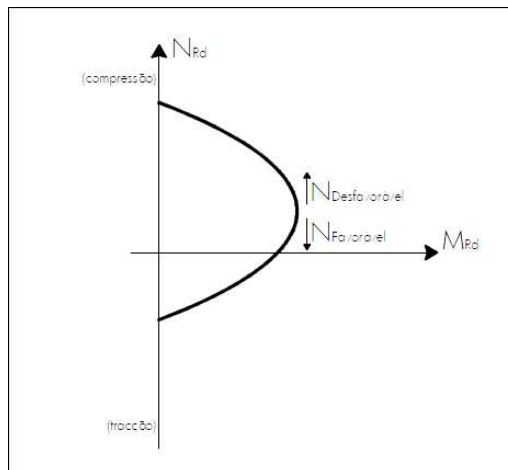


Figura 41-Diagrama de interação de  $N_{rd}$  –  $M_{rd}$

Se, de uma forma equivalente ao desenvolvido para a flexão simples, se escreverem as equações de equilíbrio em termos de grandezas adimensionais obtêm-se as denominadas curvas de dimensionamento, que são definidas para certas distribuições tipo de armaduras nas secções.

As grandezas adimensionais que se definem são as seguintes:

- $v = \frac{Nrd}{b * h * fcd}$  (Esforço normal reduzido)
- $\mu = \frac{Mrd}{b * h^2 * fcd}$  (Momento fletor reduzido)
- $\omega = \frac{As}{b * h} * \frac{fyd}{fcd}$  (Percentagem de armadura mecânica)

### 10.3.1 Pilares

O dimensionamento dos pilares á flexão composta foi efetuada por intermédio de tabelas de dimensionamento, Barros H. & Figueiras J., 2010, Tabelas e Ábacos. FEUP Edições.

As figuras 42 e 43 representam o esforço axial e de momento fletor máximo, a que se encontra sujeito o pilar denominado de P1.

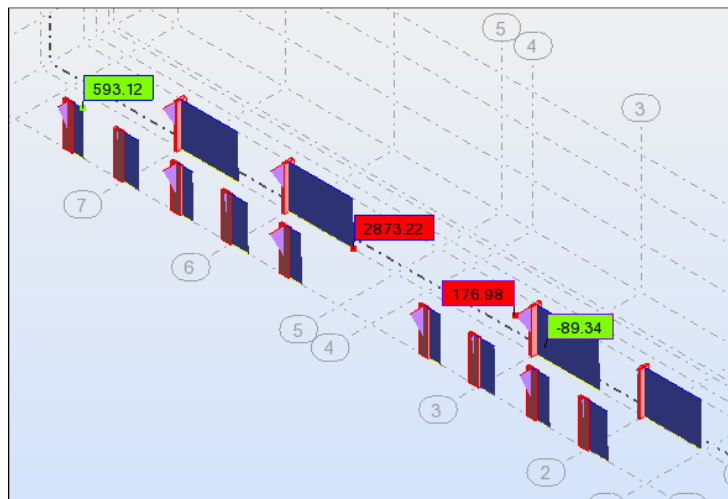


Figura 42-Esforço axial atuante

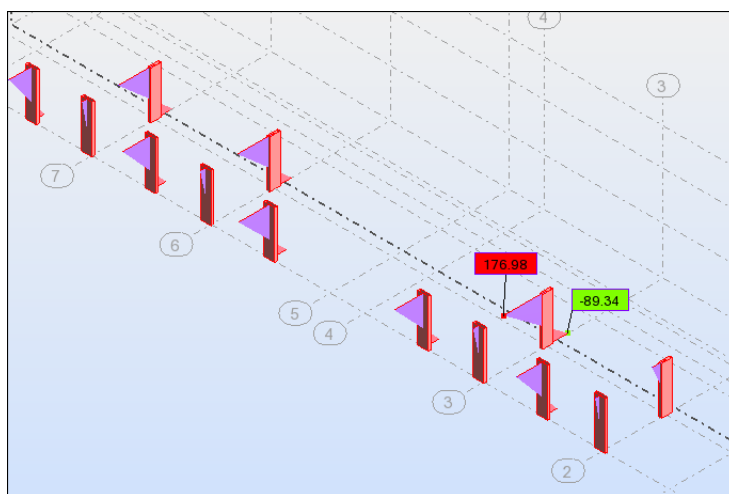


Figura 43-Momento fletor atuante

No quadro 29, encontra-se apresentado o dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares.

Pilar	Base (m)	Altura (m)	Betão	Aço	Nsd [kN]	Med (kN.m)	v	$\mu$	$\omega$	As	armadura
P1	1,00	0,25	B25	S 400	2873	176	0,7	0,170	0,226	27	10 $\phi$ 20
P2	1,00	0,25	B25	S 400	1033	132	0,2	0,125	0,114	5,46	10 $\phi$ 10
P3	0,20	0,20	0,2	S 400	325	23,79	0,5	0,180	0,150	2,870	4 $\phi$ 12

Quadro 29-Dimensionamento de Pilares à flexão composta

### 10.3.2 Paredes

A verificação das paredes à flexão composta é idêntica à dos pilares, pelo que apenas apresentaremos os resultados do dimensionamento.

## 10.4 Verificação da Resistência ao Punçoamento

De acordo com o EC2, o método de cálculo para a verificação da resistência ao punçoamento, consiste em realizar verificações na face do pilar e no perímetro de controlo de referência  $u_1$ . Se for necessário armadura de punçoamento, deve determinar-se um novo perímetro  $u_{out}$  para o qual já não é necessária armadura de punçoamento. As verificações a efetuar são:

- Se  $v_{Ed} < v_{Rd,c}$ , não será necessário armadura de punçoamento;
- Se  $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ , na secção de controlo considerada, será necessário adotar armaduras de punçoamento;
- $v_{Ed} < v_{Rd,Max}$  no perímetro do pilar ou no da área carregada.

A análise ao punçoamento será efetuada nas lajes do 1º piso dos módulos B e C, com pilares implantados diretamente na laje. Desta forma, a análise será feita para os pilares interiores e para os pilares de bordo.

### Pilares Interiores

Na figura 44 encontram-se representados os pilares interiores relativos ao módulo B.

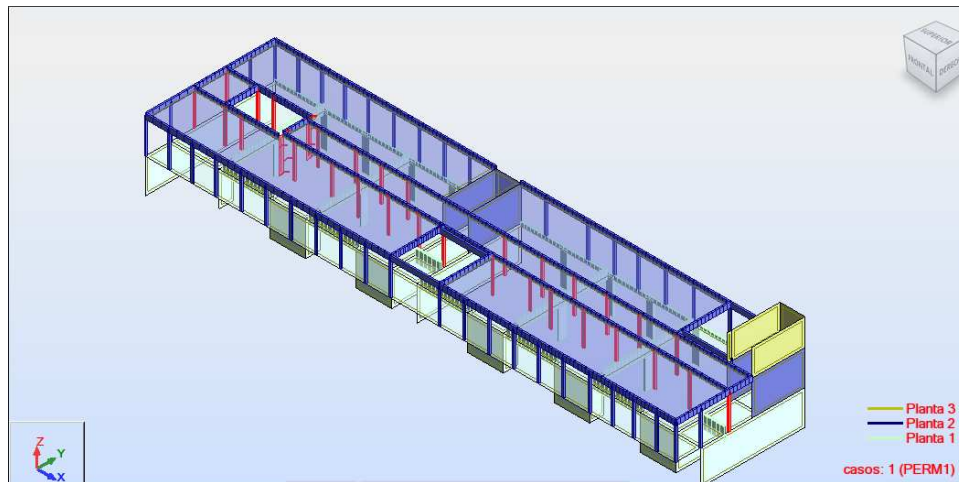


Figura 44- Identificação dos pilares interiores do módulo B.

De acordo com o ponto 6.4.4 do EC2, a verificação faz-se da seguinte forma:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp})$$

Em que:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \Leftrightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} \leq 2 \Leftrightarrow K = 1,67, \text{ d em mm}$
- $\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{10 * 0,79 * 10^{-4}}{1,0 * 0,45} = 0,00175$
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02 \Leftrightarrow \rho_l = 0,00175$
- $\sigma_{cp} = 0$
- $C_{Rd,c} = 0,12$  (valor recomendado)
- $k_1 = 0,10$  (valor recomendado)
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \Leftrightarrow v_{min} = 0,035 * 1,67^{3/2} * 25^{1/2} = 0,3776$ , com  $f_{ck}$  em MPa

logo,

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 1,67 (100 * 0,00175 * 25)^{1/3} \geq 0,3776$$

$$V_{Rd,c} = 0,3776 \text{ MPa}$$

Na figura 45, indica-se o  $V_{ed}$  máximo transmitido pelos pilares interiores implantados na laje do piso 1 dos módulos B.

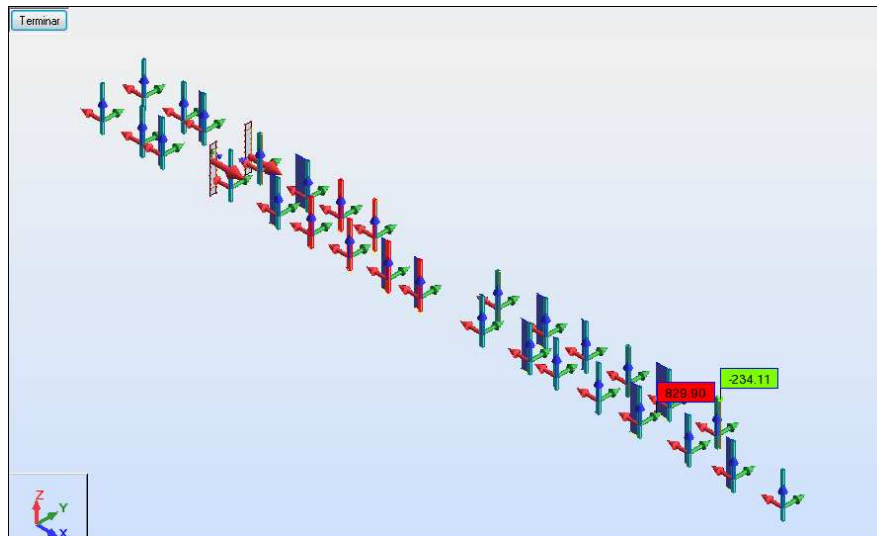


Figura 45- Esforço máximo transmitido pelos pilares interiores do módulo B.

Verificamos que a presença de momentos na base dos pilares não é muito significativa, pelo que admitimos que a distribuição de tensões é uniforme, agravando no entanto, a resultante  $V_{ed}$  pelo fator  $\beta$ . De acordo com ponto 6.4.3 (6) do EC2, para com para lajes em que a instabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares e cujos vãos adjacentes não diferem mais de 25 %, os valores de  $\beta$  podem tomar um valor aproximado.

#### Pilar Interior

- $\beta = 1,15$

$$V_{ed} = \beta * 829 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 953,35 \text{ kN}$$

#### Características do maciço

$$u_1 = 6,38m$$

$$d = 0,45m$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{ed} \Leftrightarrow 0,3776 * 10^3 * 6,38 * 0,45 \geq 953,53 \Leftrightarrow 1084,08 \geq 953,35 \text{ kN ( Verifica)}$$

#### Pilares de bordo

Na figura 46 encontram-se representados os pilares de bordo relativos ao módulo B.

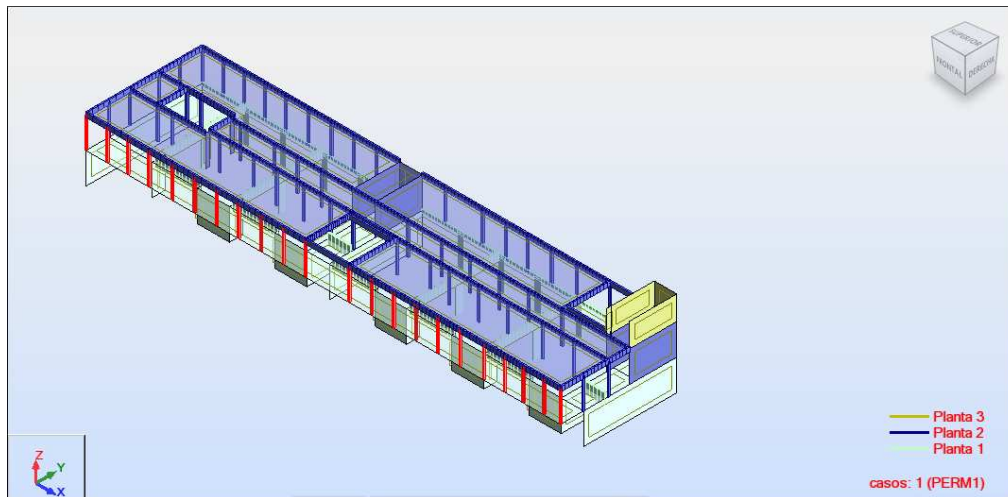


Figura 46 – Identificação dos pilares de bordo do módulo B

De acordo com o ponto 6.4.4 do EC2, a verificação faz-se da seguinte forma:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp})$$

Em que:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \Leftrightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{225}} \leq 2 \Leftrightarrow K = 1.94, d \text{ em mm}$
- $\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{10 * 0,79 * 10^{-4}}{1,0 * 0,25} = 0,00316$
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02 \Leftrightarrow \rho_l = 0,00175$
- $\sigma_{cp} = 0$
- $C_{Rd,c} = 0,12$  (valor recomendado)
- $k_1 = 0,10$  (valor recomendado)
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \Leftrightarrow v_{min} = 0,035 * 1,94^{3/2} * 25^{1/2} = 0,4729$ , com  $f_{ck}$  em MPa

logo,

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 1,94 (100 * 0,00316 * 25)^{1/3} \geq 0,4729$$

$$V_{Rd,c} = 0,465 \text{ MPa}$$

Na figura 47, indica-se o  $V_{ed}$  máximo transmitido pelos pilares interiores implantados na laje do piso 1 do módulos B.

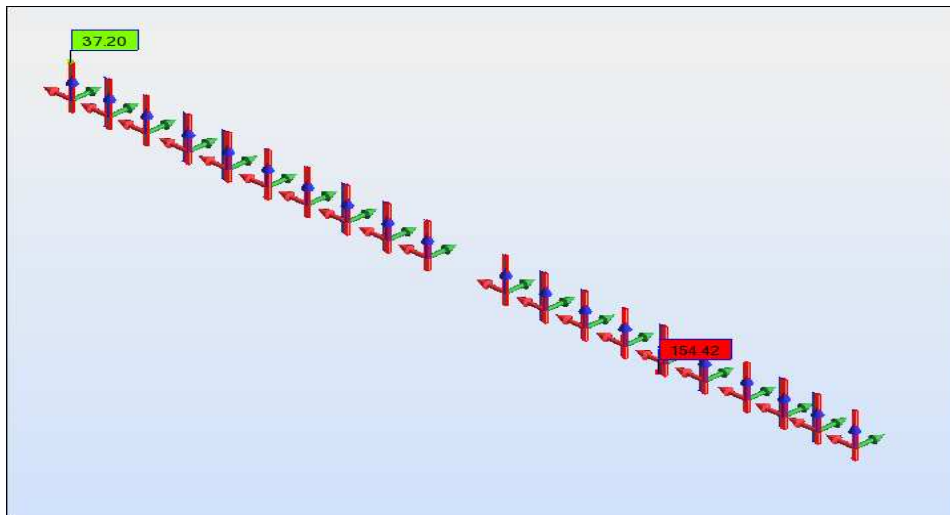


Figura 47- Esforço máximo transmitido pelos pelares interiores do módulo B

Verificamos que a presença de momentos na base dos pilares não é muito significativa, pelo que admitimos que a distribuição de tenções é uniforme, agravando no entanto, a resultante  $V_{ed}$  pelo fator  $\beta$ . De acordo com ponto 6.4.3 (6) do EC2, para com para lajes em que a instabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares e cujos vãos adjacentes não diferem mais de 25 %, os valores de  $\beta$  podem tomar um valor aproximado.

Pilar Bordo

- $\beta = 1,4$

$$V_{ed} = \beta * 154,42\text{kN}$$

$$V_{ed} = 216,19\text{kN}$$

Características do maciço

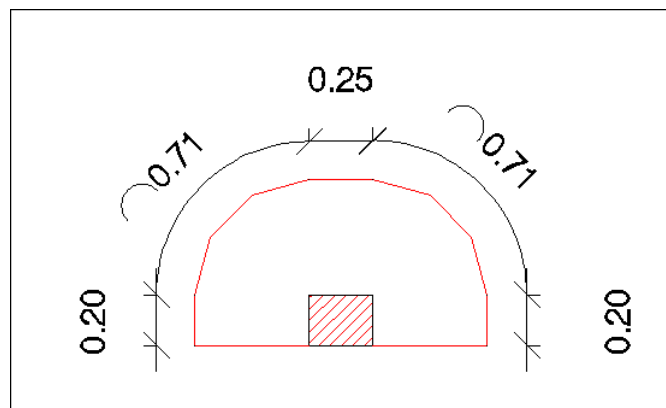


Figura 48- Perímetro de controlo  $u_1$  do pilar de bordo

$$u_1 = 2,07m$$

$$d = 0,225m$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{ed} \Leftrightarrow 0,465 * 10^3 * 2,07 * 0,225 \geq \Leftrightarrow 216,57 \geq 216,19 \text{ kN ( Verifica)}$$

## 10.5 Verificação da Resistência ao Esforço Transverso

De acordo com o ponto 6.2 do E.2, a verificação da resistência em relação ao esforço transverso, define-se os seguintes valores:

$V_{Ed}$  Valor de calculo do esforço transverso resultante das ações exteriores.

$V_{Rd,c}$  Valor de calculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso.

$V_{Rd,s}$  Valor de calculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso.

$V_{Rd,max}$  Valor de calculo do esforço transverso resistente do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

Na verificação da segurança ao esforço transverso podemos distinguir as situações em que elementos de betão armado, ou regiões desses elementos, necessitem de armadura de esforço transverso daquelas situações em que o seu calculo esta dispensado

Para a verificação da resistência ao esforço transverso o EC 2, define o seguinte método de verificação:

- Se  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , não é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso;
- Se  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ , deve adotar-se uma armadura de esforço transverso.

Em qualquer um dos casos deve verificar-se que o valor de cálculo do esforço transverso nas seções não excede o valor limite de esmagamento das escoras comprimidas. Tal verificação deve ser feita através da expressão:

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

### 10.5.1 Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso.

Segundo o ponto 6.2.1 (4) do EC2, nas lajes, as armaduras de esforço transverso podem ser dispensadas. No entanto, nas lajes aligeiradas a verificação do esforço transverso deve ser realizada nas nervuras junto das zonas maciças.

Em elementos para os quais não e exigida armadura de esforço transverso o valor de  $V_{Rd,c}$  e dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w d \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) b_w d$$

Em que:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  ,  $d$  em mm
- $\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$
- $\sigma_{cp} = 0$  ( na ausência de pré-esforço)
- $C_{Rd,c} = 0,12$  ( valor recomendado)
- $k_1 = 0,10$  ( valor recomendado)
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

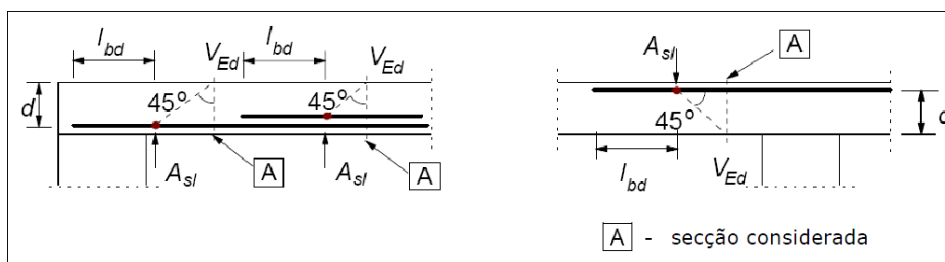


Figura 49- Definição de  $A_{sl}$

Utilizou-se uma folha de Excel com recurso a uma macro (figura 50) para efetuar o cálculo da capacidade resistente ( $V_{Rd,c}$ ) nos seguintes elementos:

- Laje maciça com 0,18m de espessura
- Laje maciça com 0,25m de espessura
- Maciços com 0,50m de espessura

- Laje aligeirada, nervurada

Esforço Transverso em elementos sem Armadura											
Elemento	$C_{Rd,c}$	k	$A_{sl}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_l$	$f_{ck}$ Mpa	$k_1 * \sigma_{cp}$	$b_w$ [m]	d [m]	$V_{Rd,c}$ kN		$v_{min}$ kN
L.Maciça 0,25m	0,12	1,94	12,43	0,0055	25,00	0,00	1,00	0,23	125,855	≥	106,63
L. Aligeirada	0,12	1,67	2,26	0,0039	25,00	0,00	0,13	0,45	24,9163	≥	22,03
L. Maciça 0,50m	0,12	1,67	7,90	0,0018	25,00	0,00	1,00	0,45	147,354	≤	169,44
L. Maciça 0,18m	0,12	1,40	3,95	0,0024	25,00	0,00	1,00	0,16	49,8047	≥	47,09

Figura 50- Capacidade resistente ao esforço transverso de lajes maciças e aligeiradas nervuradas.

Esforço Transverso em elementos sem Armadura											
Elemento	$C_{Rd,c}$	k	$A_{sl}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_l$	$f_{ck}$ Mpa	$k_1 * \sigma_{cp}$	$b_w$ [m]	d [m]	$V_{Rd,c}$ kN		$v_{min}$ kN
L.Maciça 0,25m	0,12	1,94	12,43	0,0055	25,00	0,00	1,00	0,23	125,8549	≥	106,63
L. Aligeirada	0,12	1,67	2,26	0,0039	25,00	0,00	0,13	0,45	24,91629	≥	22,03
L. Maciça 0,50m	0,12	1,67	7,90	0,0018	25,00	0,00	1,00	0,45	147,3536	≤	169,44
L. Maciça 0,18m	0,12	1,40	3,95	0,0024	25,00	0,00	1,00	0,16	49,80475	≥	47,09

Quadro 30- Capacidade resistente ao esforço transverso de lajes maciças e aligeiradas nervuradas.

De acordo com o ponto 6.2.1(8) do EC2, para elementos sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas, não é necessário a verificação do valor de cálculo do esforço transverso a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio.

Deste modo, analisou-se nos pontos mais esforçados das lajes, o respetivo diagrama de esforço transverso, de forma detalhada, de forma a obter o valor de  $V_{ed}$  a uma distância  $d$  do apoio.

Na análise ao esforço transverso das nervuras das lajes aligeiradas, o valor de  $V_{ed}$ , foi multiplicado pelo respetivo comprimento de influência da nervura.

### Lajes Maciças 0,18m de espessura

Na figura 51, encontra-se apresentada de forma geral a análise ao esforço transverso.

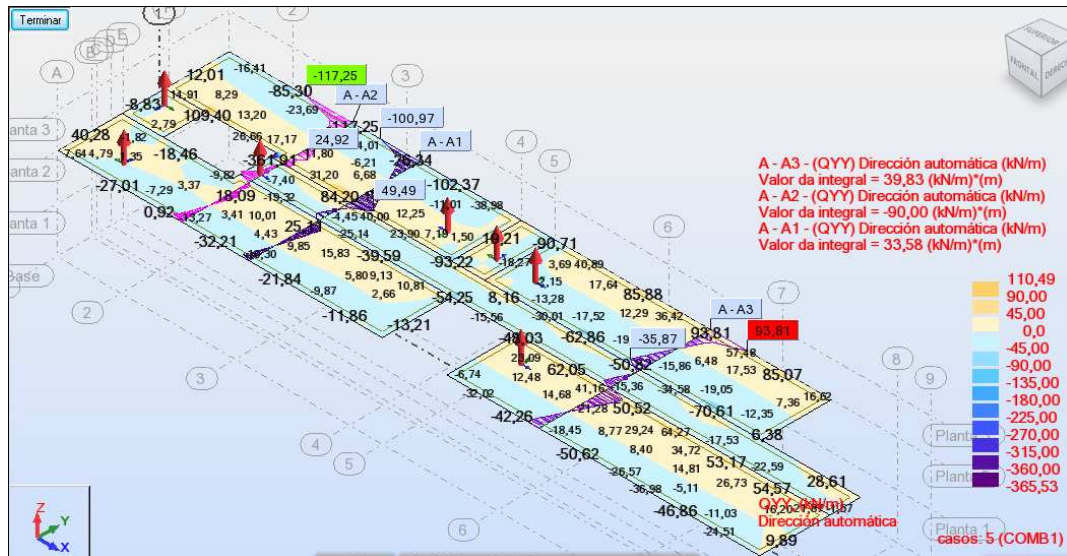


Figura 51- Análise ao esforço transverso na laje de cobertura do módulo B.

De acordo com o diagrama detalhado representado na figura 30, referente ao corte A-A2, verifica-se que o valor de  $V_{ed}$  a uma distância  $d$  do apoio ( $\approx 0,15m$ ) seu valor é de 79 kN/m, muito superior aos 49,8kN/m obtido no cálculo (ver figura 28) para o valor de  $V_{Rd,c}$ .

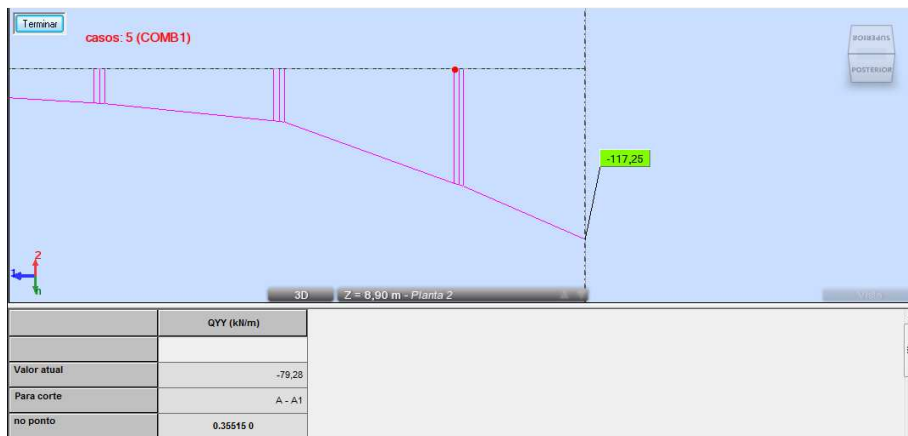


Figura 52- Diagrama detalhado de esforço Transverso referente ao corte A-A2.

No entanto, e dado que tanto o valor da capacidade resistente como o valor do esforço atuante são em kN/m, verifica-se que de 79,3 kN/m só se faz sentir em cerca de 0,19 m de comprimento, seguindo-se uma 2 zonas com comprimento conjunto de 0,32m no valor de 62kN/m e a restante zona com um valor aproximado de 27kN/m.

Deste modo temos para uma faixa com 1,0m de extensão:

- $V_{Rd,c} = 48,9kN/m$
- $V_{ed} = 79,3 \cdot 0,19 + 62 \cdot 0,32 + 27 \cdot 0,49 = 48,14kN/m$

$$V_{Rd,c} \geq V_{ed} \quad (\text{logo verifica})$$

Na figura 31, encontra-se representado a influência do esforço transverso, na vizinhança do ponto máximo (117,25 kN/m).

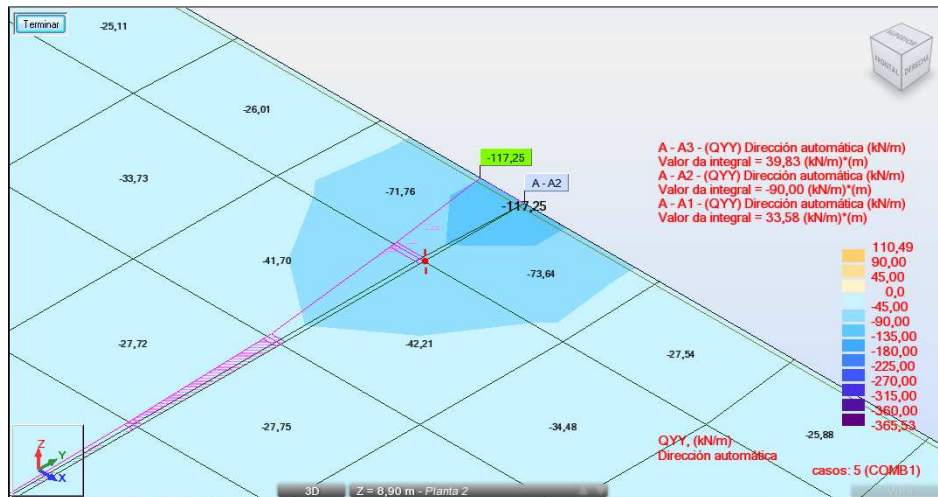


Figura 53- Mapa desforço transverso na vizinhança do ponto de valor máximo na laje cobertura módulo B.

### Consola com altura variável.

Tratando-se de uma laje maciça com altura variável, com 0,50 m no apoio e 0,25m na extremidade da consola, analisámos os esforços e a capacidade resistente em 3 pontos, nomeadamente, a uma distancia  $d$  do apoio, na extremidade e a  $\frac{1}{2}$  da consola. A necessidade da análise na extremidade da consola, justifica-se pela presença de pilares implantados na referida extremidade.

### 10.5.2 Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso.

O cálculo de elementos com armadura de esforço transverso baseia-se num modelo de treliça, conforme esquematizado na figura 54.

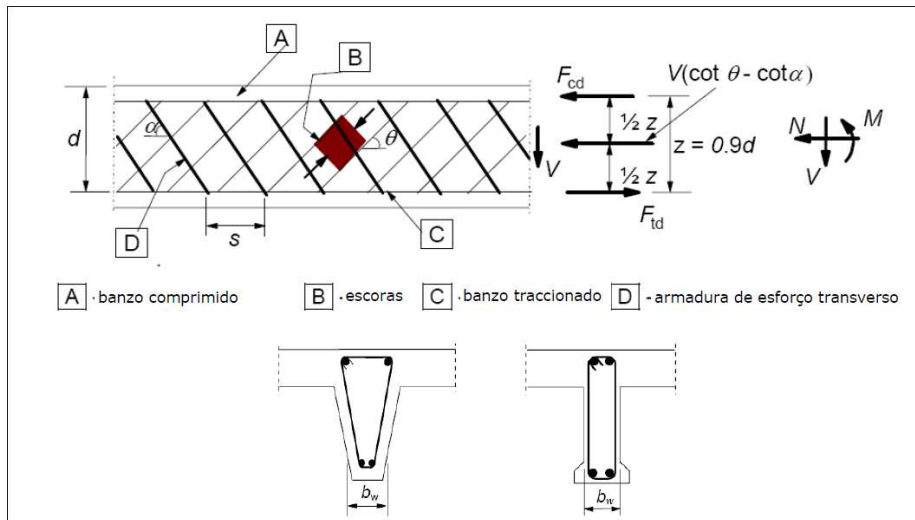


Figura 54-Módulo de treliça e notações para elementos com armadura de esforço transverso

Em que:

$\alpha$  Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga

$\theta$  Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

$F_{td}$  Valor de calculo da força de tração na armadura longitudinal

$F_{cd}$  Valor de calculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento

$b_w$  Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido

$z$  Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado.

Em elementos com armaduras de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , e dado pelo menor dos valores:

- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot g \theta$
- $V_{Rd,máx} = \alpha_w * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (\cot g \theta + \tan \theta)$

Em que:

$A_{sw}$  Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso existente no comprimento  $s$

$s$  Espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal

$f_{ywd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso

$\alpha_w$  Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

$v_1$  Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso

Foi elaborada uma folha de cálculo automático (figura 55) de forma a facilitar o cálculo para todas as vigas.

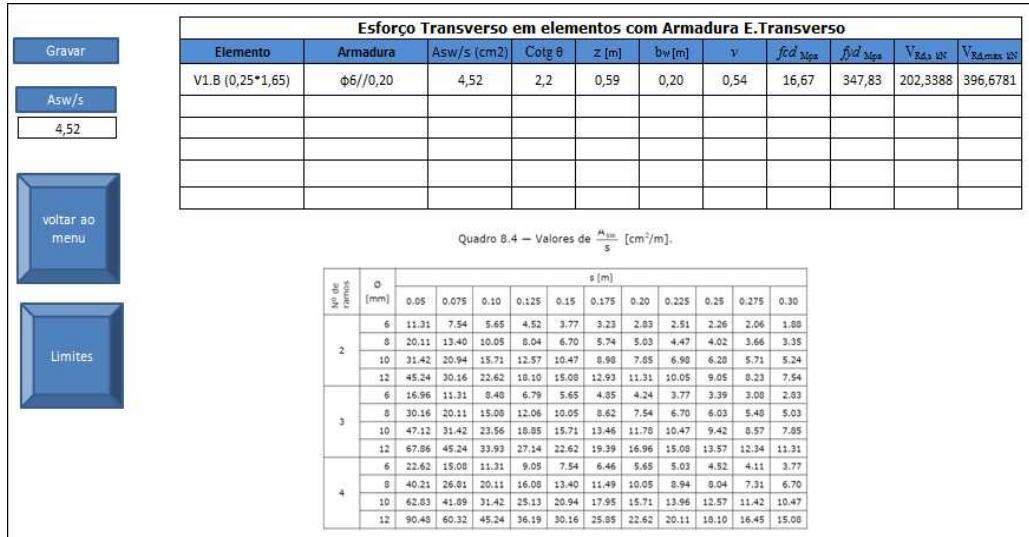


Figura 55- Folha de cálculo (Macro) da capacidade resistente de vigas ao esforço transverso

Na figura 46, encontra-se representado o diagrama de esforço relativos à viga V3.B, os valores máximos considerados para o cálculo, encontram-se a uma distancia  $d$  do apoio.

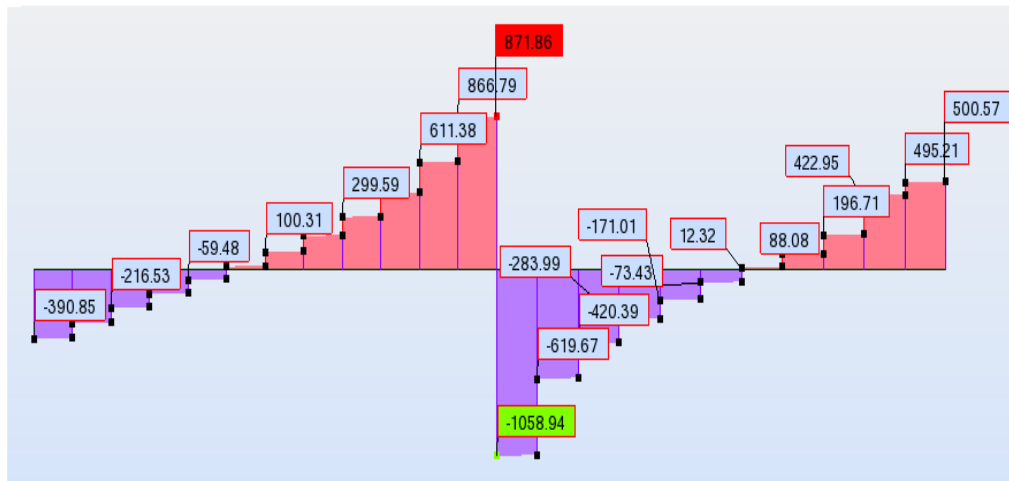


Figura 56- Diagrama de esforço transverso da viga VB.3

Os valores de capacidade resistente ao esforço transverso obtidos para a viga VB.3 por intermédio da folha de cálculo já referida encontram-se apresentados no quadro 31.

Esforço Transverso em elementos com Armadura E.Transverso											
Elemento	Armadura	Asw/s (cm2)	Cotg θ	z [m]	bw [m]	v	fcd Mpa	fyd Mpa	V <sub>Rd,s</sub> kN	V <sub>Rd,máx</sub> kN	V <sub>ed</sub> kN
V3.B (0,25*1,25)	φ6//0,075	7,54	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	737,61	872,84	619,67
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	340,00
	φ6//0,20	2,83	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	276,85	872,84	270,00

Quadro 31-Capacidade resistente da viga VB.3

Esforço Transverso em elementos com Armadura E.Transverso											
Elemento	Armadura	Asw/s (cm2)	Cotg θ	z [m]	bw [m]	v	fcd Mpa	fyd Mpa	V <sub>Rd,s</sub> kN	V <sub>Rd,máx</sub> kN	V <sub>ed</sub> kN
V1.B (0,25*1,65)	φ6//0,15	3,77	2,5	1,49	0,25	0,54	16,67	347,83	486,82	1152,16	480,10
	φ6//0,125	4,52	2,5	1,49	0,25	0,54	16,67	347,83	583,67	1152,16	540,00
V2.B (0,25*1,65)	φ6//0,20	2,83	2,5	1,49	0,25	0,54	16,67	347,83	365,44	1152,16	310,30
V3.B (0,25*1,25)	φ6//0,075	7,54	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	737,61	872,84	619,67
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	340,00
	φ6//0,20	2,83	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	276,85	872,84	270,00
V4.B (0,25*1,25)	φ6//0,075	7,54	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	737,61	872,84	666,50
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	540,00
	φ6//0,20	2,83	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	276,85	872,84	270,00
V4.B (0,25*1,25)	φ6//0,05	11,31	2,2	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	973,64	953,55	955,04
	φ6//0,075	7,54	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	737,61	872,84	666,50
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	540,00
	φ6//0,20	2,83	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	276,85	872,84	270,00
V5.B (0,25*1,25)	φ6//0,05	11,31	2,2	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	973,64	953,55	945,04
	φ6//0,075	7,54	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	737,61	872,84	666,50
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	540,00
V6.B (0,25*1,25)	φ6//0,20	2,83	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	276,85	872,84	270,00
	φ6//0,05	11,31	2,2	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	973,64	953,55	945,04
	φ6//0,10	5,65	2,5	1,13	0,25	0,54	16,67	347,83	552,72	872,84	540,00
V7.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	143,96	363,10	54,24
V8.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	143,96	363,10	61,44
V9.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	143,96	363,10	125,32
V10.B (0,20*0,50)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	110,74	279,31	100,00
	φ6//0,15	3,77	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	147,52	279,31	140,00
	φ6//0,10	4,52	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	176,87	279,31	162,50
V11.B (0,20*0,50)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	110,74	279,31	110,00
	φ6//0,15	3,77	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	147,52	279,31	140,00
	φ6//0,10	4,52	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	176,87	279,31	172,90
V12.B (0,20*0,50)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	110,74	279,31	110,00
	φ6//0,15	3,77	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	147,52	279,31	140,00
	φ6//0,10	4,52	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	176,87	279,31	172,90
V13.B (0,20*0,50)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	110,74	279,31	110,00
	φ6//0,15	3,77	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	147,52	279,31	140,00
	φ6//0,10	4,52	2,5	0,45	0,20	0,54	16,67	347,83	176,87	279,31	172,90
V14.B (0,20*0,50)	φ6//0,20	2,83	2,5	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	143,96	363,10	72,30
V15.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	52,06
V16.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	87,54
V17.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	67,76
V18.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	67,76
V19.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	83,00
V20.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	56,20
V21.B (0,20*0,65)	φ6//0,20	2,83	2,2	0,59	0,20	0,54	16,67	347,83	126,69	396,68	68,60

## 11. Fundações

Foi disponibilizada uma única sondagem SPT, designada por S5 e apresentada no anexo I, a partir do qual se estimou a capacidade resistente do Solo. O horizonte de fundação deverá situar-se a 2 metros de profundidade, evitando-se assim os depósitos de aterro existentes na camada superficial, assentes numa camada de areias de grão fino e cor amarela clara, com fragmentos e seixos rolados de quartzo dispersos, medianamente compactos a muito compactos, com valores de  $N_{SPT}$  de 24 pancadas.

De uma forma simplificada adotou-se um valor para a tensão admissível do terreno correspondente a 250 kPa, obtido multiplicando por 10 o número de pancadas SPT.

O dimensionamento de sapatas de um edifício consiste em garantir que o terreno tem condições para suportar as tensões a si transmitidas. Para o caso de sapatas isoladas, conhecido o esforço axial na base dos pilares, determina-se a área mínima da sapata pela seguinte expressão:

$$A_{min} = \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}}$$

Considerando os esforços atuantes apresentados no quadro 32, considerou-se necessário efetuar o dimensionamento para dois tipos de sapatas isoladas, S1 e S2.

Pilar	Base (m)	Altura (m)	Nsd [kN]	Med (kN.m)
P1	1,00	0,25	2873	176
P2	1,00	0,25	1033	132

Quadro 32- Esforços Transmitidos pelos Pilares às sapatas

De acordo com a classe de exposição XC2 e com o estabelecido no Anexo Nacional para um tempo de vida útil de projeto de 50 anos (classe estrutural S4), o valor mínimo do recobrimento nominal a considerar seria igual a 45mm. Adotou-se, no entanto, nos cálculos seguintes, o valor de 50mm.

### 11.1 Dimensionamento da Geometria da Sapata

#### 11.1.1 Sapata [S1]

À sapata S1 correspondem os Pilares designados por P1.

$$A_{min} = \frac{2873}{250} \Leftrightarrow A_{min} = 11,49m^2$$

$$D=d+2c$$

$$B=b+2c$$

$$A= (d+2c)*(b+2c)$$

$$c = \frac{\sqrt{4*A_{min}+b^2-2*b*d+d^2}-b-d}{4} \Leftrightarrow c \approx 1,50m$$

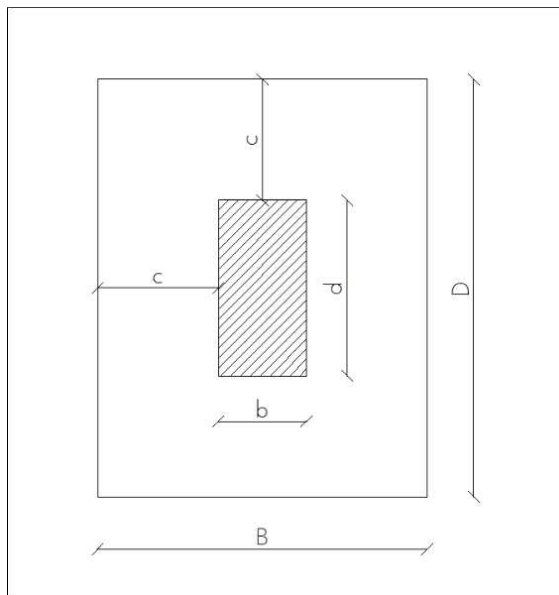


Figura 57-Geometria da sapata

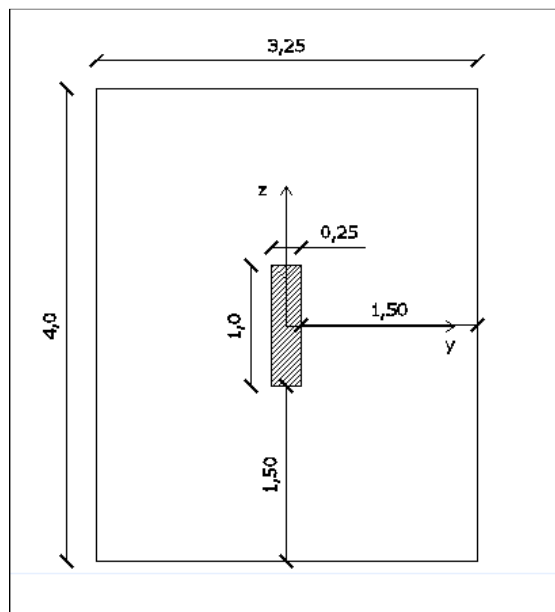


Figura 58- Dimensões da sapata S1 (cotas em metros)

A condição de rigidez de uma sapata é dada pelas expressões:

$$d^* \geq \frac{D-d}{4} \Leftrightarrow H \geq 0,75; \text{ em que } d^* \text{ é a altura útil da sapata}$$

$$d^* \geq \frac{B-b}{4} \Leftrightarrow H \geq 0,75; \text{ em que } d^* \text{ é a altura útil da sapata}$$

Considerou-se a altura da sapata igual a 0,85m.

Considerando o peso da sapata temos:

$$V_{ed} = 2873 + 25 * 0,85 * 4,0 * 3,25 = 3118 \text{ kN}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{V_{ed}}{A} \Leftrightarrow 240 \geq \frac{3118}{4,0 * 3,25} \Leftrightarrow 250 \geq 238 \text{ (verifica)}$$

Nas situações em que a resultante das ações se localiza no interior ou no limite núcleo central, ou seja, quando:

$$e = \frac{M}{V+P} \leq \frac{B}{6} \Leftrightarrow e = \frac{176}{3118} \leq \frac{4,0}{6,0} \Leftrightarrow e = 0,056 \leq 0,66 \text{ ( Verifica)}$$

Então temos:

$$\sigma_1 = \frac{V+P}{A} * \left(1 + \frac{6*e}{B}\right) \Leftrightarrow \sigma_1 = \frac{3118}{4*3,25} * \left(1 + \frac{6*0,056}{4}\right) \Leftrightarrow \sigma_1 = 259,99 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{V+P}{A} * \left(1 - \frac{6*e}{B}\right) \Leftrightarrow \sigma_2 = \frac{3118}{4*3,25} * \left(1 - \frac{6*0,056}{4}\right) \Leftrightarrow \sigma_2 = 219,69 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3*259,99 + 219,69}{4} \leq \sigma_{adm} \Leftrightarrow 249,9 \leq 250 \text{ (Verifica)}$$

### 11.1.2 Sapata [S2]

À sapata [S2] correspondente ao pilar P2.

Apenas se apresentam o resultado do dimensionamento, uma vez cálculo detalhado já se encontra apresentada para sapata [S1]

$$A_{min} = \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}} \Leftrightarrow A_{min} = 4,30 \text{ m}^2$$

Pilar P2: 1,0\*0,25m

$$c = \frac{\sqrt{4 \cdot A_{min} + b^2 - 2 \cdot b \cdot d + d^2} - b - d}{4} \Leftrightarrow c = 0,75$$

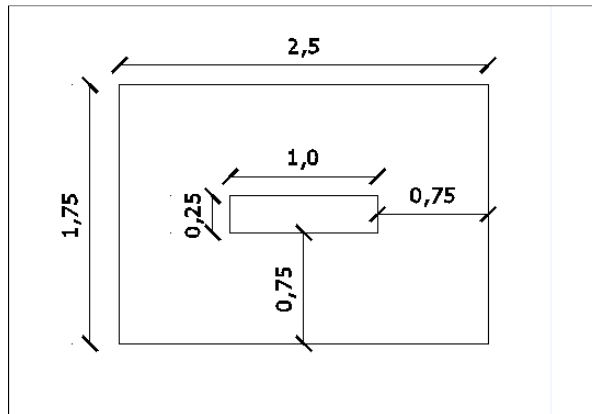


Figura 59- Dimensões da sapata S2

A condição de rigidez de uma sapata é dada pelas expressões:

$$d^* \geq \frac{D-d}{4} \Leftrightarrow H \geq 0,375; \text{ em que } d^* \text{ é a altura útil da sapata}$$

$$d^* \geq \frac{B-b}{4} \Leftrightarrow H \geq 0,375; \text{ em que } d^* \text{ é a altura útil da sapata}$$

Considerou-se a altura da sapata igual a 0,50 m.

Considerando o peso da sapata temos:

$$V_{ed} = 1033 + 25 \cdot 0,50 \cdot 2,5 \cdot 1,75 = 1087 \text{ kN}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{V_{ed}}{A} \Leftrightarrow 240 \geq \frac{1087}{2,5 \cdot 1,75} \Leftrightarrow 250 \geq 248 \text{ (verifica)}$$

Nas situações em que a resultante das ações se localiza no interior ou no limite núcleo central, ou seja, quando:

$$e = \frac{M}{V+P} \leq \frac{B}{6} \Leftrightarrow e = \frac{132}{1087} \leq \frac{2,5}{6,0} \Leftrightarrow e = 0,12 \leq 0,66 \text{ ( Verifica)}$$

Então temos:

- $\sigma_1 = 293,18 \text{ kPa}$
- $\sigma_2 = 203,73 \text{ kPa}$
- $\sigma_{3/4} = \frac{3 \cdot 293,18 + 203,73}{4} = 270,47 \text{ kPa}$

### 11.1.3 Sapata Contínua

As sapatas contínuas foram dimensionadas conforme os critérios atrás apresentados. No quadro 33 apresenta-se as características gerais das sapatas contínuas.

Sapata Contínua				
Sapata	Ved [kN/m]	Med [kN.m]	Área sapata [m <sup>2</sup> ]	Largura [m]
Sc.1	300,00	-	1,2	1,25
Sc.2	300,00	-	2,05	2,05
Sc.3	450,00	-	1,8	1,85
Sc.4	670,00	-	2,68	2,75
Sc.5	170,00	7,20	0,68	0,75

Quadro 33- Características das sapatas contínuas

## 11.2 Estado limite de rotura por flexão

### 11.2.1 Sapata [S1]

#### Direção z

O vão teórico a considerar na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração, a instalar numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata, nessa direção, acrescida de 15% da dimensão do pilar, na mesma direção:

$$\text{Vão teórico} = 1,50 + 0,15 \cdot 1,0 = 1,65 \text{ m}$$

O momento fletor, seguindo o esquema de cálculo apresentado na figura 55 será:

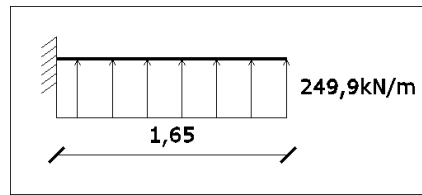


Figura 60-Esquema de Cálculo

$$M_{sd} = 249,9 * \frac{1,65^2}{2} \Leftrightarrow M_{sd} = 340,17 \text{ kN/m}$$

A altura útil da sapata considerando um diâmetro de 16mm para a armadura longitudinal de tração será:

$$d = 0,85 - 0,05 - \frac{0,016}{2} \Leftrightarrow d = 0,79\text{m}$$

#### Direção y

O vão teórico a considerar na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração, a instalar numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata, nessa direção, acrescida de 15% da dimensão do pilar, na mesma direção:

$$\text{Vão teórico} = 1,50 + 0,15 * 0,25 = 1,54\text{m}$$

O momento fletor, será:

$$M_{sd} = 249,9 * \frac{1,54^2}{2} \Leftrightarrow M_{sd} = 296,33 \text{ kN/m}$$

A altura útil da sapata considerando um diâmetro de 16mm para a armadura longitudinal de tração será:

$$d = 0,85 - 0,05 - \frac{0,016}{2} \Leftrightarrow d = 0,79\text{m}$$

Efetuada o cálculo da armadura longitudinal de tração para a sapata S1, através da folha de cálculo preparada para o efeito (figura 57), obtemos a armadura necessária para resistir ao Med.

### Sapatas

**Beirão** B25

$f_{ct,d}$	$f_{ct,Ed}$	$E_{c,d}$
16,67	2,6	31

**Aço** S400

$f_{ct,d}$
347,83

**Tipo de sapata**  
Maciça

**secção**  
Base (m) 1,00  
Altura (m) 0,85

$I_{b,red}$	$I_{b,red}$
1,89	0,7361
$I_{b,red}$	$I_{b,red}$
1,89	0,5153



**Designação Sapata**  
S1

**Área de aço**  
12,02

**Flexão Simples**

**Esforço Transverso**

Armadura/m	Armadura	Sapata	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As (Cm4)
φ16//0,20	6φ16	S1	Maciça	B25	S 400	0,85	314,593	0,031	12,02
φ16//0,15	7φ16	S1	Maciça	B25	S 400	0,85	367,199	0,037	14,07

Figura 61- Folha de cálculo para verificação de sapatas à flexão simples

Armadura/m	Armadura	Sapata	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As ( Cm4)
φ16//0,20	6φ16	S1	Maciça	B25	S 400	0,85	314,593	0,031	12,02
φ16//0,15	7φ16	S1	Maciça	B25	S 400	0,85	367,199	0,037	14,07

Quadro 34 – Quadro resumo da capacidade resistente à flexão da sapata S1

Direção z :  $367,19 \geq 340,17$  ( verifica) Armadura: Ø16 // 0,15

Direção y :  $314,59 \geq 296,33$  ( verifica) Armadura: Ø16 // 0,20

Dada a presença de momentos fletores, considerou-se uma armadura superior com 20% da armadura inferior na mesma direção.

## 11.2.2 Sapata [S2]

### Direção z

O vão teórico a considerar na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração, a instalar numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata, nessa direção, acrescida de 15% da dimensão do pilar, na mesma direção:

$$\text{Vão teórico} = 0,75 + 0,15 * 1,0 = 0,90\text{m}$$

O momento fletor, será:

$$M_{sd} = 270,47 * \frac{0,90^2}{2} \Leftrightarrow M_{sd} = 109,54 \text{ kN/m}$$

A altura útil da sapata considerando um diâmetro de 16mm para a armadura longitudinal de tração será:

$$d = 0,50 - 0,05 - \frac{0,012}{2} \Leftrightarrow d = 0,44m$$

#### Direção y

O vão teórico a considerar na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração, a instalar numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata, nessa direção, acrescida de 15% da dimensão do pilar, na mesma direção:

$$\text{Vão teórico} = 0,75 + 0,15 * 0,25 = 0,79m$$

O momento fletor, será:

$$M_{sd} = 270,47 * \frac{0,79^2}{2} \Leftrightarrow M_{sd} = 84,4kN/m$$

A altura útil da sapata considerando um diâmetro de 16mm para a armadura longitudinal de tração será:

$$d = 0,50 - 0,05 - \frac{0,012}{2} \Leftrightarrow d = 0,44m$$

Efetuada o cálculo da armadura longitudinal de tração para a sapata S2, através da folha de cálculo preparada para o efeito (figura 58), obtemos a armadura necessária para resistir ao Med.

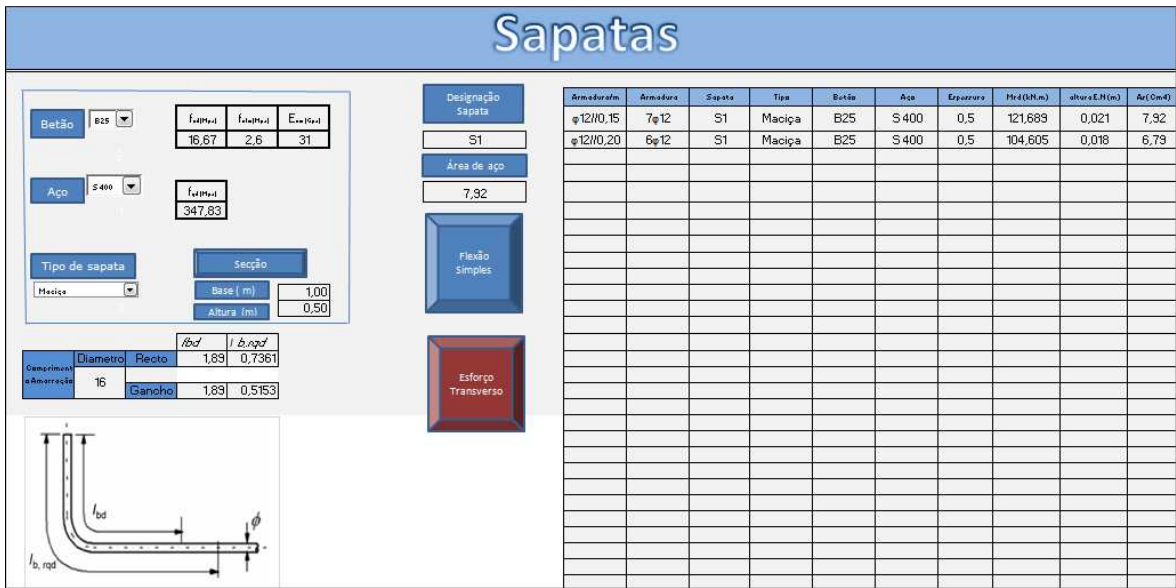


Figura 62- Folha de cálculo para verificação de sapatas à flexão simples

Armadura/m	Armadura	Sapata	Tipo	Betão	Aço	Espessura	Mrd (kN.m)	altura E.N (m)	As ( Cm4)
φ12//0,15	7φ12	S1	Maciça	B25	S 400	0,5	121,689	0,021	7,92
φ12//0,20	6φ12	S1	Maciça	B25	S 400	0,5	104,605	0,018	6,79

Quadro 35- Quadro resumo da capacidade resistente à flexão da sapata S2

Direção z :  $121,68 \geq 109,54$  ( verifica) Armadura: Ø12 // 0,20

Direção y :  $104,61 \geq 84,40$  ( verifica) Armadura: Ø12 // 0,15

Dada a presença de momentos fletores, considerou-se uma armadura superior com 20% da armadura inferior na mesma direção.

### 11.2.3 Sapata Contínua

As sapatas contínuas foram dimensionadas conforme os critérios atrás apresentados. Na quadro 36 apresenta-se as características gerais das sapatas contínuas.

Sapata contínua - Consola				
Sapata	Vão teorico [m]	Med [kN.m]	Armadura	MRd [kN.m]
Sc.1	0,54	36,11	φ10//0,20	48,79
Sc.2	0,94	135,00	φ12//0,125	138,68
Sc.3	0,84	88,20	φ10//0,125	108,74
Sc.4	1,29	208,00	φ16//0,15	213,00
Sc.5	0,29	10,51	φ10//0,20	48,79

Quadro 36-Armaduras em sapatas contínuas

### 11.3 Estado Limite Ultimo de Rotura por Punçoamento

A verificação ao punçoamento de sapatas de pilares deve ser verificada na face do pilar e nos perímetros de controlo localizados a uma distância não superior a  $2d$  da periferia do pilar.

Os esforços atuantes na sapata transmitidos pelos pilares são os apresentados na figura 63.

Pilar	b (m)	h (m)	Ved [kN]	Med (kN.m)
P1	1,00	0,25	2873	176
P2	1,00	0,25	1033	132

Figura 63- Esforços transmitidos pelos pilares às sapatas

Deve garantir-se a seguinte desigualdade, na vizinhança do pilar:

$$V_{ed,pilar} \leq V_{Rd,máx}$$

Em que:

- $V_{Rd,máx} = 0,5 * v * fcd$
- $V_{ed,pilar} = \frac{\beta * Ved - \Delta Ved}{u_o * d}$
- $\Delta Ved = \sigma med * A_{cont}$
- $\beta = 1 + k * \frac{Med}{Ved} * \frac{u_o}{w_1}$
- $w_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 * c_2 + c_2 * d + 16 * d^2 + 2 * \pi * d * c_1$

Em que:

d altura útil

$u_i$  perímetro considerado

c1 dimensão do pilar na paralela à excentricidade da carga

c2 dimensão do pilar na perpendicular à excentricidade da carga

Em seguida deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c}$$

em diferentes contornos e a uma distancia inferior a  $2d$ .

- $V_{ed} = \frac{\beta * V_{ed} - \Delta V_{ed}}{u_{i*d}}$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 2 * d/a \geq (v_{min} * 2 * d/a)$$

Em que:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \Leftrightarrow$ ,  $d$  em mm
- $\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{Asl}{b*d}$
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$
- $\sigma_{cp} = 0$
- $C_{Rd,c} = 0,12$  (valor recomendado)
- $k_1 = 0,10$  (valor recomendado)
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ , com  $f_{ck}$  em MPa
- $a$  = distancia da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado

Para a Sapata S1 cujas dimensões são  $4,0 * 3,25 * 0,85\text{m}$  que recebem o pilar P1, com dimensões  $1,0 * 0,25\text{m}$  temos:

- $V_{Rd,m\acute{a}x} = 0,5 * v * f_{cd} \Leftrightarrow 0,5 * 0,54 * 16,67 = 4,5 \text{ MPa}$
- $w_1 = \frac{1,0^2}{2} + 1,0 * 0,25 + 4 * 0,25 * 0,79 + 16 * 0,79^2 + 2 * \pi * 0,79 * 1,0 = 16,49$
- $K = 0,80$
- $u_0 = 2,5\text{m}$
- $\beta = 1 + 0,80 * \frac{176}{2873} * \frac{2,5}{16,49} = 1,007$
- $\Delta V_{ed} = 250 * 1 * 0,25 = 62,5 \text{ kN}$
- $V_{ed,pilar} = \frac{1,007 * (2873 - 62,5)}{2,5 * 0,79} = 1,43 \text{ Mpa}$

Pelo que se verifica a condição na vizinhança do pilar:

$$V_{ed,pilar} \leq V_{Rd,m\acute{a}x} \Leftrightarrow 1,42 \leq 4,5 \text{ (verifica)}$$

Analisando a condição,

$$V_{ed} < V_{Rd,c}$$

Para uma distancia (a) de 1,0 m, temos:

- $u=8,78m$
- $K=0,80$
- $w1 = \frac{1,0^2}{2} + 1,0 * 0,25 + 4 * 0,25 * 0,79 + 16 * 0,79^2 + 2 * \pi * 0,79 * 1,0=16,49$
- $\beta = 1 + 0,80 * \frac{176}{2873} * \frac{8,78}{16,49} = 1,03$
- $\Delta Ved = 250 * (1 * 0,25 + 2 * 1 * 1 + 2 * 0,25 * 1 + \pi * 1,0^2) = 1472,89kN$
- $V_{ed} = \frac{1,02 * (2873 - 1472,89)}{8,78 * 0,79} = 0,206Mpa$
- $f_{ck} = 25 MPa$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{790}} = 1,5$
- $\rho_{ly} = \rho_{lz} = \frac{7 * 2,01 * 10^{-4}}{1,0 * 0,79} = 0,00178$
- $C_{Rd,c} = 0,12$
- $V_{min} = 0,035 * 1,5^{3/2} * 25^{1/2} = 0,321$

$$V_{Rd,c} = 0,12 * 1,50 (100 * 0,00178 * 25)^{1/3} + 2 * 0,79 / 1,0 \geq 0,321 * 2 * 0,79 / 1,0$$

$$V_{Rd,c} = 1,87 Mpa$$

Logo esta satisfeita a condição,

$$V_{ed} < V_{Rd,c} \Leftrightarrow 0,206 < 1,87$$

Apenas apresentamos o cálculo para o perímetro de controlo  $a=1,0$ , no entanto foram verificados também para os perímetros de controlo com 0,40m de distância do pilar, e 1,30 m de distância do pilar. Também foi efetuado o cálculo e verificada a segurança para a sapata S2, cujo cálculo não é apresentado por ser semelhante ao demonstrado para a sapata S1.

## 11.4 Estado Limite Ultimo de Rotura por Esforço Transverso

De acordo com o EC2, para elementos sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas, não é necessária a verificação da segurança ao esforço transverso para uma secção a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio.

## **12. Conclusão**

É de salientar que o objetivo principal deste projeto foi atingido, percorrendo as diversas fases desde a concepção do modelo estrutural, até à elaboração das peças desenhadas, garantindo uma estrutura cuja solução cumpriu com o projeto de arquitetura, com um comportamento adequado e deformações dentro dos parâmetros admissíveis.

A utilização, e domínio do programa de cálculo tridimensional permitiu desenvolver capacidades de análise e sensibilidade aos esforços atuantes, pelo que considero como uma maior valia a sua utilização.

No que diz respeito ao programa de verificação de secções de betão armado à flexão simples, esforço transversal e punção desenvolvido no âmbito deste trabalho, este revelou-se de grande utilidade uma vez que permite obter a capacidade resistente dos elementos em estudo e seleccionar entre várias soluções de armaduras, a que melhor se enquadra de forma a verificar a segurança e com a melhor economia possível.

## **13. Bibliografia**

EC 0 - Eurocódigo 0, 2009. Bases para o Projeto de Estruturas

EC 1 - Eurocódigo 1, 2009. Acções em Estruturas  
LNEC; 2010.

EC 2 - Eurocódigo 2, 2010. Projeto de Estruturas de Betão, Parte 1-1:Regras Gerais e Regras para Edifícios;

EC 7 - Eurocódigo 7, 2010. Projeto Geotécnico: Regras Gerais

EC 8 - Eurocódigo 8 , 2010.Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1:Regras Gerais, Ações Sísmica e Regras para Edifícios; LNEC; 2010.

R.S.A. - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983. Porto Editora

R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983, Porto Editora; 1983.

Félix, Carlos, 2010. Esforço Transverso. Apontamento da unidade curricular Betão armado. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Félix, Carlos, 2010. Punçoamento. Apontamento da unidade curricular Betão armado. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Félix, Carlos & Trigo, José 2010. Sapatas Superficiais. Apontamento da unidade curricular Fundações- Ano Letivo 2011-2012. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Decivil – Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, 2013. Betão Armado 1. Instituto Superior Técnico.

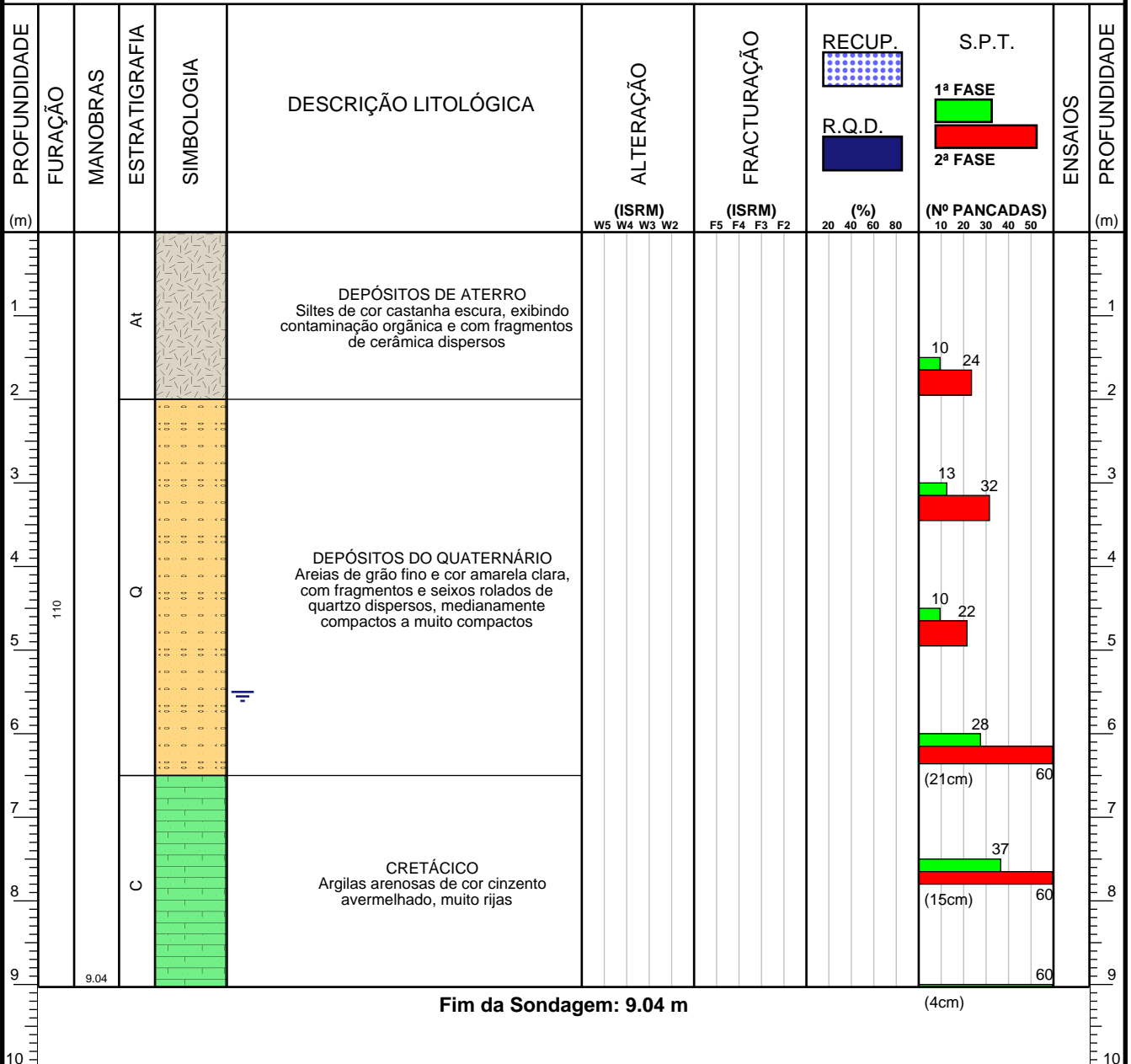
Costa, Aníbal, 1999. Estruturas de Edifícios. Faculdade de Engenharia do Porto

Figueiras, Joaquim, 1997. Estruturas de Betão 2. Faculdade de Engenharia do Porto

## **ANEXO I – Sondagem**

<b>ENTIDADE:</b> Iperforma	<b>OBRA:</b> Esc. José Estevão - Aveiro	<b>PROCESSO:</b> 42308	<b>SONDAGEM:</b> S5
			<b>FOLHA:</b> 1/1

<b>Equipamento:</b> APAFOR 1	<b>Revestimento:</b>	<b>Data Início:</b> 13/11/2008
<b>Nível Freático:</b> 1º 5.50 m 2º	<b>Coordenadas:</b> M= P= Z=	<b>Data Fim:</b> 14/11/2008
	<b>Cota:</b>	<b>Azimute:</b>
		<b>Inclinação:</b> 90 °



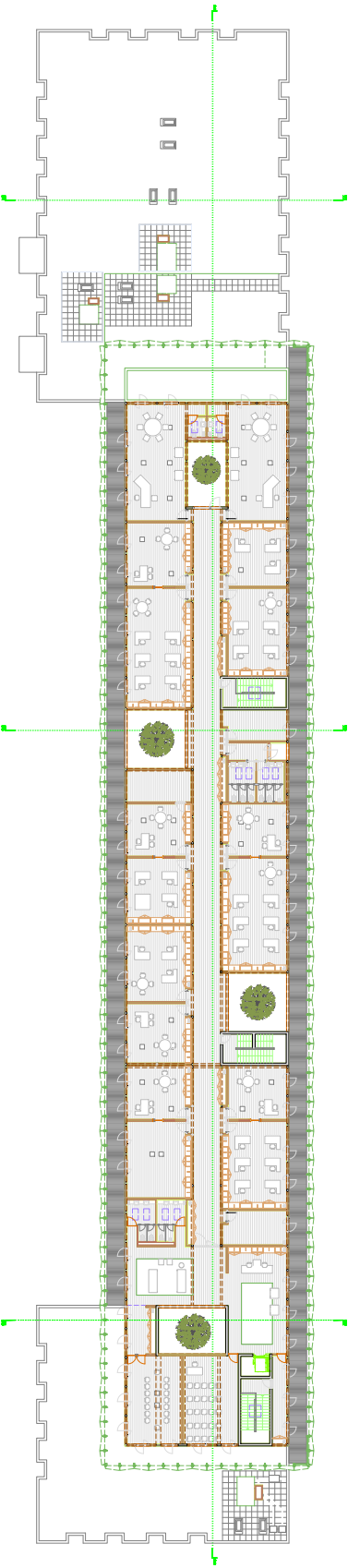
**OBSERVAÇÕES:**

**RESPONSÁVEL:** Leandro Martins, Dr.

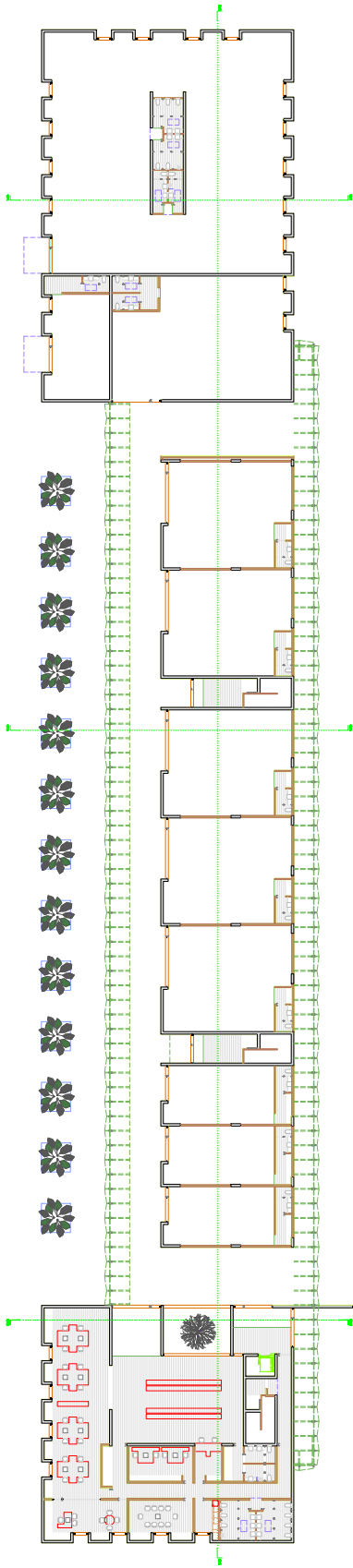
**DATA DE EMISSÃO:** 29/11/2008

## **ANEXO II- Peças desenhadas**

PLANTA DO PISO 1



PLANTA DO RUAÇÃO

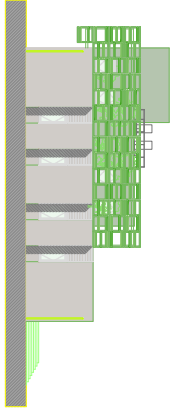


INSTITUTO DE GESTÃO DE EMPRESAS  
ISGE

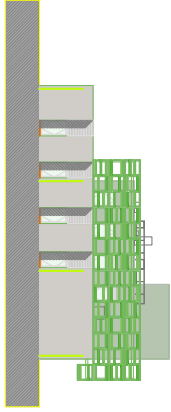
Projeto de Arquitetura e Urbanismo  
Rua do Rio Negro, 100 - Vila Militar - Rio de Janeiro - RJ  
Telefone: (21) 2500-1000  
E-mail: contato@isge.com.br

10

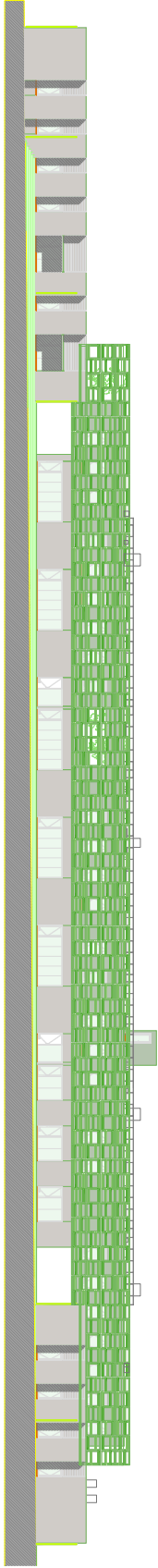
ALÇADO DIREITO



ALÇADO ESQUERDO

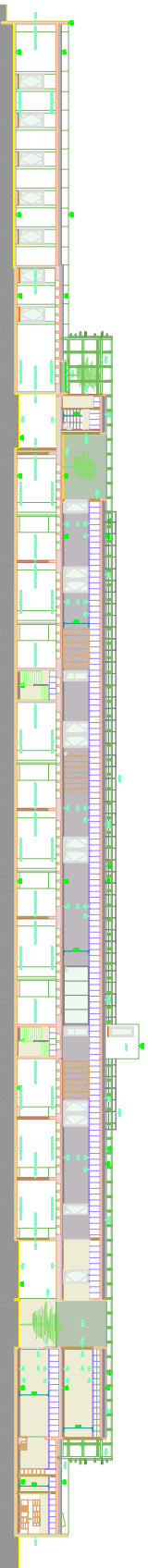
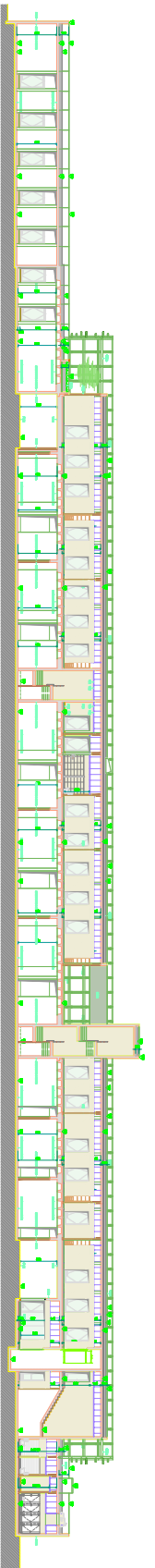
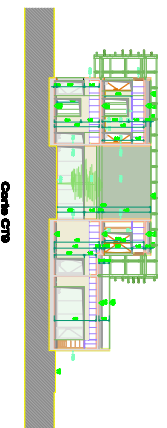
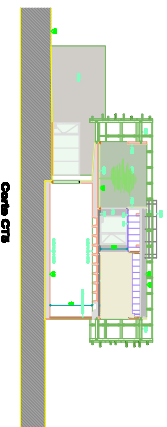
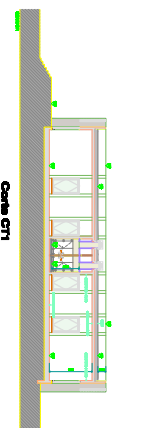


TRAVESSIA PRINCIPAL

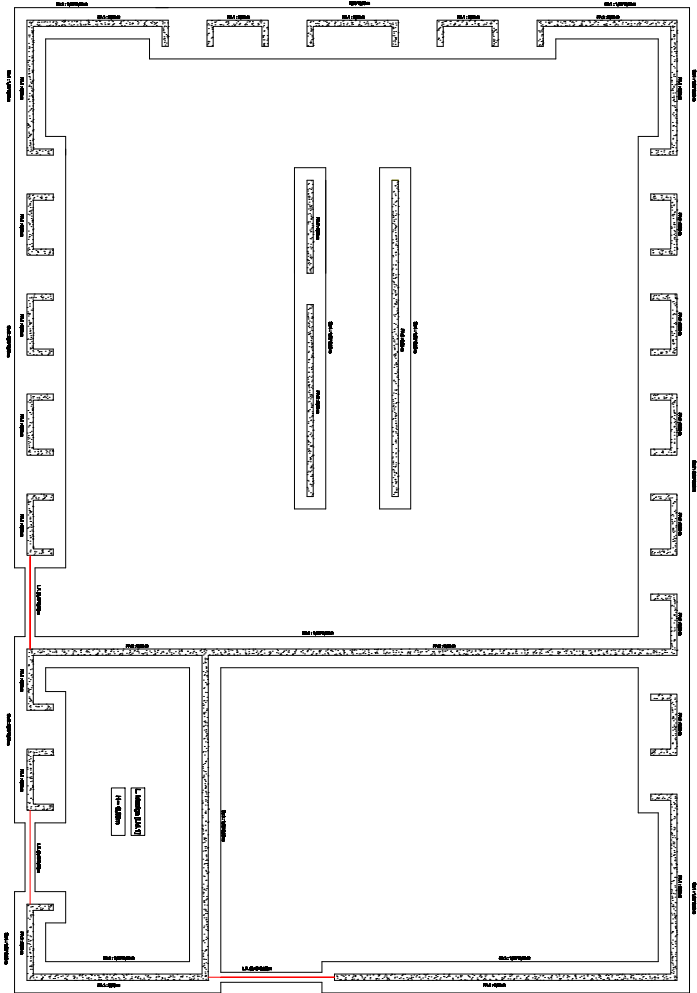


ALÇADO POSTERIOR





**MÓDULO A - PLANTA DE FUNDAÇÕES**

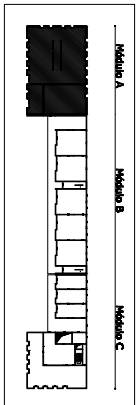


**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
 Projeto de estruturas de edifícios habitacionais de seis pavimentos em Vila - 1º etapa

**isep**  
 Instituto Superior de Engenharia de Portugal  
 Rua do Aeroporto, 2015-1100 Lisboa

**Colaborador**  
 N.º 1320  
 N.º 1321  
 N.º 1322

**FECH. 04**



**ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO**

Características construtivas para o tipo de solo e nível de água freática (ver N.º 1320)

Tipologia de solo: **SC1**      Classe de resistência: **SC1**

Índice de compactação: **95%**      Índice de vazios: **40%**

Índice de saturação: **100%**      Índice de plasticidade: **10%**

Características construtivas para o tipo de solo e nível de água freática (ver N.º 1320)

Tipologia de solo: **SC1**      Classe de resistência: **SC1**

Índice de compactação: **95%**      Índice de vazios: **40%**

Índice de saturação: **100%**      Índice de plasticidade: **10%**

**MATERIALS**

Armação: **CA-50**      Betão: **B-25**

Argamassa: **M-10**      Cimento: **CEM-III/42,5**

Água: **Água potável**

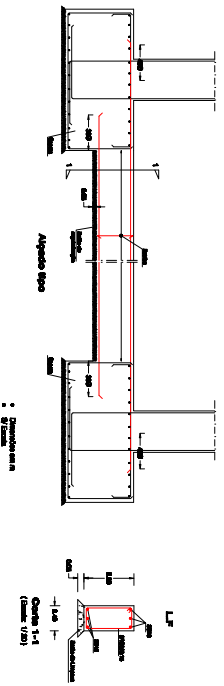
**RECOMENDADO**

Procedimento de execução: **BT**

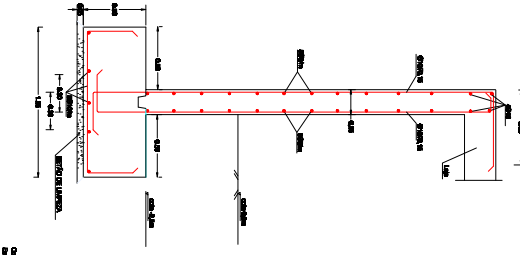
Procedimento de execução: **BT**

Procedimento de execução: **BT**

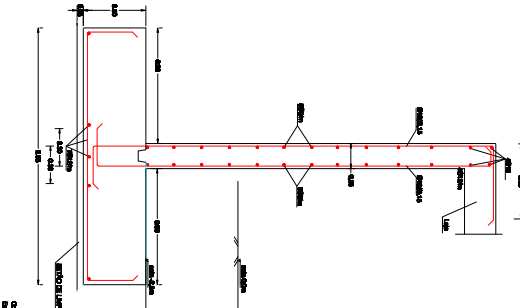
**LINTEL DE FUNDAÇÃO**



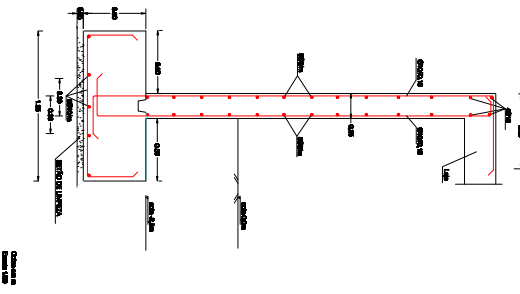
**Formeirão esquematizado da Parede (PA.1 - 801)**



**Formeirão esquematizado da Parede (PA.2 - 802)**

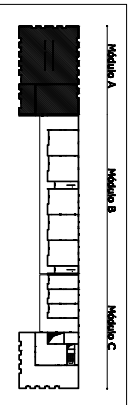


**Formeirão esquematizado da Parede (PA.3 - 803)**



MATERIALS	RECOMENDADO
<ul style="list-style-type: none"> <li>Armadura: Aço CA-50</li> <li>Forma: Madeira</li> <li>Alvenaria: Bloco de Cimento</li> <li>Argamassa: 1:3:6</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Armadura: Aço CA-50</li> <li>Forma: Madeira</li> <li>Alvenaria: Bloco de Cimento</li> <li>Argamassa: 1:3:6</li> </ul>

ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS	ESPECIFICAÇÕES DE SERVIÇOS
<p><b>ALVENARIA</b></p> <p>Alvenaria estrutural com bloco de cimento e argamassa de cimento, areia e água.</p> <p><b>ARMADURA</b></p> <p>Armadura de aço CA-50.</p> <p><b>FORMA</b></p> <p>Forma de madeira com revestimento interno de plástico.</p>	<p><b>ALVENARIA</b></p> <p>Execução em bloco de cimento e argamassa de cimento, areia e água.</p> <p><b>ARMADURA</b></p> <p>Execução de aço CA-50.</p> <p><b>FORMA</b></p> <p>Execução de madeira com revestimento interno de plástico.</p>



**isep**

INSTITUTO DE ENGENHARIA CIVIL

Projeto de engenharia de edificações e obras relacionadas de nível Superior em Engenharia

Prof. Dr. Roberto de Aguiar Neto

Prof. Dr. Roberto de Aguiar Neto

Medida A - Formeirão da Parede (1:100)

Medida B - Formeirão da Parede (1:100)

Medida C - Formeirão da Parede (1:100)

Projeto de Engenharia de Edificações e Obras Relacionadas de Nível Superior em Engenharia

Projeto de Engenharia de Edificações e Obras Relacionadas de Nível Superior em Engenharia

Projeto de Engenharia de Edificações e Obras Relacionadas de Nível Superior em Engenharia

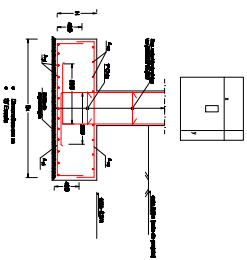






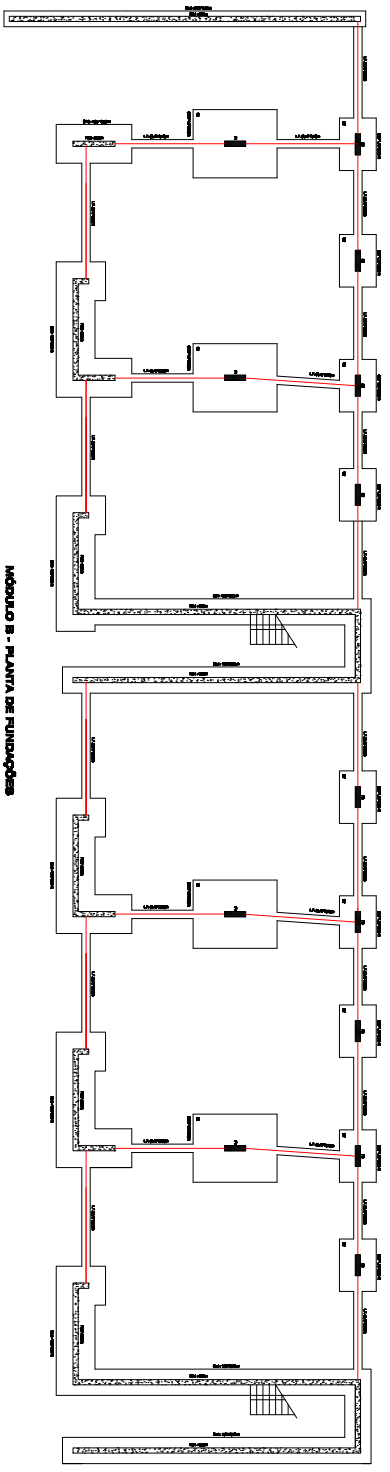
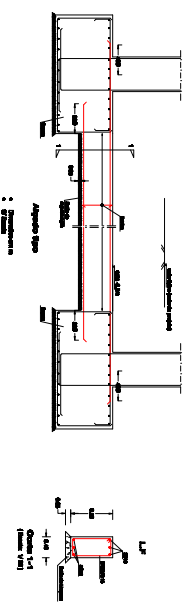


**POSIÇÃO DE GARFAS**



Quantidade de Armaduras					
Armadura	Quantidade	Armadura	Quantidade	Armadura	Quantidade
Ø 10	10	Ø 10	10	Ø 10	10
Ø 12	10	Ø 12	10	Ø 12	10
Ø 14	10	Ø 14	10	Ø 14	10
Ø 16	10	Ø 16	10	Ø 16	10
Ø 18	10	Ø 18	10	Ø 18	10
Ø 20	10	Ø 20	10	Ø 20	10

**LINHA DE FUNDAÇÃO L-F7**



**MÓDULO B - PLANTA DE FUNDAÇÕES**

<p><b>isep</b></p> <p>INSTITUTO DE ENGENHARIA DE SÃO PAULO</p> <p>Av. Francisco de Sá, 28 - Vila Mariana - São Paulo - SP - 05424-000</p> <p>Telefone: (11) 5082-1000</p> <p>Fax: (11) 5082-1001</p> <p>Site: www.isep.org.br</p>		<p><b>PROVA DE ENGENHARIA DE ENGENHARIA CIVIL</b></p> <p>Resposta ao questionário de avaliação de desempenho em prova - 1º semestre - 2010</p> <p>Nome: _____</p> <p>Matrícula: _____</p> <p>Disciplina: _____</p> <p>Nota: _____</p>	
<p><b>PROVA DE ENGENHARIA DE ENGENHARIA CIVIL</b></p> <p>Resposta ao questionário de avaliação de desempenho em prova - 1º semestre - 2010</p> <p>Nome: _____</p> <p>Matrícula: _____</p> <p>Disciplina: _____</p> <p>Nota: _____</p>		<p><b>PROVA DE ENGENHARIA DE ENGENHARIA CIVIL</b></p> <p>Resposta ao questionário de avaliação de desempenho em prova - 1º semestre - 2010</p> <p>Nome: _____</p> <p>Matrícula: _____</p> <p>Disciplina: _____</p> <p>Nota: _____</p>	









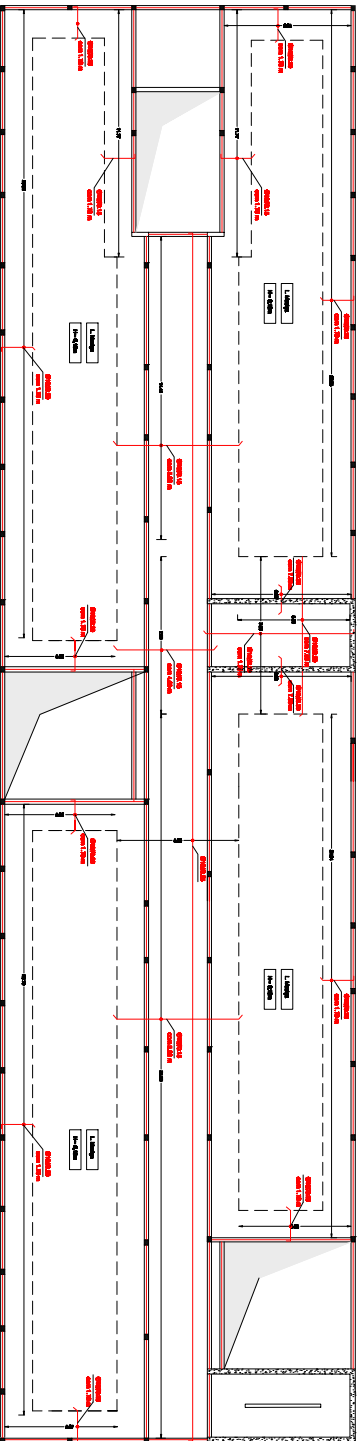








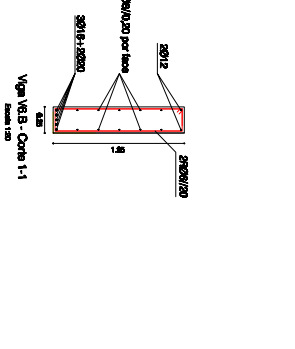
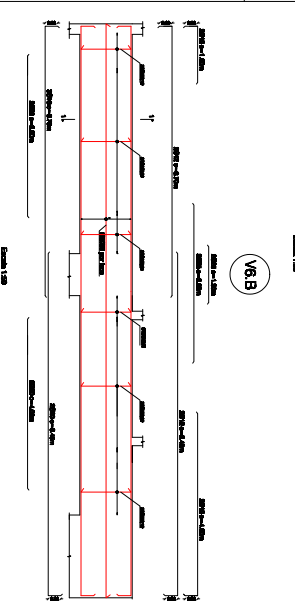
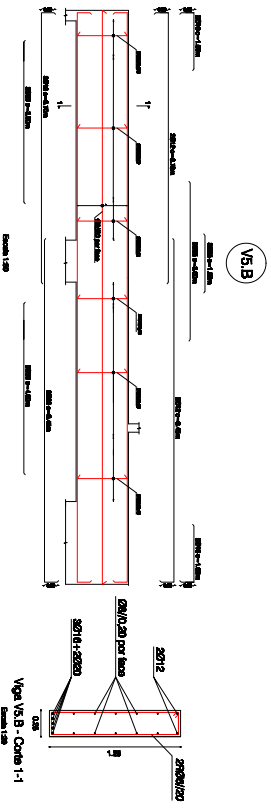
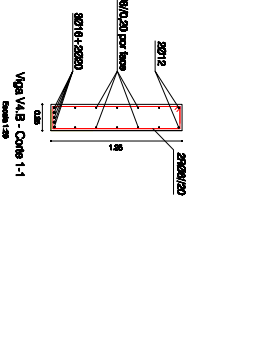
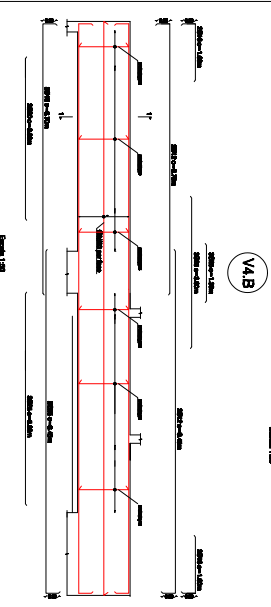
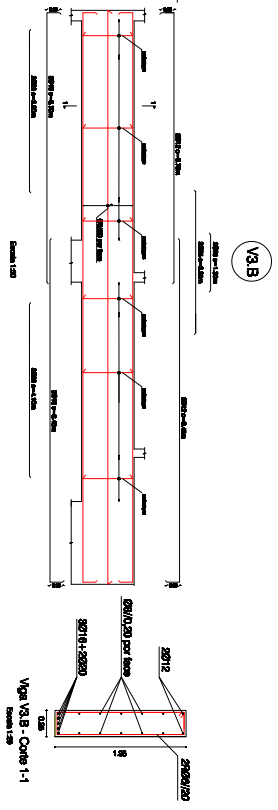
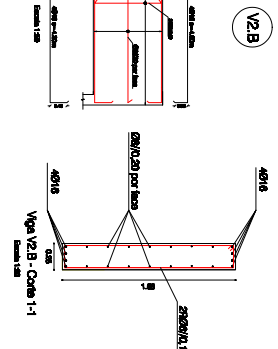
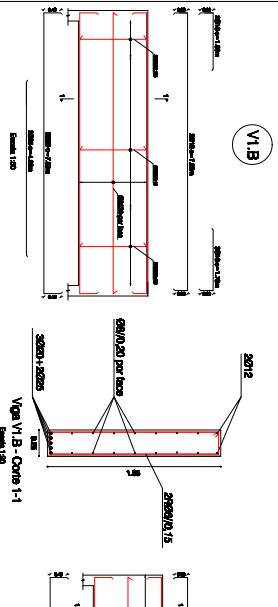
**ARMADURA INFERIOR - LONGITUDINAL E TRANSVERSAL**



**MÓDULO B - LAJE DE TETO DO PISO 1**

□ Escala: 1/20

<p><b>EMPRESA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>  <b>isepi</b>          Rua José Carlos de Figueiredo, 100 - Jd. São Carlos - São Carlos - SP - 13506-900          Tel: (35) 3291-1111 - Fax: (35) 3291-1112          E-mail: isepi@isepi.com.br</p>		<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>	
<p><b>CLIENTE</b>          Nome: _____          Endereço: _____          Cidade: _____ Estado: _____          CEP: _____</p>		<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>	
<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>		<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>	
<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>		<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>	
<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>		<p><b>PROPOSTA DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA CIVIL</b>          Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil - Projeto de Engenharia Civil</p>	



**PROYECTO:** Edificio de 10 pisos en la zona de la Universidad de Chile.

**CLIENTE:** Universidad de Chile

**FECHA:** 15/05/2024

**ESCALA:** 1:50

**PROYECTISTA:** [Logo]

**PROYECTO:** Edificio de 10 pisos en la zona de la Universidad de Chile.

**CLIENTE:** Universidad de Chile

**FECHA:** 15/05/2024

**ESCALA:** 1:50

**PROYECTISTA:** [Logo]

**PROYECTO:** Edificio de 10 pisos en la zona de la Universidad de Chile.

**CLIENTE:** Universidad de Chile

**FECHA:** 15/05/2024

**ESCALA:** 1:50

**PROYECTISTA:** [Logo]

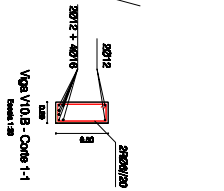
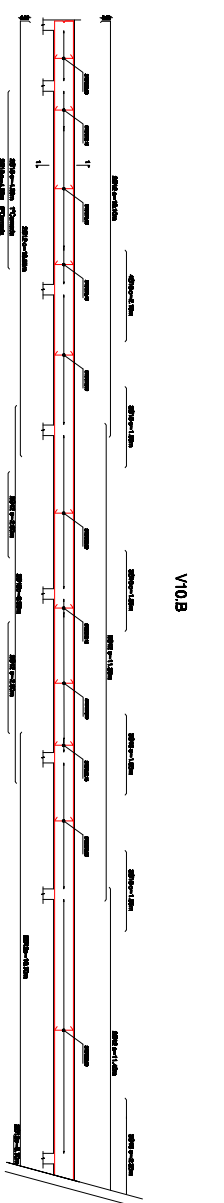
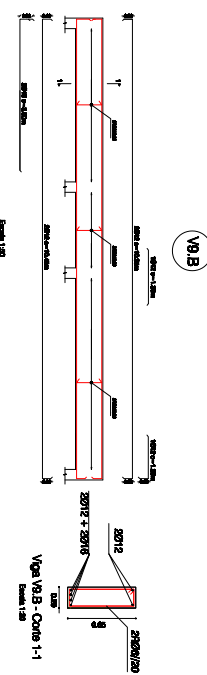
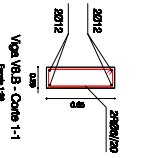
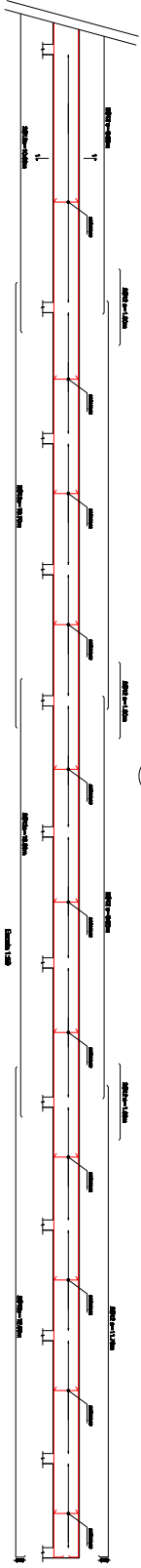
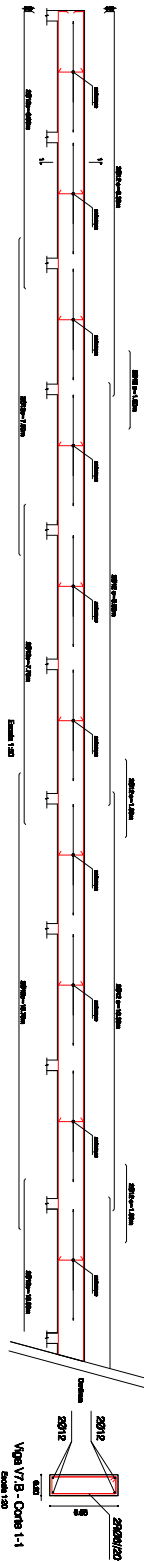
**PROYECTO:** Edificio de 10 pisos en la zona de la Universidad de Chile.

**CLIENTE:** Universidad de Chile

**FECHA:** 15/05/2024

**ESCALA:** 1:50

**PROYECTISTA:** [Logo]

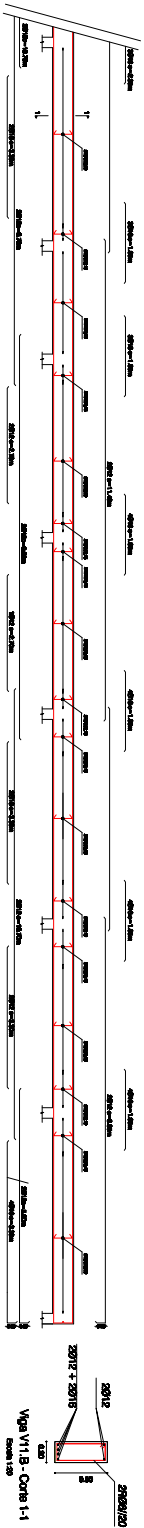


<b>INFORMACIÓN</b> NOMBRE: V8.B DESCRIPCIÓN: ... FECHA: ... AUTORIZADO: ... ELABORADO: ...		<b>REVISIÓN</b> REVISOR: ... FECHA: ... DESCRIPCIÓN: ...	
<b>ESPECIFICACIONES</b> MATERIAL: ... DIMENSIONES: ... DETALLE: ...			
<b>OTROS DATOS</b> OBSERVACIONES: ... REFERENCIAS: ...			

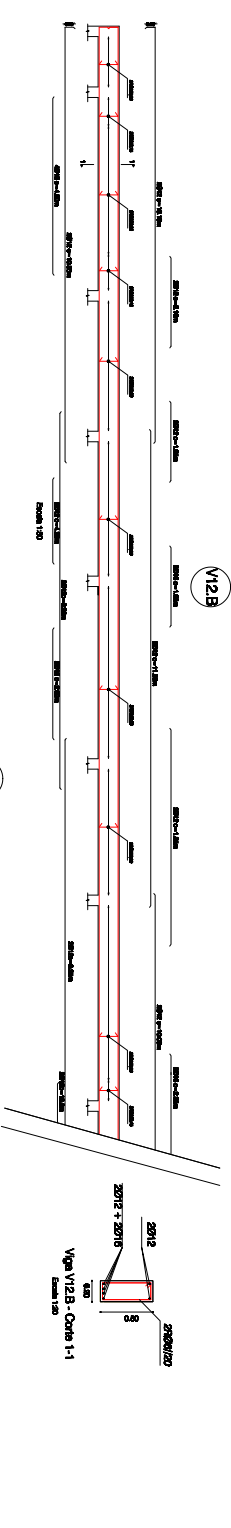
Modelo A

Modelo B

Modelo C

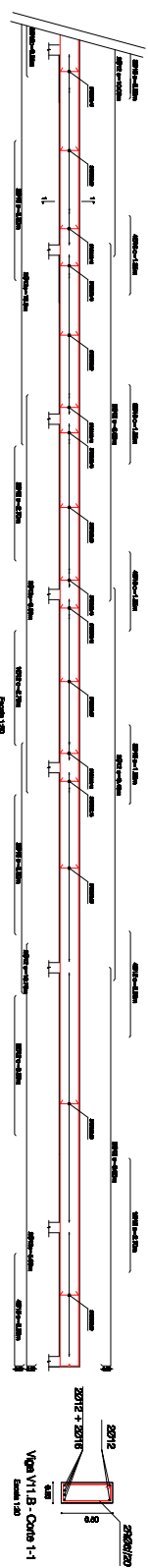


V11.B

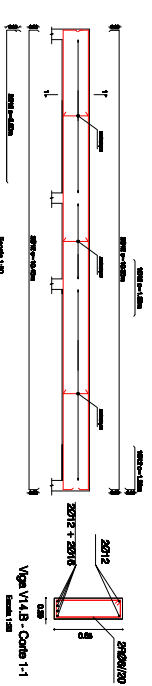


V12.B

V13.B



V14.B



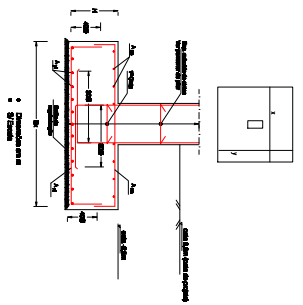
V15.B

<p><b>isap</b></p> <p>INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS</p> <p>INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS</p> <p>INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS</p> <p>INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS</p>	
<p><b>PROYECTO:</b> ...</p> <p><b>FECHA:</b> ...</p> <p><b>ESCALA:</b> ...</p> <p><b>PROYECTANTE:</b> ...</p> <p><b>REVISOR:</b> ...</p> <p><b>APROBADO:</b> ...</p>	
<p><b>CONTENIDO:</b></p> <p>1. PLAN DE OBRAS</p> <p>2. PLAN DE CIMENTACION</p> <p>3. PLAN DE COLUMNAS</p> <p>4. PLAN DE VIGAS</p> <p>5. PLAN DE ESCALERAS</p> <p>6. PLAN DE PASADIZOS</p> <p>7. PLAN DE PLACAS</p> <p>8. PLAN DE DETALLES</p>	
<p><b>NOTAS:</b></p> <p>1. ...</p> <p>2. ...</p> <p>3. ...</p> <p>4. ...</p> <p>5. ...</p> <p>6. ...</p> <p>7. ...</p> <p>8. ...</p>	
<p><b>LEGENDA:</b></p> <p>1. ...</p> <p>2. ...</p> <p>3. ...</p> <p>4. ...</p> <p>5. ...</p> <p>6. ...</p> <p>7. ...</p> <p>8. ...</p>	

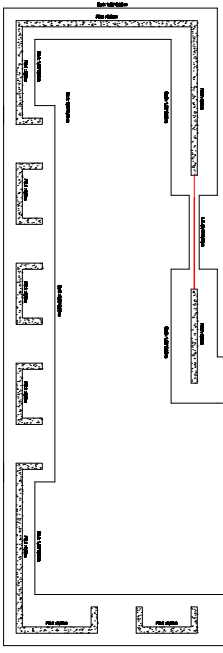
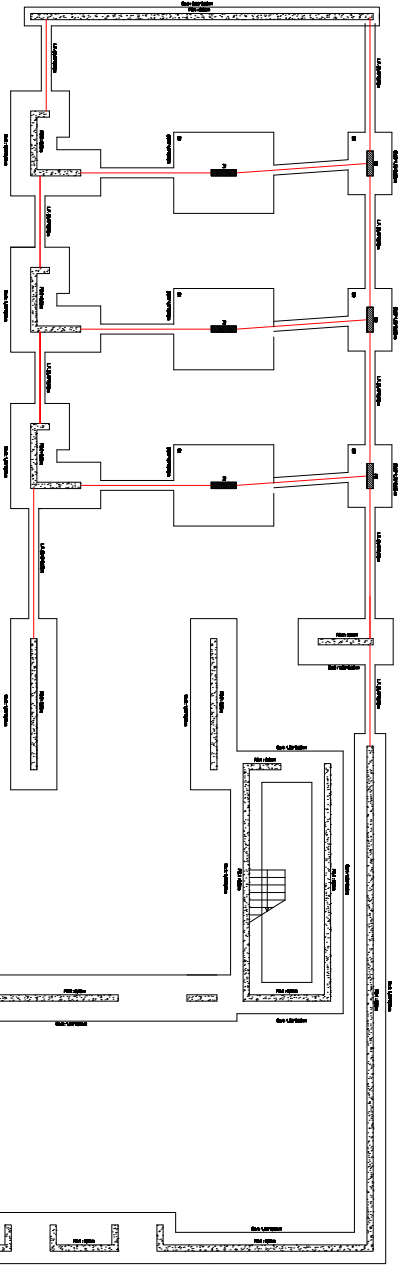
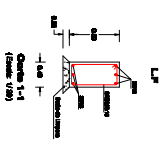


Quadro de Separtes					
Identificação	Quantidade (q)	Assentamento X	Assentamento Y	Assentamento X	Assentamento X
01	04	04	04	04	04
02	04	04	04	04	04

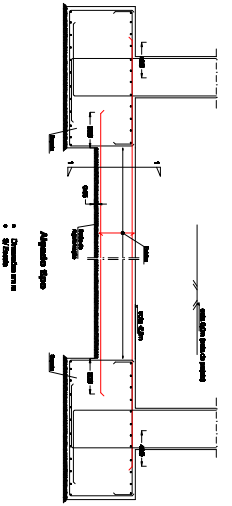
**POSIÇÃO DE SAPATAS**



**LINHA DE FUNDAÇÃO [L-F]**

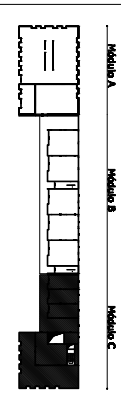


**MÓDULO C - PLANTA DE FUNDAÇÃO**



MATERIALS	INDICACIONES
<ul style="list-style-type: none"> <li>Armadura: aço CA-50</li> <li>Concreto: C-20</li> <li>Argamassa: M-20</li> <li>Revestimento: R-20</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Revestimento: R-20</li> <li>Argamassa: M-20</li> <li>Concreto: C-20</li> <li>Armadura: aço CA-50</li> </ul>

ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS
<p>Quantidade de concreto para o módulo C: 1,50 m³</p> <p>Quantidade de aço para o módulo C: 1,50 kg</p> <p>Quantidade de argamassa para o módulo C: 1,50 m³</p> <p>Quantidade de revestimento para o módulo C: 1,50 m²</p>



**INSTITUTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Projeto de estrutura de edifício residencial de seis andares em São Paulo - Av. Paulista

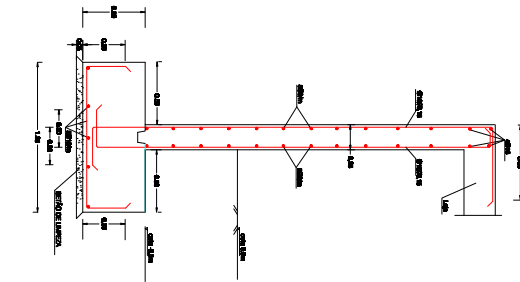
**ISEP**

Projeto de estrutura de edifício residencial de seis andares em São Paulo - Av. Paulista

Módulo C - Planta de Fundação

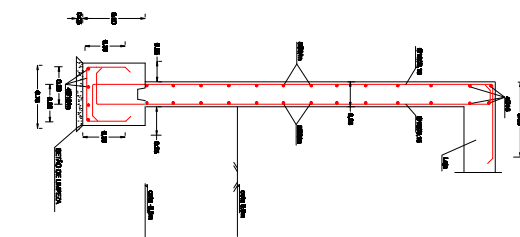
24

Formeador esquematizado da Parede (Fig.1 - S01)



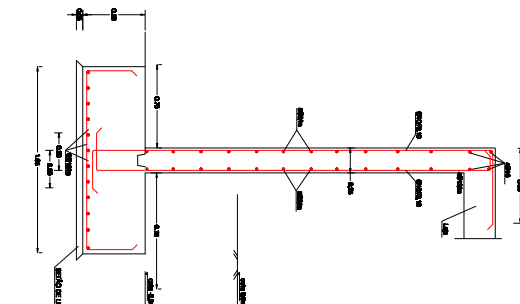
Calagem  
Módulo 000

Formeador esquematizado da Parede (Fig.1 - S05)



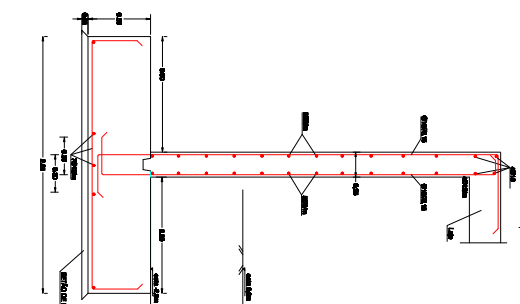
Calagem  
Módulo 000

Formeador esquematizado da Parede (Fig.2-S02)



Calagem  
Módulo 000

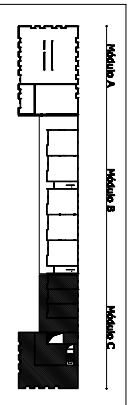
Formeador esquematizado da Parede (Fig.1 - S02)



Calagem  
Módulo 000

MATERIALS	QUANTIDADE
Formeado	1000
Reforço	1000
Cimento	1000
Água	1000
Armadura	1000
Formeado	1000
Reforço	1000
Cimento	1000
Água	1000
Armadura	1000

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO	UNIDADE	QUANTIDADE
Formeado	m <sup>2</sup>	1000
Reforço	m <sup>2</sup>	1000
Cimento	m <sup>3</sup>	1000
Água	m <sup>3</sup>	1000
Armadura	m <sup>2</sup>	1000
Formeado	m <sup>2</sup>	1000
Reforço	m <sup>2</sup>	1000
Cimento	m <sup>3</sup>	1000
Água	m <sup>3</sup>	1000
Armadura	m <sup>2</sup>	1000



**ISEP**  
Instituto Superior de Engenharia de Portugal

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
Região de Engenharia de Edifícios e Infra-estruturas

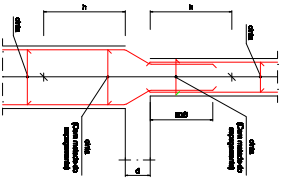
**Módulo 0 - Formeado da Parede**

**25**

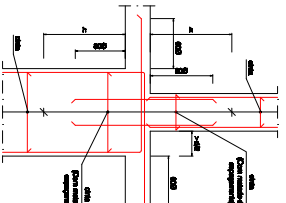
### QUADRO DE PILARES

Pilar	P1	P2	P3	P4
Piso 1				
Piso 0				

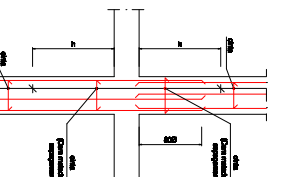
PILARES COM SEÇÃO VARIÁVEL



PILARES COM SEÇÃO VARIÁVEL



PILARES COM SEÇÃO CONSTANTE

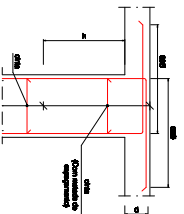


0 - Não deve ser utilizado  
1 - Não deve ser utilizado

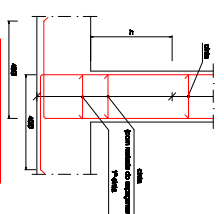
0 - Não deve ser utilizado  
1 - Não deve ser utilizado

0 - Não deve ser utilizado  
1 - Não deve ser utilizado

#### AMPLIAÇÃO DE ANULAÇÕES EM LARES E VIGAS



#### AMPLIAÇÃO DE ANULAÇÕES EM LARES, VIGAS E SANFONES

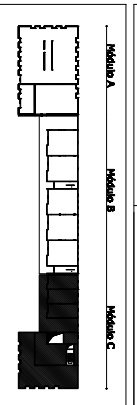


0 - Não deve ser utilizado  
1 - Não deve ser utilizado

0 - Não deve ser utilizado  
1 - Não deve ser utilizado

MATERIALS	INFORMAÇÕES
<ul style="list-style-type: none"> <li>Armadura: Aço CA-50</li> <li>Concreto: C-25</li> <li>Alvenaria: Bloco de Cimento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Revestimento: Revestimento</li> <li>Isolamento: Isolamento</li> <li>Acabamento: Acabamento</li> </ul>

ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS
<p>Quantidade de concreto para o pilar P1: 0,12 m³</p> <p>Quantidade de concreto para o pilar P2: 0,12 m³</p> <p>Quantidade de concreto para o pilar P3: 0,12 m³</p> <p>Quantidade de concreto para o pilar P4: 0,12 m³</p>



**ISEP** INSTITUTO DE GESTÃO DE ENGENHARIA DE PORTUGAL

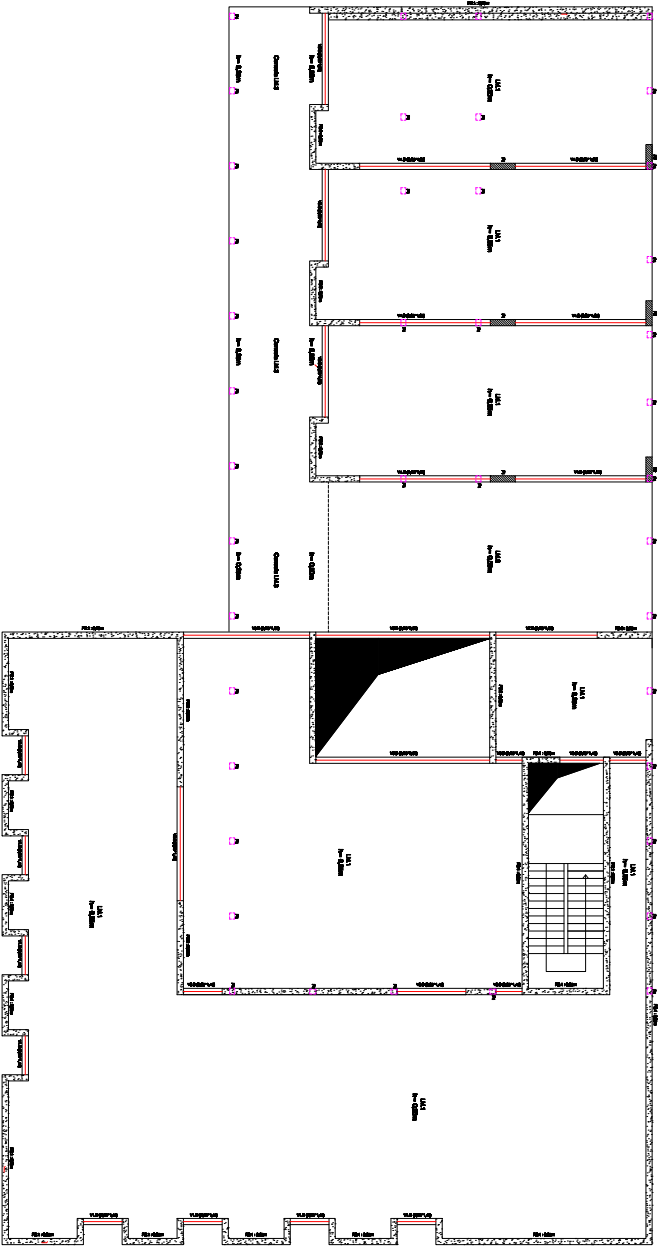
Projeto de construção de edifício residencial em Vila Verde, Vila Verde

Nome do Projeto: Vila Verde Residencial

Nome do Cliente: Cliente de Vila Verde

Escala: 1:50

Auto: 20



□ Piso em betão

□ Piso em madeira

**MÓDULO C - PLANTA ESTRUTURAL PISO 1**

**ESQUEMA DE ANOTAÇÕES EM LAJES**

Esquema de anotações:  
 - Dimensão total:  
 - Dimensão útil:  
 - Dimensão de referência:  
 - Dimensão de referência para o cálculo da área útil:  
 - Dimensão de referência para o cálculo da área útil (sem o espaço morto):  
 - Dimensão de referência para o cálculo da área útil (sem o espaço morto e o espaço morto):

**ALINHAMENTO DAS ANOTAÇÕES EM LAJES**

REPRESENTAÇÃO EM PLANTA	ALINHAMENTO
	0,00
	0,05
	0,00

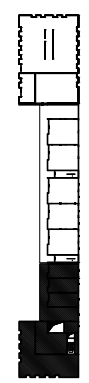
**MATERIAIS**

MATERIAL	ESPECIFICAÇÃO
BETÃO	BETÃO C25
ARMADURA	ARMAÇÃO A63
ALVENARIA	ALVENARIA DE CIMENTO
ISOLAMENTO	ISOLAMENTO TÉRMICO

**ESPECIFICAÇÕES DE EXECUÇÃO**

Qualidade de execução para o piso em betão:  
 - O piso em betão deve ser executado em uma única vez, com o uso de uma máquina de vibração.  
 - O piso em betão deve ser executado sobre uma base plana e nivelada.  
 - O piso em betão deve ser executado sobre uma base de 100mm de espessura.  
 - O piso em betão deve ser executado sobre uma base de 100mm de espessura e 100mm de largura.  
 - O piso em betão deve ser executado sobre uma base de 100mm de espessura e 100mm de largura.  
 - O piso em betão deve ser executado sobre uma base de 100mm de espessura e 100mm de largura.

Módulo A      Módulo B      Módulo C



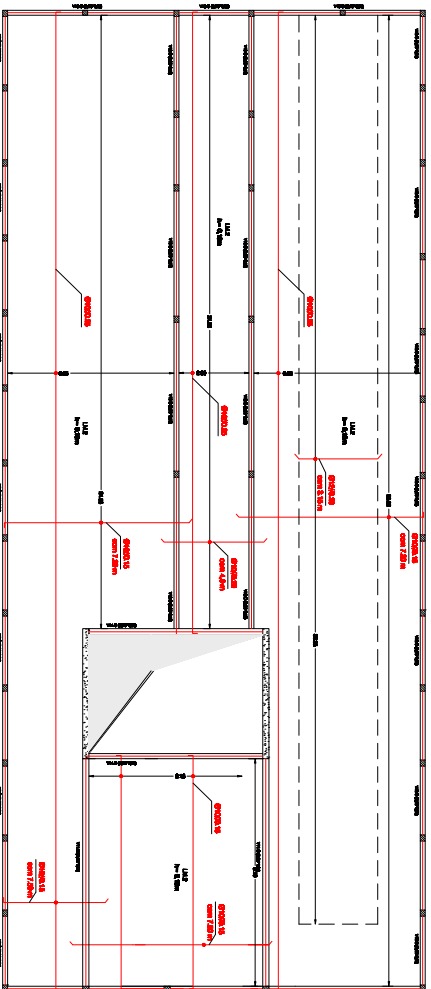
**INSTITUTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**ISEP**  
 Rua Dr. Roberto Frias, s/n, 4200-464, FEELIX, Portugal  
 Telefone: +351 252 309 4000  
 Email: isep@isep.upp.pt  
 www.isep.upp.pt

Projeto de arquitetura de edifício - candidatura de um novo edifício em Vila - Lisboa

Arquiteto: **Arquiteto João Paulo**  
 Escala: 1:200  
 Data: 2023  
 Folha: 27



# ARMADURA INFERIOR - LONGITUDINAL E TRANSVERSAL



MÓDULO C - LAJE DE TETO DO PISO 1

## ESPECIFICAÇÃO DE ARMADURAS EM LAJAS

Especificação de armaduras:  
 - Armadura inferior:  
 - Armadura superior:  
 - Armadura de borda:  
 - Armadura de canto:  
 - Armadura de reforço:

### ARMADURAS EM LAJAS

REPRESENTAÇÃO EM PLANTA	ARMADURA
	ARMADURA LONGITUDINAL
	ARMADURA TRANSVERSAL

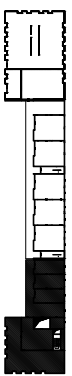
### RECOMENDACIONES

- 1. Armadura inferior:  $\phi 10$  a  $200$  mm.
- 2. Armadura superior:  $\phi 10$  a  $200$  mm.
- 3. Armadura de borda:  $\phi 10$  a  $200$  mm.
- 4. Armadura de canto:  $\phi 10$  a  $200$  mm.
- 5. Armadura de reforço:  $\phi 10$  a  $200$  mm.

### ESPECIFICAÇÕES DE REFORÇO

ESPECIFICAÇÃO DE REFORÇO	ESPECIFICAÇÃO DE REFORÇO
Reforço de borda:	Reforço de borda:
Reforço de canto:	Reforço de canto:
Reforço de reforço:	Reforço de reforço:

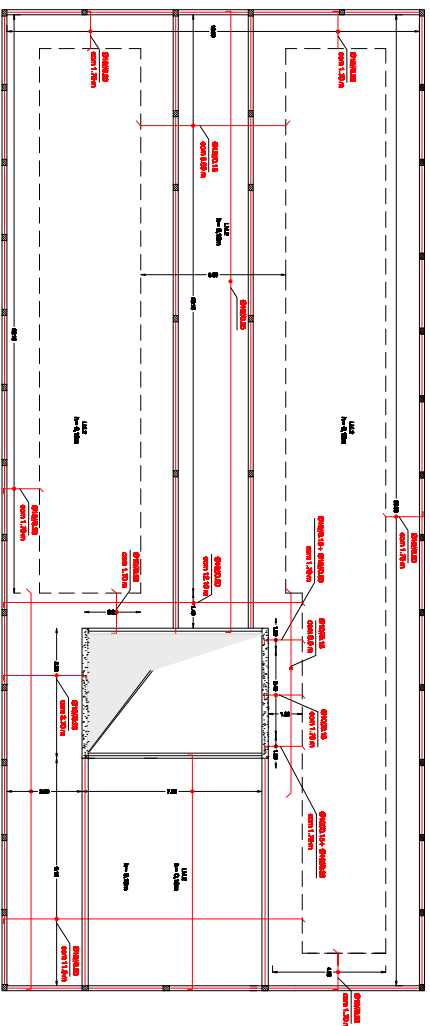
Módulo A      Módulo B      Módulo C



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



# ARMADURA INFERIOR - LONGITUDINAL E TRANSVERSAL



MÓDULO C - LAJE DE TETO DO PISO 1

## ESPECIFICAÇÃO DE MATERIAIS

Quantidade de materiais para o projeto de concreto armado. O custo dos materiais deve ser considerado no orçamento. O custo dos materiais deve ser considerado no orçamento. O custo dos materiais deve ser considerado no orçamento.

## REPRESENTAÇÃO EM PLANTA

Item	Descrição	Quantidade	Unidade
1	Armadura Longitudinal	1000	m
2	Armadura Transversal	500	m

## MATERIAIS

Material	Quantidade	Unidade
Armadura Longitudinal	1000	m
Armadura Transversal	500	m

## ESPECIFICAÇÕES DE EXECUÇÃO

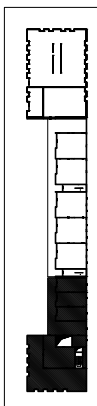
As especificações de execução devem ser consideradas no projeto. As especificações de execução devem ser consideradas no projeto. As especificações de execução devem ser consideradas no projeto.



## Módulo A

## Módulo B

## Módulo C



**INSTITUTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**ISEP**  
 Rua...  
 Caixa Postal...  
 CEP...  
 Fone...  
 E-mail...  
 Site...  
 Rua...  
 Caixa Postal...  
 CEP...  
 Fone...  
 E-mail...  
 Site...







