

EXPLORAÇÃO DOS SISTEMAS DE LAJE FUNGIFORME NA RESISTÊNCIA À AÇÃO SÍSMICA

Jaime Alexandre Isaías Pinto

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor António José da Silva Costa

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor António José da Silva Costa

Vogal: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Outubro 2021

DECLARAÇÃO

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

DECLARATION

I declare that this document is an original work of my own authorship and that it fulfills all the requirements of the Code of Conduct and Good Practices of the Universidade de Lisboa.

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação resulta do trabalho e dedicação não só a nível pessoal, mas também de outras pessoas e instituições que ajudaram e permitiram alcançar este objetivo. Por este motivo, utilizo este espaço para expressar os meus agradecimentos a todos os que tornaram possível a conclusão do presente trabalho.

Ao Instituto Superior Técnico, todo o seu corpo docente e funcionários, pela oportunidade de poder realizar o sonho de me formar na área de Engenharia Civil. Agradeço, em acréscimo, o fornecimento de ótimas condições de ensino e inúmeros recursos que auxiliaram a conclusão do curso.

Ao Professor Doutor António Costa, orientador desta dissertação, por me ter dado a oportunidade de desenvolver este tema. Agradeço a sua disponibilidade e o apoio incondicional prestado durante a realização desta dissertação, mesmo durante as suas férias. Sem dúvida que a sua exigência, inúmeras revisões, opiniões construtivas e incentivo foram alguns dos pilares principais para a conclusão deste trabalho. Agradeço, ainda, a fácil acessibilidade para o esclarecimento de dúvidas e partilha de conhecimentos.

À Rita What, pela ajuda incondicional neste último ano, durante a realização deste trabalho, durante o ano letivo e durante as épocas de exame. A sua simpatia, disponibilidade e conselhos foram muito importantes não só a nível académico, mas também a nível pessoal.

À Cristina Ventura, pela disponibilidade, simpatia e paciência demonstradas durante todo o percurso académico e, em especial, durante a atual transição de planos curriculares.

Aos meus pais, Fátima Pinto e José Pinto, por tudo. Agradeço pela liberdade, pelos conselhos, pela educação, pelos valores morais, pela enorme paciência, por todas as decisões e sacrifícios que tomaram em prol da minha formação académica, sendo essenciais para atingir este sonho. Agradeço, ainda, todo o apoio e amor incondicional dado durante toda a minha vida. Obrigado.

RESUMO

As lajes fungiformes têm vindo a ser cada vez mais utilizadas nas últimas décadas em edifícios. Algumas das principais vantagens são referentes à execução dos pisos e à facilidade de instalação de equipamentos nos tetos. Estas lajes têm sido, frequentemente, adotadas não só em edifícios de serviços, escolas e hospitais, mas também em edifícios de habitação.

Relativamente à exploração deste sistema estrutural na resistência à ação sísmica, existe pouca informação disponível e, em geral, no projeto não se tira partido da sua capacidade, atribuindo-lhe a classificação de sistema sísmico secundário. Importa referir que a NP EN 1998-1:2010 [1] não contempla a participação do sistema de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica como elemento sísmico primário, recomendando que sejam dimensionados e pormenorizados para os efeitos das cargas gravíticas quando sujeitos às deformações máximas, durante a situação de projeto sísmica. Todavia, a norma não proíbe a sua utilização na resistência à ação sísmica.

Face à frequente utilização deste sistema estrutural em edifícios, será economicamente vantajoso tirar partido da sua capacidade resistente. Para o efeito, é necessário utilizar métodos de dimensionamento que permitam considerar a sua participação na resistência sísmica dos edifícios.

O objetivo desta dissertação consiste em avaliar uma metodologia de dimensionamento, de modo a permitir a exploração de sistemas de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica, focando-se na implementação das disposições definidas em “Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares”, E.T.05/2020 [2].

Para o efeito analisa-se, no presente trabalho, a metodologia de dimensionamento do sistema fungiforme de três edifícios. Cada edifício é composto por lajes fungiformes aligeiradas com diferentes níveis de participação da resistência à ação sísmica. Em acréscimo, os três edifícios são analisados considerando as classes de importância II e IV, nas zonas sísmicas 1.1 a 1.5.

Palavras-chave: Laje Fungiforme; Dimensionamento; Ação sísmica; Ductilidade; Confinamento.

ABSTRACT

Over the last several decades, flat-slabs have been increasingly used in buildings due to a faster execution and easier installation of equipment on the ceilings. These slabs have been used not only in service buildings, schools and hospitals, but also in residential buildings.

There is not much information available regarding flat-slabs resistance to the seismic actions. In general, flat-slab resistance to the seismic action is not considered in projects, being often classified as a secondary seismic structural system. Also, the NP EN 1998-1:2010 [1] does not consider flat-slabs as a primary seismic structural element, ignoring its resistance capacity to the seismic action and specifying that flat-slabs should be designed and detailed in order to resist gravity loads when subjected to the largest displacements, caused by the seismic design condition. However, this European Standard does not prohibit the consideration of flat-slabs resistance capacity to seismic actions.

Given the frequent use of flat-slabs in buildings, it would be economically advantageous to consider its resistance in the seismic action. For this reason, it would be necessary to design flat-slabs as a primary seismic structural element, using design methods that consider their contribution to the building's seismic resistance.

The objective of this dissertation is to define and evaluate a design methodology considering the resistance capacity of flat-slabs to seismic actions, in accordance with the criteria set forth in the Portuguese specification for hospital buildings "Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares", E.T.05/2020 [2].

For this purpose, a design methodology that considers the resistance of flat-slab systems for seismic action, in three buildings, will be evaluated. All buildings have waffle flat-slabs. However, each building has a flat-slab system with a different total contribution to lateral stiffness. In addition, each structure was designed for the seismic zones 1.1 to 1.5, specified in the Portuguese National Annex - 3.2.1(2) of the NP EN 1998-1:2010 [1], considering the importance classes II and IV.

Keywords: Flat-Slab; Design; Seismic action; Ductility; Confinement.

ÍNDICE GERAL

Conteúdo

DECLARAÇÃO	iii
DECLARATION	v
AGRADECIMENTOS	vii
RESUMO	ix
ABSTRACT	xi
ÍNDICE GERAL	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
SIMBOLOGIA	xxi
Lista de abreviaturas	xxi
Letras Maiúsculas Latinas	xxi
Letras Minúsculas Latinas	xxii
Letras Minúsculas Gregas	xxiii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento Geral	1
1.2. Objetivo da dissertação	2
1.3. Estrutura do documento	2
2. REVISÃO DA LITERATURA	5
2.1. Introdução	5
2.2. Caracterização do comportamento das lajes fungiformes	5
2.2.1. Tipos de lajes fungiformes	5
2.2.2. Comportamento sob ação de cargas gravíticas	7
2.2.3. Comportamento sob ação sísmica	10
3. DUCTILIDADE E DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE	23
3.1. Avaliação da ductilidade	23
3.2. Regras de dimensionamento conforme as E.T.05/2020 [2]	30
3.2.1. Condições gerais	30

3.2.2.	Requisitos suplementares para permitir a exploração de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica.....	31
4.	DESCRIÇÃO DOS EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	35
4.1.	Introdução.....	35
4.2.	Descrição geométrica das estruturas dos edifícios.....	35
4.3.	Definição dos materiais.....	37
4.3.1.	Betão.....	37
4.3.2.	Aligeiramentos.....	38
4.4.	Modelo estrutural.....	39
4.5.	Definição das ações.....	40
4.5.1.	Ações gravíticas.....	40
4.5.2.	Ação sísmica.....	41
4.5.3.	Combinação de ações.....	46
5.	DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	47
5.1.	Introdução.....	47
5.2.	Estado de limitação de danos.....	48
5.3.	Estado limite último.....	51
5.3.1.	Dimensionamento – Exemplo de cálculo detalhado.....	51
5.3.2.	Dimensionamento das estruturas e análise de resultados.....	58
6.	CONCLUSÕES.....	75
7.	REFERÊNCIAS.....	79
	ANEXOS.....	81
	Anexo A – Espectros de resposta.....	82
	Anexo B – Fatores de participação modal.....	84
	Anexo C – Efeitos acidentais de torção.....	85
	Anexo D – Estado de limitação de danos.....	88
	Anexo E – Esforços e armaduras de flexão.....	89
	Anexo F – Desenhos.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tipos de lajes: (a) - laje vigada, (b) - laje fungiforme maciça, (c) - laje fungiforme com capitel de espessura variável, (d) - laje com capitel de espessura constante, (e) - laje aligeirada [4].	5
Figura 2.2 - Distribuição de tensões tangenciais devidas aos momentos transmitidos da laje ao pilar, para um pilar interior [3].	8
Figura 2.3 - Valores recomendados para β [3].	8
Figura 2.4 - Primeiros perímetros de controlo tipicamente usados [3].	9
Figura 2.5 - Diagrama tensão extensão do betão, sujeito a ações cíclicas [6].	10
Figura 2.6 – Relação tensão deformação para betão confinado [3].	11
Figura 2.7 - Distribuição de tensões efetivas de confinamento, em lajes, na direção longitudinal.	12
Figura 2.8 - Distribuição de tensões efetivas de confinamento, em lajes, na direção transversal.	12
Figura 2.9 - Armaduras inferiores. [7].	13
Figura 2.10 - Armaduras superiores. [7].	14
Figura 2.11 - Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7].	14
Figura 2.12 - Sistema de compatibilização de rotações, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7].	14
Figura 2.13 - Sistema que garante a aplicação constante da carga vertical, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7].	15
Figura 2.14 - Sistema de ensaio utilizado. [7].	15
Figura 2.15 - Disposição das armaduras de punçoamento: esquerda - Modelo C-50 BC; direita - Modelo C-50 BR [7].	16
Figura 2.16 - Diagramas histeréticos: Esquerda - C-30; Centro - C-40; Direita C-50 [7].	16
Figura 2.17 - Esquerda - Diagrama histerético do modelo C-50, Direita - Diagrama carga-deslocamento horizontal do modelo E-50 [7].	17
Figura 2.18 - Diagramas histeréticos: Esquerda - C-50 BR; Direita - C-50 BC [7].	17
Figura 2.19 - Envoltório dos diagramas histeréticos de todos os modelos experimentais [7].	18
Figura 2.20 - Esquerda: modelo real; Direita: modelo de cálculo [8].	18
Figura 2.21 - Superior: Modelo S5; Inferior: Modelo S6 [8].	19
Figura 2.22 - Diagramas carga-deformação, dos 7 modelos [8].	20
Figura 2.23 - Diagrama força deslocamento utilizado na definição da ductilidade [8].	20
Figura 2.24 - Localização dos extensómetros [8].	21
Figura 2.25 - Ductilidade disponível de cada modelo [8].	21
Figura 2.26 - Relação entre a deriva Vu/Vc de acordo com 21.11.5(b) do ACI318-05[9].	22
Figura 3.1 - Modelo de cálculo para a posição da linha neutra.	23
Figura 3.2 - Pormenorização da armadura de confinamento. Esquerda: Longitudinal; Direita: Transversal.	29
Figura 3.3 - Dimensões mínimas da zona maciça pilar-laje.	31
Figura 3.4 - Possíveis disposições para a armadura de integridade [2].	33
Figura 4.1 - Planta dos pisos tipo do edifício 1.	36

Figura 4.2 - Pormenor CBCM-S-200 [14]: esquerda: corte; direita: planta.....	38
Figura 4.3 - Pormenor construtivo na zona dos pilares centrais.....	39
Figura 4.4 - Modelo global tridimensional da estrutura 1 para realizar a análise sísmica.	40
Figura 4.5 - Espectros de resposta de cálculo para a classe de importância II.....	42
Figura 4.6 - Espectros de resposta de cálculo para a classe de importância IV.	42
Figura 5.1 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 1.....	48
Figura 5.2 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 1.	49
Figura 5.3 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 2.....	49
Figura 5.4 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 2.	49
Figura 5.5 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 3.....	50
Figura 5.6 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 3.	50
Figura 5.7 – Deformada da estrutura 2 para a combinação sísmica, na direção X.....	50
Figura 5.8 - Esquema ilustrativo da largura efetiva e zonas adjacentes, na faixa sobre os pilares.	53
Figura 5.9 - Pormenorização das armaduras de flexão na faixa central. Esquerda: armaduras superiores; Direita: armaduras inferiores.	54
Figura 5.10 - Pormenor das armaduras longitudinais e transversais, em planta, na direção X.	55
Figura 5.11 - Pormenores das armaduras transversais, na direção X. Esquerda: Alçado; Direita: Corte.	56

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Gama de valores L/h , para os vários tipos de laje fungiforme, frequentemente usados [5].	6
Tabela 2.2 - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão, Quadro 7.4 [3].	6
Tabela 2.3 - Características principais dos modelos estruturais [7].	15
Tabela 2.4 - Características dos modelos de ensaio adaptado de [8].	19
Tabela 3.1 - Análise das tensões nas armaduras de compressão. Aço A500NR e betão C30/37.	24
Tabela 3.2 - Curvaturas de cedência ($\epsilon_{sy}, d = 2.175\%$)	25
Tabela 3.3 - Análise da curvatura em cedência, para lajes. Aço A500NR e betão C30/37.	26
Tabela 3.4 - Coeficientes de ductilidade em curvatura, sem delaminação do betão de recobrimento.	27
Tabela 3.5 - Coeficientes de ductilidade em curvatura, após delaminação do betão de recobrimento.	28
Tabela 3.6 - Armaduras de confinamento, para diversas taxas de armadura de compressão, numa laje fungiforme com espessura de 0.25m.	29
Tabela 3.7 - Valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura e respetivo coeficiente de comportamento.	29
Tabela 3.8 - Coeficientes de ductilidade em curvatura disponível para a laje com 0.25m de espessura.	30
Tabela 3.9 - Relação entre a_{ult} e os tipos de armaduras de integridade [2].	33
Tabela 4.1 – Participação dos elementos estruturais na resistência à ação sísmica.	35
Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais verticais, nos 3 edifícios.	36
Tabela 4.3 - Características de resistência e de deformação do betão C30/37.	37
Tabela 4.4 - Requisitos do betão utilizado.	37
Tabela 4.5 - Características mecânicas do aço A500NR SD.	37
Tabela 4.6 - Principais parâmetros do sistema Cobiax CBCM-S-200 [14].	38
Tabela 4.7 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1.	41
Tabela 4.8 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a classe de importância II.	41
Tabela 4.9 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a classe de importância IV.	41
Tabela 4.10 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 1.	43
Tabela 4.11 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 2.	43
Tabela 4.12 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 3.	43
Tabela 4.13 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 1, classe II, zona sísmica 1.1	44

Tabela 4.14 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 2, classe II, zona sísmica 1.1.	44
Tabela 4.15 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 3, classe II, zona sísmica 1.1.	44
Tabela 4.16 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 1, classe IV, zona sísmica 1.1	45
Tabela 4.17 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 2, classe IV, zona sísmica 1.1.....	45
Tabela 4.18 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 3, classe IV, zona sísmica 1.1.....	45
Tabela 5.1 - Valores das ações e combinação de cargas.	52
Tabela 5.2 - Momentos atuantes no pórtico.	52
Tabela 5.3 - Momentos atuantes nas faixas (b=4.25m) e respectivas armaduras.	52
Tabela 5.4 - Ductilidade em curvatura disponível, sem delaminação do betão, classe de importância IV.	56
Tabela 5.5 - Ductilidade em curvatura disponível, com delaminação do betão, classe de importância IV.	57
Tabela 5.6 - Armaduras de confinamento.	57
Tabela 5.7 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento.	57
Tabela 5.8 - Armaduras de flexão da estrutura 1 calculadas para a classe de importância II.	58
Tabela 5.9 - Armaduras de flexão da estrutura 1 calculadas para a classe de importância IV.	59
Tabela 5.10 - Armaduras de flexão da estrutura 2 calculadas para a classe de importância II.	60
Tabela 5.11 - Armaduras de flexão da estrutura 2 calculadas para a classe de importância IV.	60
Tabela 5.12 - Armaduras de flexão da estrutura 3 calculadas para a classe de importância II.	61
Tabela 5.13 - Armaduras de flexão da estrutura 3 calculadas para a classe de importância IV.	62
Tabela 5.14 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 1 calculadas para a classe de importância II.....	63
Tabela 5.15 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 1 calculadas para a classe de importância IV.	63
Tabela 5.16 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 2 calculadas para a classe de importância II.....	63
Tabela 5.17 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 2 calculadas para a classe de importância IV.	64
Tabela 5.18 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 3 calculadas para a classe de importância II.....	64
Tabela 5.19 - Armaduras de esforço transversal da estrutura 3 calculadas para a classe de importância IV.	64
Tabela 5.20 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, sem delaminação do betão, para classe de importância II.	65

Tabela 5.21 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, com delaminação do betão, para classe de importância II.	65
Tabela 5.22 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.	66
Tabela 5.23 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, com delaminação do betão, para classe de importância IV.	66
Tabela 5.24 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, sem delaminação do betão, para classe de importância II.	67
Tabela 5.25 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, com delaminação do betão, para classe de importância II.	67
Tabela 5.26 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.	68
Tabela 5.27 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, com delaminação do betão, para classe de importância IV.	68
Tabela 5.28 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, sem delaminação do betão, para classe de importância II.	69
Tabela 5.29 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, com delaminação do betão, para classe de importância II.	69
Tabela 5.30 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.	70
Tabela 5.31 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, com delaminação do betão, para classe de importância IV.	70
Tabela 5.32 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 1.	71
Tabela 5.33 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 2.	71
Tabela 5.34 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância II e estrutura 3.	71
Tabela 5.35 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 3.	71
Tabela 5.36 - Coeficiente de ductilidade em curvatura disponível e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 1.	72
Tabela 5.37 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 1.	72
Tabela 5.38 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 2.	72
Tabela 5.39 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 2.	73
Tabela 5.40 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 3.	73

Tabela 5.41 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 3.	73
Tabela 6.1 - Viabilidade de pormenorização das 3 estruturas.	76
Tabela 6.2 - Coeficientes de ductilidade em curvatura disponível.	76
Tabela 6.3 - Coeficientes de comportamento.	76
Tabela 0.1 - Períodos de vibração e acelerações espectrais de cálculo, para a classe de importância II.	82
Tabela 0.2 - Períodos de vibração e acelerações espectrais de cálculo, para a classe de importância IV.	83
Tabela 0.3 - Fatores de participação modal da estrutura 1.	84
Tabela 0.4 - Fatores de participação modal da estrutura 2.	84
Tabela 0.5 - Fatores de participação modal da estrutura 3.	84
Tabela 0.6 - Massa dos pisos e excentricidade accidental.	85
Tabela 0.7 - Força de corte basal da estrutura 1 (30%), na direção X, classe de importância II.	85
Tabela 0.8 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 1 (30%). Classe Importância II.	85
Tabela 0.9 - Força de corte basal da estrutura 1 (30%), na direção X, classe de importância IV.	85
Tabela 0.10 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 1 (30%). Classe Importância IV.	85
Tabela 0.11 - Força de corte basal da estrutura 2 (50%), na direção X, classe de importância II.	86
Tabela 0.12 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 2 (50%). Classe Importância II.	86
Tabela 0.13 - Força de corte basal da estrutura 2 (50%), na direção X, classe de importância IV.	86
Tabela 0.14 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 2 (50%). Classe Importância IV.	86
Tabela 0.15 - Força de corte basal da estrutura 3 (60%), na direção X, classe de importância II.	86
Tabela 0.16 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 3 (60%). Classe Importância II.	87
Tabela 0.17 - Força de corte basal da estrutural 3 (60%), na direção X, classe de importância IV.	87
Tabela 0.18 - Forças de inércia e respetivos momentos accidentais de torção da estrutura 3 (60%). Classe Importância IV.	87
Tabela 0.19 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 1.	88
Tabela 0.20 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 2.	88
Tabela 0.21 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 3.	88
Tabela 0.22 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 1 para classe de importância II.	89
Tabela 0.23 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 1 para classe de importância IV.	89
Tabela 0.24 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 2 para classe de importância II.	90
Tabela 0.25 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 2 para classe de importância IV.	90
Tabela 0.26 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 3 para classe de importância II.	91
Tabela 0.27 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 3 para classe de importância IV.	91

SIMBOLOGIA

Lista de abreviaturas

A.C.I 318-05	<i>Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute Committee 318, 27 Outubro 2004</i>
CBCM-S-200	Ficha técnica COBIAX para aligeiramentos com 200mm de altura
E.T.05/2020	Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares
NP EN 1990:2009	Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas.
NP EN 1992-1-1:2010 [3]	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
NP EN 1998-1:2010 [1]	Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
NP EN 206-1:2007	Norma Portuguesa de Betão, Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade.

Letras Maiúsculas Latinas

A_s	Área de armadura de flexão longitudinal
A_{sw}	Área de armadura transversal
$A_{sw/s}$	Área de armadura transversal por metro de comprimento
$A_{sw/s/r}$	Área de armadura transversal por metro de comprimento por ramo
$A_{s_{adj}}$	Área de armadura longitudinal na zona adjacente à largura efetiva, dentro da faixa central
A_s^{FC}	Área de armadura longitudinal na faixa central
$A_{s_{sis}^{beff}}$	Área de armadura longitudinal devido à combinação sísmica, na largura efetiva
A_s^{beff}	Área de armadura longitudinal na largura efetiva
$A_{s^{-}beff}$	Área de armadura longitudinal de compressão na largura efetiva
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
F_i	Força de inércia
$F_{b,x}$	Força de corte basal na direção X
FC	Faixa central

FL	Faixa lateral
M_{ai}	Momento accidental de torção
M_{qp}^{FC}	Momento fletor, na faixa central, resultante da combinação quase permanente
M_{sis}	Momento devido à ação sísmica
M_{sd}	Momento fletor resultante da combinação sísmica
P_{tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica
R_i	Rotação segundo a direção i
S	Coefficiente de solo
S_a	Valor da aceleração espectral
T	Período de vibração
U_i	Deslocamento segundo a direção i
$V_{Rd,int}$	Esforço transversal resistente pós-punçamento mobilizada pela armadura de integridade
V_{sd}	Valor de cálculo do esforço transversal
$V_{Ed,max}$	Esforço transversal atuante máximo na secção de extremidade da viga resultante do cálculo pela capacidade real
$V_{Ed,min}$	Esforço transversal atuante mínimo na secção de extremidade da viga resultante do cálculo pela capacidade real
V_{totX}	Força de corte sísmica total no piso considerado, segundo a direção X

Letras Minúsculas Latinas

ag	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A
ag _R	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A
b_{eff}	Largura efetiva
b_w	Largura da alma do elemento
b_{int}	Perímetro de controlo ativado pela armadura de integridade
d	Altura útil da laje
d_{bl}	Diâmetro dos varões longitudinais
d_{res}	Distância entre o centro das armaduras de flexão e as armaduras de integridade
d_{rX}	Deslocamento relativo entre pisos na direção X

f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
h	Altura da laje
l_{cl}	Comprimento livre entre face de pilares
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
m_{sd}	Momento fletor por metro de laje
m_{sis}^{beff}	Momento fletor devido à combinação sísmica na largura efetiva
q	Coefficiente de comportamento
s_t	Espaçamento transversal
w_w	Taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento
x_u	Posição da linha neutra

Letras Minúsculas Gregas

α	Fator de eficácia do confinamento
α_{ult}	Ângulo entre as armaduras de integridade e o plano da laje após o colapso
γ_1	
γ_c	Coefficiente parcial relativo ao betão
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real
ε_{c1}	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ε_{cu1}	Extensão última do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ε_{cu2}	Extensão de compressão última do betão não confinado
ε_{cu}	Extensão última do betão à compressão
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão de compressão última do betão confinado

$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência do aço
θ_x	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos na direção X
M	Momento fletor
μ_ϕ	Fator de ductilidade em curvatura
ρ	Taxa de armaduras longitudinais à tração
ρ'	Taxa de armaduras longitudinais à compressão
ρ_{beff}	Taxa de armaduras longitudinais à tração na largura efetiva
ρ'_{beff}	Taxa de armaduras longitudinais à compressão na largura efetiva
ρ_w	Taxa de armaduras de esforço transversal
σ_{s2}	Tensão de confinamento
ϕ_u	Valor da curvatura última
ϕ_y	Valor da curvatura em cedência
$\psi_{2,i}$	Coefficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i ($\psi_{2,i} = 0.4$)
ω	Taxa mecânica de armadura

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento Geral

As estruturas constituídas por lajes fungiformes têm vindo a ser cada vez mais utilizadas nas últimas décadas. Este sistema estrutural tem diversas vantagens, sendo uma das principais a sua competitividade económica, consequência de uma maior simplicidade construtiva. Além disso, os edifícios compostos por este tipo de sistema estrutural podem usufruir de uma maior facilidade de construção de instalações técnicas, devida à ausência de vigas, e de um tempo de construção mais célere, através da eficiente execução de cofragens e disposição das armaduras. Outros aspetos positivos, comparativamente a outras soluções e referentes à arquitetura, seriam a capacidade de exploração de um maior pé-direito e, por consequência, um acréscimo do espaço de utilização para a mesma cércea.

No entanto, estas lajes exibem algumas desvantagens relativamente ao comportamento estrutural, como a concentração elevada de esforços de flexão e punçoamento na zona dos apoios, uma maior deformabilidade e uma menor resistência às ações horizontais, face a soluções de lajes vigadas.

No caso de ações gravíticas, o comportamento destas lajes é bem conhecido e o seu dimensionamento e pormenorização de armaduras não levantam dificuldades.

Relativamente às ações horizontais cíclicas, como a ação sísmica, ainda existe alguma incerteza referente ao seu comportamento, em particular na zona de ligação laje-pilar. Sabe-se que, nesta zona, os esforços de corte são, em geral, predominantes comparativamente aos esforços de flexão. Esta elevada concentração de esforços associados às deformações induzidas pela ação sísmica, deverá ser resistida sem que ocorram grandes danos estruturais ou mesmo rotura por punçoamento. Os mecanismos de rotura por punçoamento estão, geralmente, associados a uma rotura frágil e, potencialmente, a um colapso progressivo.

A participação do sistema de lajes fungiformes na resistência aos sismos como elemento sísmico primário não está totalmente coberto pelas disposições da NP EN 1998-1:2010 [1]. Deste modo, nas situações de projeto sísmicas, os sistemas fungiformes podem ser dimensionados e pormenorizados para os efeitos das cargas gravíticas quando sujeitos às deformações máximas induzidas pelo sismo, desprezando a contribuição da sua rigidez lateral. Por estas razões, é comum agregar a este sistema um sistema de pórticos ou paredes com resistência e rigidez lateral adequadas de modo a não só conferir um comportamento adequado aos edifícios, no que se refere à deformabilidade lateral, como também reduzir as exigências sobre o sistema fungiforme.

Esta metodologia consiste em considerar o sistema fungiforme como sistema estrutural secundário na resistência aos sismos. Face às incertezas quanto ao comportamento da ligação pilar-laje sob ações cíclicas após a ocorrência da plastificação das armaduras, o dimensionamento do sistema poderá ser realizado em fase elástica, assumindo um coeficiente de comportamento não superior a 1,5.

Resumindo, o dimensionamento destes sistemas considera, habitualmente, um comportamento elástico, ao qual está associado um elevado nível de esforços atuantes induzidos pela ação sísmica. Por outro lado, sendo o sistema classificado como secundário, não é explorado na resistência à ação sísmica. Trata-se, assim, de uma dupla penalização do sistema fungiforme no projeto sísmico.

Face à elevada utilização dos sistemas fungiformes em edifícios, nomeadamente edifícios de serviços, escolas e hospitais, importa, por motivos económicos, que estes sistemas possam ser explorados na resistência aos sismos. Deste modo, tem interesse o estudo de métodos de dimensionamento que permitam considerar a sua participação na resistência sísmica dos edifícios, explorando a ductilidade de modo a não penalizar o dimensionamento da restante estrutura.

1.2. Objetivo da dissertação

O objetivo desta dissertação consiste em definir e avaliar uma metodologia de dimensionamento que permita a exploração de sistemas de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica.

Para isso, implementam-se as disposições definidas em “Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares”, E.T.05/2020 [2], a edifícios correntes e recorrendo a exemplos de estruturas simples.

Pretende-se analisar e avaliar os procedimentos de dimensionamento do sistema fungiforme considerando diferentes níveis de participação na resistência à ação sísmica. Para o efeito são avaliadas, numa primeira fase, as metodologias para conferir à estrutura um nível de ductilidade adequado e, seguidamente, consideradas três estruturas cuja diferença reside no nível de participação do sistema fungiforme na resistência à ação sísmica: 30%, 50% e 60%, onde são implementadas essas metodologias para se ter a perceção das implicações práticas que a exploração destes sistemas pode apresentar.

Embora as estruturas analisadas apresentem o mesmo tipo de laje aligeirada e vãos iguais, as conclusões obtidas poderão ser generalizadas para outros tipos de laje e vãos.

1.3. Estrutura do documento

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos:

O capítulo 1 apresenta uma introdução relacionada com o tema dos sistemas estruturais constituídos pelas lajes fungiformes, resume-se a ausência do enquadramento regulamentar, referente à utilização destas lajes como elementos primários na resistência à ação sísmica, e esclarecem-se os objetivos pretendidos com este trabalho.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, da regulamentação e de estudos baseados em ensaios experimentais, no âmbito da caracterização do comportamento das lajes fungiformes para as ações gravíticas e cíclicas.

No capítulo 3 é analisada a ductilidade da zona de ligação pilar-laje, para casos de lajes fungiformes correntes, e são apresentadas as especificações técnicas para o comportamento sísmo-resistente de edifícios hospitalares E.T.05/2020 [2].

O capítulo 4 é dedicado à descrição dos exemplos de aplicação, onde se definem as soluções estruturais utilizadas, materiais, ações de dimensionamento, combinações de cargas e coeficientes parciais.

No capítulo 5 são expostas as metodologias de cálculo, apresentados e analisados os resultados obtidos.

No capítulo 6 sumarizam-se as principais conclusões obtidas através da análise dos resultados obtidos no capítulo anterior.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Introdução

No início deste capítulo são revistos os conceitos de resistência e ductilidade ao punçoamento em lajes fungiformes, de acordo com a regulamentação em vigor, nomeadamente seguindo o disposto na NP EN 1992-1-1:2010 [3]. São, também, resumidos alguns estudos publicados no âmbito da presente temática.

2.2. Caracterização do comportamento das lajes fungiformes

2.2.1. Tipos de lajes fungiformes

As lajes fungiformes são, genericamente, caracterizadas em relação aos tipos de apoio e constituição:

- Laje fungiforme maciça – lajes que apoiam diretamente sobre os pilares, sem aligeiramentos ou espessamento.
- Laje fungiforme maciça com capitel ou espessamento – lajes com aumento de espessura junto aos apoios, sem nenhum sistema de aligeiramento.
- Laje aligeirada – lajes que apresentam um sistema de vazios executados com moldes, recuperáveis ou não, com o objetivo de reduzir o peso próprio. No entanto, é aconselhada a adoção de bandas maciças entre pilares e uma zona maciça junto dos pilares.
- Lajes maciças ou aligeiradas pré-esforçadas – como a própria caracterização indica, são lajes que recorrem a um sistema de cabos de pré-esforço. São, em geral, lajes mais espessas que tem capacidade para atingir maiores vãos.

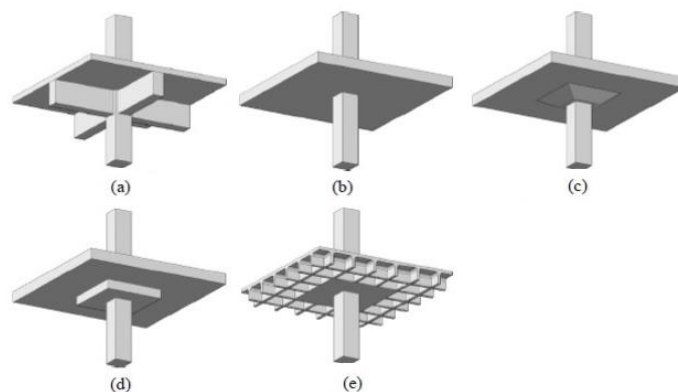


Figura 2.1 - Tipos de lajes: (a) - laje vigada, (b) - laje fungiforme maciça, (c) - laje fungiforme com capitel de espessura variável, (d) - laje com capitel de espessura constante, (e) - laje aligeirada [4].

Na tabela 2.1 estão indicados os intervalos de valores L/h, habitualmente utilizados, com o objetivo de controlar as deformações devido às cargas gravíticas.

Tabela 2.1 - Gama de valores L/h, para os vários tipos de laje fungiforme, frequentemente usados [5].

Laje fungiforme tipo	Esbelteza (L / h)	h [m]											
		L [m]											
		4	5	6	7	8	9	10	12	20			
Laje maciça	25 a 30	0,15 →		≅ 0,20	≅ 0,25								
Laje maciça com capitel	35 a 40	0,15	→		≅ 0,20	≅ 0,25							
Laje aligeirada	20 a 25		0,225 →		≅ 0,25		0,30	≅ 0,35					
Laje aligeirada com capitel	25 a 30			0,225 →		≅ 0,25	≅ 0,30	≅ 0,35					
Laje maciça pré-esforçada	40						0,20		≅ 0,25	≅ 0,30			
Laje aligeirada pré-esforçada	35						0,225	≅ 0,25	≅ 0,30	≅ 0,35	≅ 0,60		

Na tabela 2.2 os valores de relação vão/altura útil, dispostos na subsecção 7.4.2 da NP EN 1992-1-1:2010 [3]. Estes valores limite foram determinados através de estudos paramétricos, de uma forma conservativa e correspondem ao controlo indireto das flechas a meio do vão, permitindo evitar o cálculo direto de deformações.

Tabela 2.2 - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão, Quadro 7.4 [3].

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

NOTA 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

NOTA 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

NOTA 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

2.2.2. Comportamento sob ação de cargas gravíticas

Uma vez que as lajes fungiformes são elementos pouco espessos que transmitem os esforços diretamente aos pilares, os momentos fletores e o esforço transversal nas zonas de ligação pilar-laje são elevados, podendo originar rotura por punçoamento. Para evitar o colapso frágil, consequência da rotura por corte, é necessário garantir a verificação de segurança para o estado limite último de punçoamento nestas regiões.

Resume-se, em seguida, a verificação ao estado limite último de punçoamento. A NP EN 1992-1-1:2010 [3] estabelece que devem ser verificadas as seguintes condições:

- Verificação da tensão máxima de punçoamento no perímetro do pilar:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq 0,5 \nu f_{cd} \quad (2.1)$$

Em V_{Ed} é o esforço de corte solicitante. u_0 é o perímetro de área carregada, d corresponde à altura útil média da laje, f_{cd} corresponde à tensão de cálculo do betão à compressão e ν ao coeficiente de redução da resistência do betão em estado fendilhado devido ao esforço transversal, sendo calculado através da seguinte expressão:

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.2)$$

Sendo f_{ck} a tensão característica do betão à compressão.

O coeficiente $\beta \geq 1.00$ corresponde ao fator que tem em conta o efeito da excentricidade da carga, para cargas centradas toma o valor de 1.00 e pode ser obtido por:

$$\beta = k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad (2.3)$$

Onde k corresponde à relação entre dimensões dos pilares, influenciado pela proporção entre as tensões de corte originadas pelos momentos transmitidos da laje ao pilar e os esforços de flexão, W_1 corresponde à distribuição de tensões tangenciais, figura 2.2, no perímetro de controlo e pode ser obtido através de:

$$W_i = \int_0^{u_i} |e| dl \quad (2.4)$$

Em que dl é o comprimento elementar do perímetro de controlo e e corresponde à distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{Ed} .

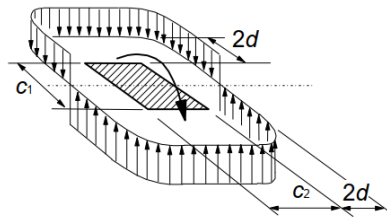


Figura 2.2 - Distribuição de tensões tangenciais devidas aos momentos transmitidos da laje ao pilar, para um pilar interior [3].

Para pilares com secção retangular e carga excêntrica, a NP EN 1992-1-1:2010 [3] permite a utilização da seguinte expressão:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2.5)$$

Em que e_y e e_z são as excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} segundo os respetivos eixos, b_y e b_z são as dimensões do perímetro de controlo.

A norma permite ainda a utilização de valores aproximados de β no caso de estruturas em que os vãos adjacentes não difiram em mais de 25% e a sua estabilidade lateral não dependa do funcionamento dos pórticos formados pelas lajes e pilares:

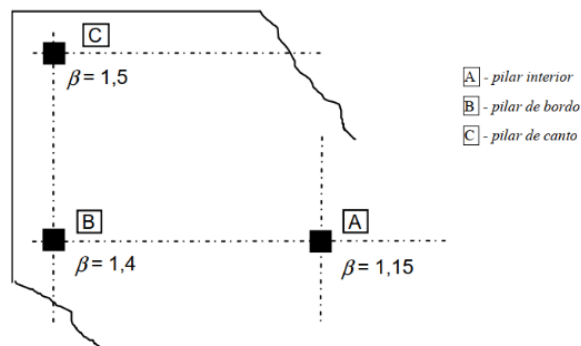


Figura 2.3 - Valores recomendados para β [3].

- Verificação da resistência ao corte no perímetro de controlo considerado, cujo comprimento depende se foram, ou não, adotadas armaduras transversais:
 - Sem armaduras transversais:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} \quad (2.6)$$

Em que u_1 corresponde ao perímetro de controlo localizado a uma distância $2d$ da área carregada e $v_{Rd,c}$ é a resistência ao corte sem armaduras transversais.

A NP EN 1992-1-1:2010 [3] define que, em casos correntes, o perímetro de controlo pode ser considerado a uma distância de duas vezes a altura útil da laje.

A figura 2.4 representa os perímetros de controlo tipicamente usados.

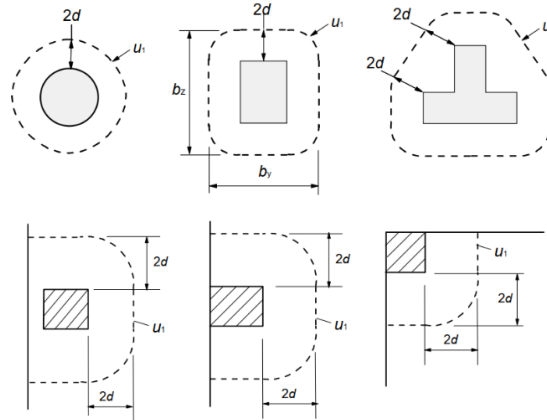


Figura 2.4 - Primeiros perímetros de controlo tipicamente usados [3].

A resistência ao corte sem armaduras transversais é dada pela expressão 2.7:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (2.7)$$

Em que $C_{Rd,c}$ toma o valor recomendado de 0,18, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ (d em mm), $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$ é referente às armaduras de tração nas direções y e z, $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$ são as tensões de compressão no betão na secção crítica nas duas direções, $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ e k_1 toma o valor recomendado de 0,1.

– Com armaduras transversais:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_{out} d} \leq v_{Rd,c} \quad (2.8)$$

Em que $u_{out} = u_1 v_{Ed} / v_{Rd,c}$ corresponde ao perímetro em que a verificação de segurança dispense as armaduras de punçoamento. Em acréscimo, com a utilização de armaduras transversais é necessário afetar a resistência ao corte, $v_{Rd,c}$, pelo coeficiente 0.75.

No caso de estruturas sujeitas à ação sísmica podem desenvolver-se na ligação pilar-laje não só momentos fletores de elevada amplitude como esforços de corte muito elevados. Os valores do coeficiente β podem ser muito elevados e as deformações em fase plástica na zona da ligação podem induzir danos no mecanismo de resistência ao corte, pelo que a metodologia de dimensionamento acima descrita poderá ser questionável.

2.2.3. Comportamento sob ação sísmica

Nas estruturas sujeitas à ação sísmica é essencial garantir que os elementos estruturais apresentem capacidade de deformação adequada face ao nível da ação atuante. Essa capacidade de deformação é obtida garantindo níveis de ductilidade adequados para os elementos estruturais que participam na resistência a essa ação. Deste modo, para assegurar um bom desempenho estrutural é necessário, para além de evitar roturas precoces por corte que, por natureza, são frágeis, dotar os elementos de ductilidade adequada para os mecanismos de resistência dúcteis (flexão).

Quando sujeito a ações cíclicas, o betão sofre uma degradação progressiva da resistência que pode comprometer a capacidade resistente, rigidez e ainda a ductilidade dos elementos estruturais, uma vez que possui uma baixa capacidade de deformação, inerente ao seu comportamento frágil. Através da figura 2.5 é possível observar a sucessiva perda de resistência e acumulação de deformações permanentes com o aumento do número de ciclos de carga e descarga.

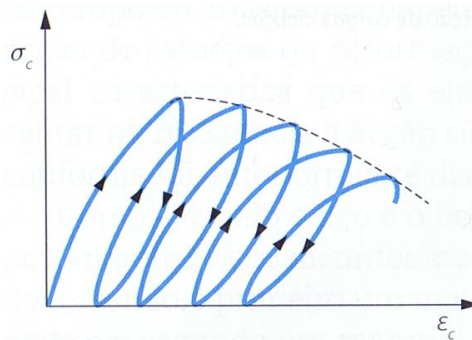


Figura 2.5 - Diagrama tensão extensão do betão, sujeito a ações cíclicas [6].

Uma das soluções mais viáveis para aumentar a capacidade de deformação do betão consiste na aplicação de armaduras de confinamento, como cintas ou estribos com espaçamentos reduzidos.

A ductilidade é, no essencial, a capacidade que um material, secção ou sistema estrutural tem para se deformar, após a cedência, sem que ocorra a sua rotura. Contrariamente a uma propriedade frágil, a ductilidade está associada a um patamar plástico de deformação de pós-cedência, referente, por exemplo, à relação momento-curvatura.

Devido às características dos sistemas de lajes fungiformes, um dos fatores predominantes na resistência às ações sísmicas é a capacidade de rotação na ligação laje-pilar. Com a ausência da rigidez disponibilizada pelas vigas, as restrições à rotação de pilares nestas zonas diminuem, originando deformações elevadas na estrutura.

A NP EN 1998-1:2010 [1] define que a ligação laje-pilar deve ser capaz de se deformar e, simultaneamente, ter capacidade de transferir as cargas verticais. Torna-se, então, importante explorar a ductilidade através da introdução de armaduras de confinamento que aumentem a capacidade de deformação do betão e, por consequência, as curvaturas e rotações pós-cedência das zonas de laje junto aos pilares.

Quando uma secção é sujeita a um esforço axial, por efeito de Poisson, o betão no interior dilata na direcção ortogonal. Surgem, em seguida, tensões de tração nas armaduras que equilibram as tensões de compressão no betão.

Ao aumentar a quantidade de armadura de flexão, a linha neutra baixa, surgindo uma menor curvatura última e a perda de ductilidade. Em contrapartida, quanto maior for a quantidade de armadura, maior será a resistência. É, então, conveniente estudar a influência da aplicação de armaduras de confinamento, uma vez que aumentam a curvatura última, mesmo para níveis mais elevados de armaduras.

Dois fatores importantes na avaliação do grau de confinamento é a extensão última do betão e a delaminação do betão de recobrimento quando é esgotada a sua capacidade de deformação.

Depois atingir valores de extensão última do betão à compressão de, aproximadamente, $\varepsilon_c = 0,0035$, o betão de recobrimento delamina. Após a delaminação, a secção a considerar, para efeitos de estudo do confinamento, é definida apenas pela secção interior aos estribos, designada por núcleo de betão confinado.

A NP EN 1992-1-1:2010 [3] define que, nos casos em que não existem dados mais precisos, é possível adotar uma relação de tensão-extensão, para o betão confinado, como ilustrado na figura 2.6.

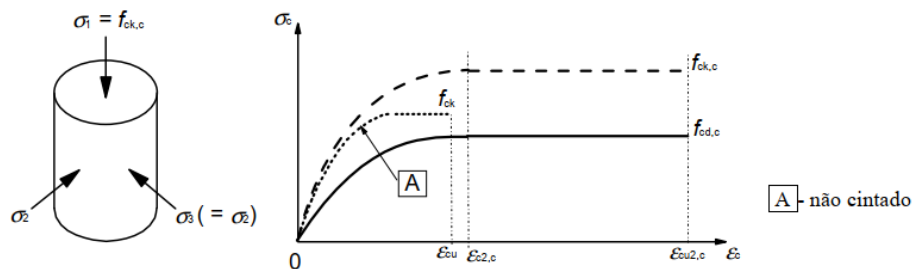


Figura 2.6 – Relação tensão deformação para betão confinado [3].

Em que:

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,000 + 5,0 \sigma_2/f_{ck}) \text{ para } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (2.9)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,50 \sigma_2/f_{ck}) \text{ para } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2}(f_{ck,c}/f_{ck})^2 \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2/f_{ck} \quad (2.12)$$

Em que σ_2 é a tensão efetiva de confinamento no estado limite último, conferida pelas cintas ou estribos.

Todavia, uma vez que as armaduras transversais se encontram espaçadas entre si, existe uma zona de betão entre cintas que não está, efetivamente, confinada. Deste modo, quando menor for o espaçamento entre cintas ou estribos, maior será o fator de eficácia do confinamento.

As figuras 2.7 e 2.8 ilustram, para o caso das lajes, a distribuição de tensões efetivas de confinamento, originadas pelas armaduras de confinamento, e a geometria da área do núcleo de betão confinado, para as direções longitudinal e transversal, relativamente ao eixo das bandas entre pilares:

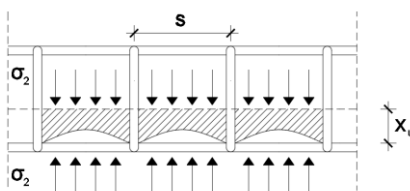


Figura 2.7 - Distribuição de tensões efetivas de confinamento, em lajes, na direção longitudinal.

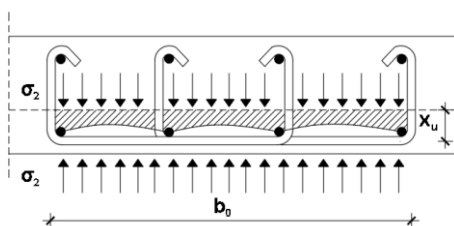


Figura 2.8 - Distribuição de tensões efetivas de confinamento, em lajes, na direção transversal.

Verifica-se que a tensão de confinamento, avaliada apenas na direção vertical, dado que na direção horizontal o núcleo de betão confinado está contido pelo betão adjacente, pode ser avaliada pela expressão 2.13:

$$\sigma_2 = \alpha \frac{A_{sw}}{sb_0} f_{yd} = \alpha \rho_w f_{yd} \quad (2.13)$$

Em que α é o coeficiente de eficácia do confinamento, A_{sw} é o somatório da área dos ramos dos estribos, s é o espaçamento entre estribos, b_0 é a largura do núcleo de betão confinado e ρ_w é a taxa volumétrica de armadura transversal $\rho_w = A_{sw}/sb_0$.

Para a direção transversal, o valor do coeficiente de eficácia do confinamento é dado pela expressão 2.14:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6x_u b_0} \quad (2.14)$$

Em que b_i é a distância entre varões consecutivos abraçados por cintas.

Para a direção longitudinal, o valor do coeficiente de eficácia do confinamento é dado pela expressão 2.15:

$$\alpha_s = 1 - \frac{s}{x_u} \quad (2.15)$$

Por fim, a taxa mecânica volumétrica de armadura transversal é dada pela expressão 2.16:

$$w_w = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_0 f_{cd}} \quad (2.16)$$

No que se refere ao comportamento das lajes fungiformes sob os efeitos da ação sísmica interessa analisar a capacidade de deformação da zona de ligação pilar-laje. Essa capacidade de deformação é controlada não só pelo mecanismo de flexão, que é de natureza dúctil, como também pelo mecanismo de resistência ao corte (punçoamento), que apresenta natureza frágil.

Apresentam-se, seguidamente, alguns estudos experimentais que ilustram o comportamento destas lajes quando sujeitas a ações horizontais cíclicas.

Em 2014, Almeida A. e Inácio M. [7] desenvolveram, em conjunto com outros investigadores, um estudo do comportamento de lajes fungiformes sujeitas a ações sísmicas, no âmbito do projeto F.L.A.T. Nesta pesquisa, foram analisados 7 modelos de lajes fungiformes, sujeitos a cargas gravíticas e a cargas horizontais cíclicas. Os modelos utilizados são compostos por painéis de laje de betão armado com 4.15m de comprimento, 1.85m de largura e 125mm de espessura.

Apresentam-se, em seguida, duas figuras onde se indicam as características geométricas, armaduras longitudinais inferior e superior e a designação dos bordos da laje, sendo os bordos N (Norte) e S (Sul) representantes do meio vão da laje do edifício.

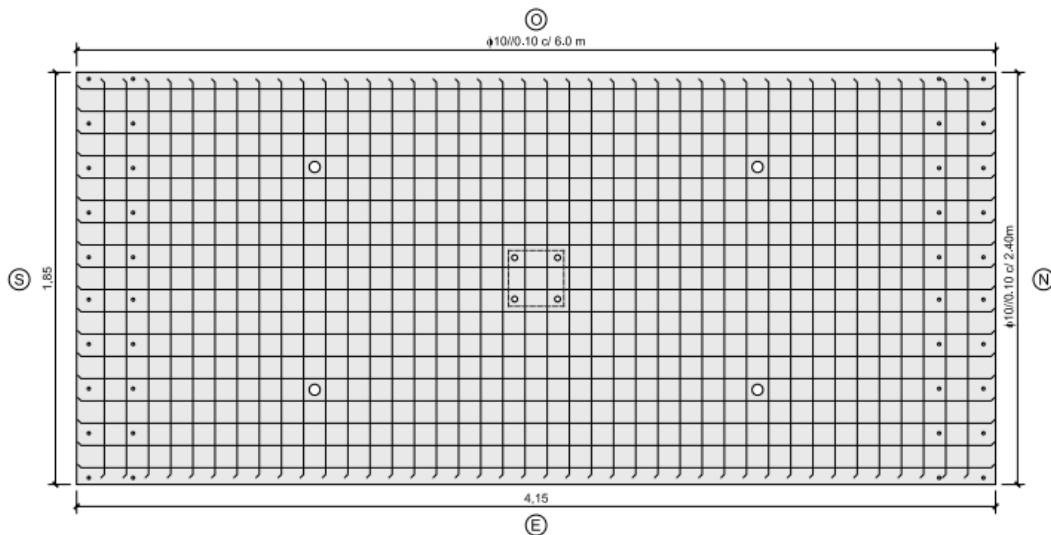


Figura 2.9 - Armaduras inferiores. [7]

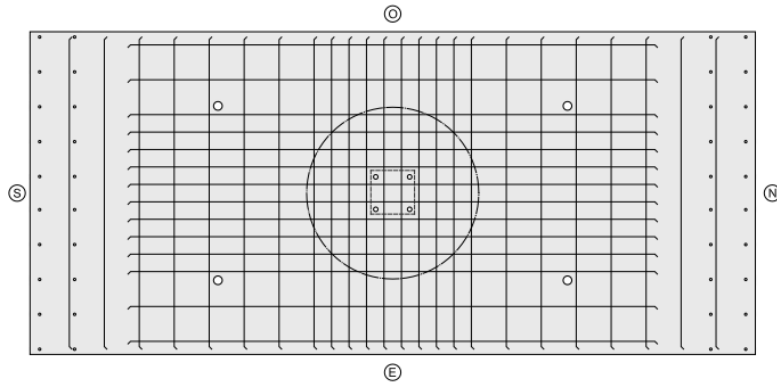


Figura 2.10 - Armaduras superiores. [7]

De modo a aproximar os modelos de ensaio à estrutura real, os investigadores construíram um sistema composto por 3 estruturas metálicas de grande rigidez, comparativamente à rigidez da laje, por forma a ser possível desprezar a sua influência nos resultados obtidos.

Para evitar a rotação da laje como corpo rígido, no caso da ação horizontal, a figura 2.11 ilustra, na posição de deformada após a aplicação de cargas vertical e horizontal, o mecanismo utilizado de modo a serem aplicadas forças verticais de sinal contrário nos bordos Norte e Sul. Deste modo, é possível obter uma compatibilização do esforço transversal e dos deslocamentos verticais nos bordos.

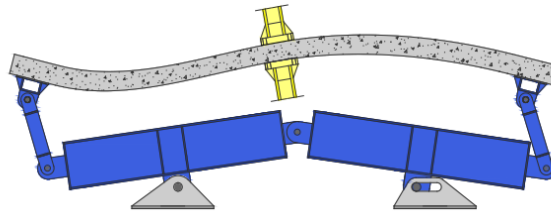


Figura 2.11 - Sistema de compatibilização de deslocamentos verticais, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7]

Para assegurar a igualdade de momentos e rotações nos bordos Norte e Sul, foi adicionado um mecanismo composto por uma escora biarticulada e dois pendurais cuja ligação à laje simula um encastramento. A figura 2.12 ilustra o mecanismo utilizado, na posição de deformada após a aplicação de cargas vertical e horizontal.

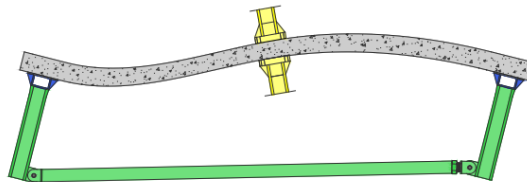


Figura 2.12 - Sistema de compatibilização de rotações, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7]

De modo a assegurar que a ação gravítica seja constante durante o decorrer do ensaio, independentemente dos deslocamentos verticais e deformação da laje, foi construído um sistema que

encaminha as forças ao pilar inferior. A figura 2.13 ilustra o sistema utilizado, na posição de deformada após a aplicação de cargas vertical e horizontal.

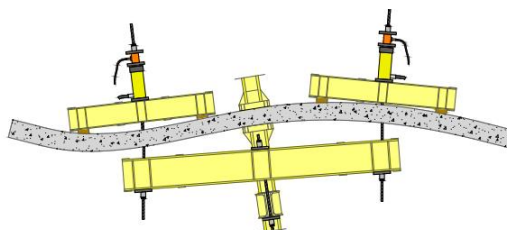


Figura 2.13 - Sistema que garante a aplicação constante da carga vertical, na posição de deformada devido a cargas vertical e horizontal. [7]

A figura 2.14 ilustra a o sistema de ensaio global, constituído pelos 3 sistemas metálicas e a laje.



Figura 2.14 - Sistema de ensaio utilizado. [7]

A tabela 2.3 resume as principais características dos modelos utilizados.

Tabela 2.3 - Características principais dos modelos estruturais [7].

Modelo	f_{cm} * [MPa]	d [mm]	ρ [%]	V_{Rc} (EC2) [MPa]	Ensaio	Carga Gravítica
E-50	45.32	117.63	0.96	425.33	Não Cíclico	0.5 V_{Rc}
C-50	38.9	118.40	0.96	4088	Cíclico	0.5 V_{Rc}
C-40	42.17	118.25	0.96	418.39	Cíclico	0.4 V_{Rc}
C-30	48.97	117.94	0.96	437.66	Cíclico	0.3 V_{Rc}
C-50 HSC	53.03	118.29	0.96	450.07	Cíclico	0.5 V_{Rc}
C-50 BR	47.65	118.40	0.95	435.35	Cíclico	0.5 V_{Rc}
C-50 BC	47.66	118.58	0.95	4303	Cíclico	0.5 V_{Rc}

* Valor calculado como $0.8 f_{cm}$, para efeitos de previsão da resistência ao punçamento, para determinar o valor da carga gravítica.

O modelo E-50 foi sujeito apenas a cargas gravíticas, sem armadura de punçamento. Os modelos C-50, C-40 e C-30 foram sujeitos a cargas cíclicas horizontais, igualmente sem armadura de punçamento. A principal diferença nestes modelos será a percentagem de carga gravítica aplicada, em relação à capacidade resistente calculada pela NP EN 1992-1-1:2010 [3]. O modelo C-50 HSC é composto por um betão de alta resistência onde a carga gravítica aplicada corresponde a 50% da resistente. Os modelos C-50 BR e C-50 BC possuem o mesmo nível de carga, mas têm armaduras de

punçoamento compostas por uma solução de parafusos, com disposições radial e em cruz, respetivamente.

A figura 2.15 ilustra a disposição das armaduras transversais.

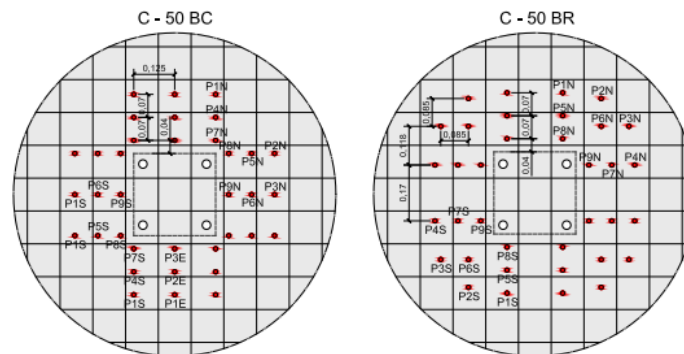


Figura 2.15 - Disposição das armaduras de punçoamento: esquerda - Modelo C-50 BC; direita - Modelo C-50 BR [7].

Verificou-se que, para os modelos C-30, C-40 e C-50, as derivas obtidas para a situação de rotura foram de, respetivamente, 2,0%, 1,5% e 1,0%. Pode-se verificar que a rigidez e a capacidade de deformação são inversamente proporcionais à percentagem de carga gravítica aplicada. Através da análise dos diagramas histeréticos, ilustrados na figura 2.16, observa-se que, com o aumento das cargas gravíticas, a ductilidade da zona pilar-laje diminui. O mesmo acontece com os valores das derivas, concluindo-se, desta forma, que a rigidez diminui com o aumento de carga gravítica.

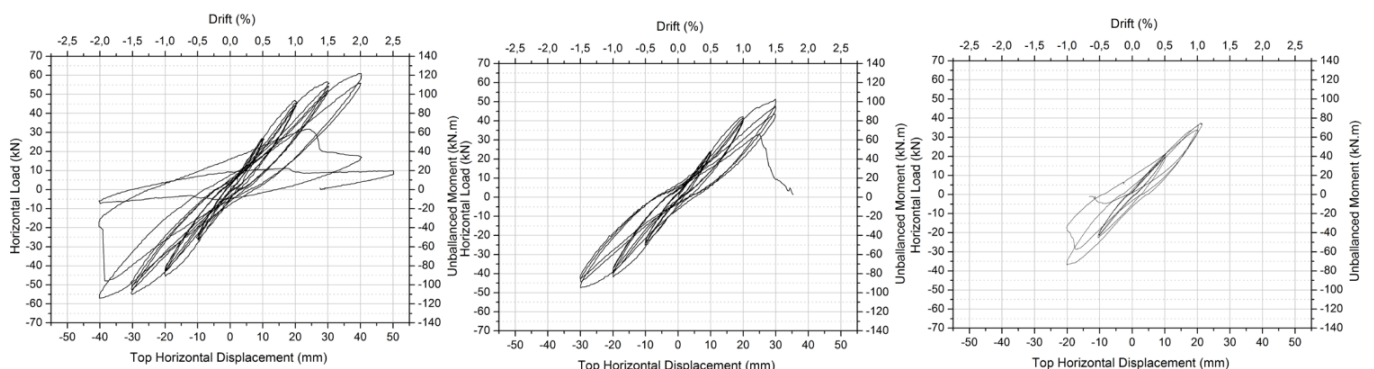


Figura 2.16 - Diagramas histeréticos: Esquerda - C-30; Centro - C-40; Direita C-50 [7].

Pode-se, ainda, fazer uma comparação entre os modelos E-50 e C-50, que diferem no tipo de carga. O modelo E-50, sujeito a cargas monotónicas, possui uma perda de rigidez gradual até à rotura frágil, com uma deriva horizontal de, aproximadamente, 1,8%. Por outro lado, o modelo C-50, no seu último ciclo de amplitude, obteve uma deriva de 0,5%, verificando-se a agressividade que o carácter cíclico das cargas na zona de ligação laje-pilar.

A figura 2.17 ilustra essa comparação.

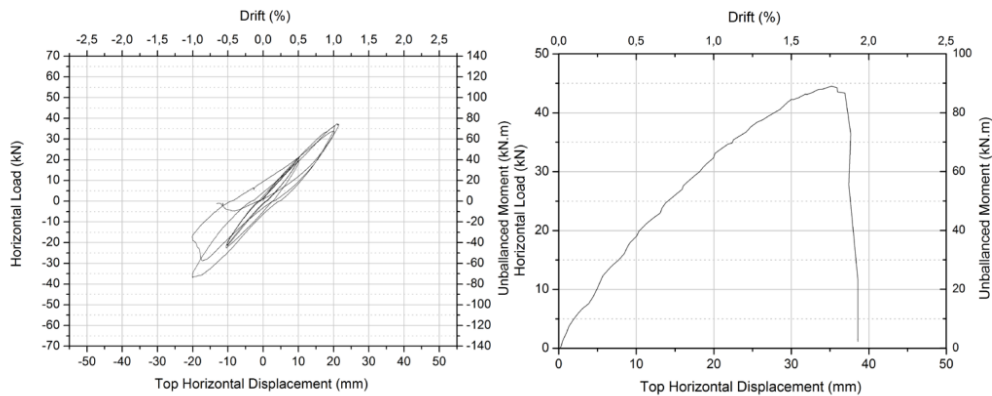


Figura 2.17 - Esquerda - Diagrama hysterético do modelo C-50, Direita - Diagrama carga-deslocamento horizontal do modelo E-50 [7].

Foi, então, efetuado o estudo da influência que as armaduras transversais conferem no comportamento das lajes fungiformes. Foram utilizadas armaduras transversais, compostas por parafusos, com disposições radiais e em cruz, como descrito anteriormente, sendo aplicada a mesma quantidade de armadura nos dois modelos. Através dos diagramas hysteréticos, ilustrados na figura 2.18, e comparando com os diagramas hysteréticos do modelo C-50, verifica-se que existe um aumento da capacidade de carga horizontal e capacidade de deformação, em especial, no caso do modelo com armaduras dispostas em cruz, uma vez que os parafusos estão amarrados às armaduras longitudinais que passam pelo pilar.

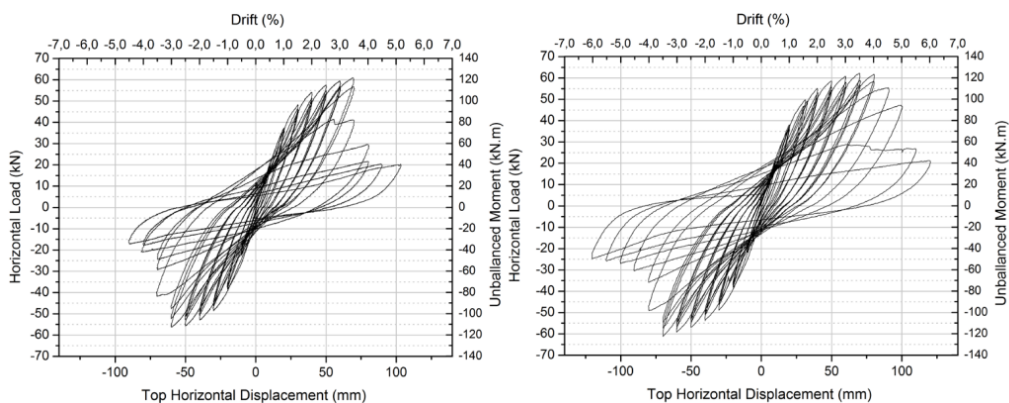


Figura 2.18 - Diagramas históricos: Esquerda - C-50 BR; Direita - C-50 BC [7].

A figura 2.19 apresenta a envolvente dos diagramas histeréticos de todos os modelos experimentais.

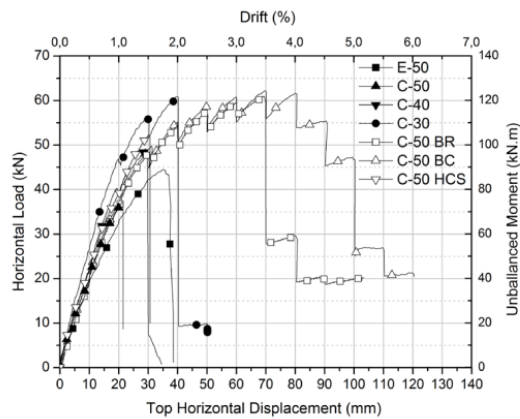


Figura 2.19 - Envolvente dos diagramas histeréticos de todos os modelos experimentais [7].

Pode-se, portanto, concluir que, contrariamente aos modelos sem armadura de punçoamento, existe um aumento da capacidade de dissipação de energia e deriva com a adoção das armaduras de punçoamento. Em acréscimo, relativamente às soluções de reforço com recurso a parafusos, conclui-se que a disposição da armadura de punçoamento em forma de cruz (C-50 BC) é mais eficaz que a disposição radial (C-50 BR) uma vez que existe uma melhor amarração entre esta armadura e a armadura de flexão longitudinal.

Em 2017, Husain et al. [8] realizaram alguns ensaios experimentais com o objetivo de avaliar o aumento da ductilidade e capacidade de deformação das ligações laje-pilar em lajes fungiformes, comparando diferentes soluções de armaduras de punçoamento.

Os modelos correspondem a secções quadradas com 1,50m de comprimento e largura, uma espessura de 120mm e um pilar com secção 200x200mm e 600mm de altura. Para simular as ações verticais, ações horizontais e o desequilíbrio de momentos na zona de ligação pilar-laje, os modelos foram inclinados a 20° relativamente ao plano horizontal, sendo aplicadas no topo do pilar através de um sistema hidráulico vertical, até à rotura.

A figura 2.20 ilustra o modelo real e o modelo de cálculo utilizados nestes ensaios experimentais.



Figura 2.20 - Esquerda: modelo real; Direita: modelo de cálculo [8].

Relativamente ao tipo de reforços, foram utilizados modelos compostos por betão reforçado com fibras, conetores, estribos e, por fim, espessamento da laje.

A tabela 2.4 apresenta os sete modelos utilizados e as respetivas soluções de reforço.

Tabela 2.4 - Características dos modelos de ensaio adaptado de [8].

Modelo	Tipo de Reforço
S1	-
S2	0.2% Fibras
S3	0.3% Fibras
S4	Conetores
S5	Estribos contínuos
S6	Estribos fechados
S7	Capitel

Todos os modelos possuem armaduras de flexão superiores $\varnothing 8//0.20$ e armaduras de flexão inferiores de $\varnothing 12//0.15$. Em cada face do pilar, foram colocadas duas linhas com 7 conetores cada, num comprimento de 400mm. Os conetores têm um diâmetro de cabeça de 300mm e diâmetro nominal de 10mm. Na solução de estribos fechados foram usados 2 ramos $\varnothing 6//0.20$ com um afastamento longitudinal de 60mm.

Na solução de estribos contínuos foram usados 8 ramos $\varnothing 6//0.20$ com um afastamento longitudinal de 60mm. Em ambas as soluções, os estribos estão afastados da face do pilar de $0.50d$.

A figura 2.21 ilustra a pormenorização das armaduras nos modelos S5 e S6, reforçados com estribos.

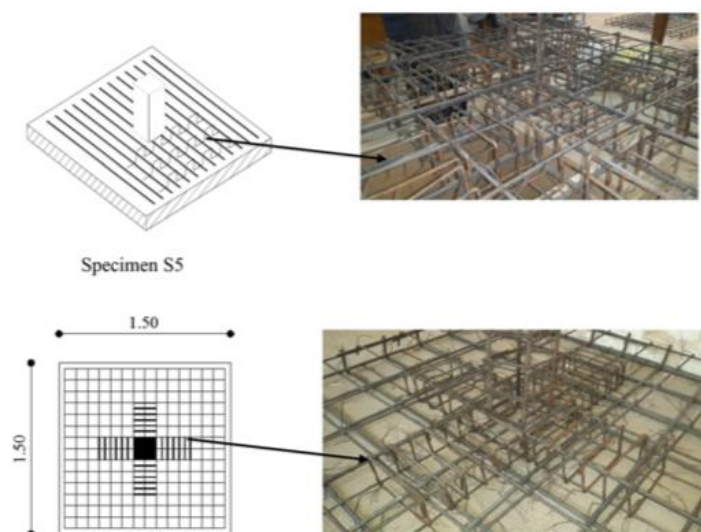


Figura 2.21 - Superior: Modelo S5; Inferior: Modelo S6 [8].

A figura 2.22 apresenta os gráficos carga-deformação resultantes dos ensaios realizados, para todos os modelos.

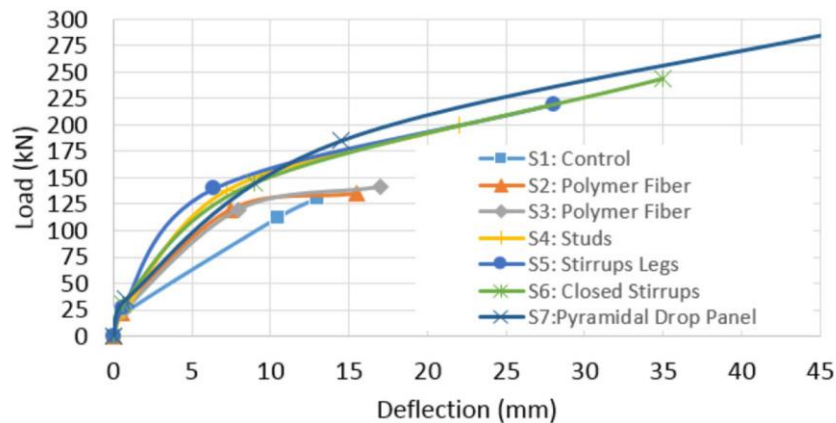


Figura 2.22 - Diagramas carga-deformação, dos 7 modelos [8].

Observa-se que o modelo de controlo S1 entrou em rotura aos 130kN, com uma deformação de 13mm. Como esperado, é possível verificar a ausência de um patamar de pós-cedência e uma capacidade de deformação inferior aos restantes modelos.

O modelo S5 entrou em rotura aos 220kN, com uma deformação de 28mm e o modelo S6 entrou em rotura aos 244kN, com uma deformação de 35mm. Constata-se, deste modo, que a adoção de estribos melhora, significativamente, o comportamento da zona pilar-laje. Comparativamente ao modelo de controlo S1, as soluções compostas por estribos aumentaram, aproximadamente, em 100% a capacidade resistente e de deformação da ligação. Outras soluções, como a utilização de fibras no betão ou conectores, não foram tão eficazes.

A ductilidade foi calculada através da relação entre a curvatura última e a curvatura de cedência, de acordo com o seguinte diagrama:

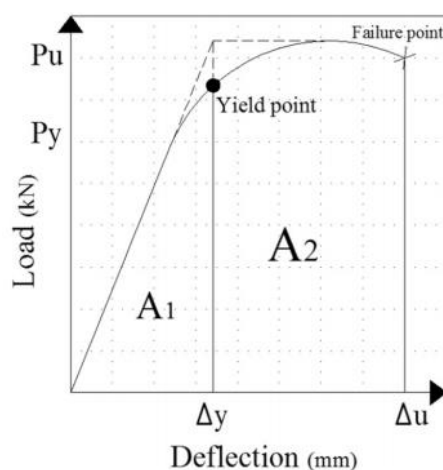


Figura 2.23 - Diagrama força-deslocamento utilizado na definição da ductilidade [8]

Para a medição das extensões nas armaduras foram utilizados extensómetros localizados de acordo com a seguinte figura:

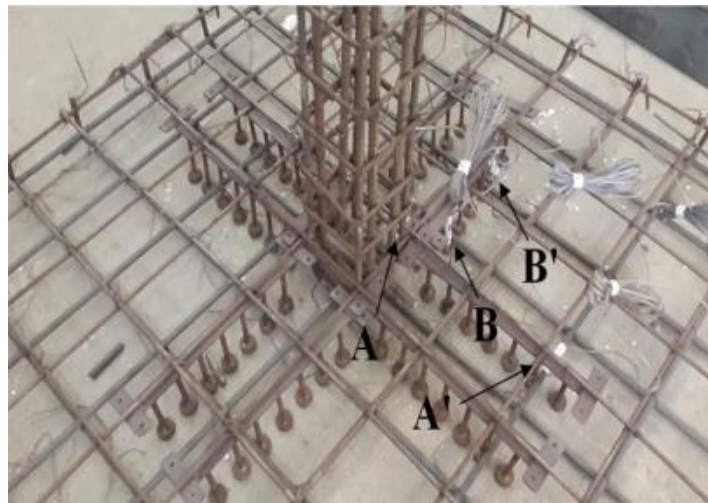


Figura 2.24 - Localização dos extensómetros [8].

A figura 2.25 apresenta os resultados finais referentes à ductilidade para cada modelo

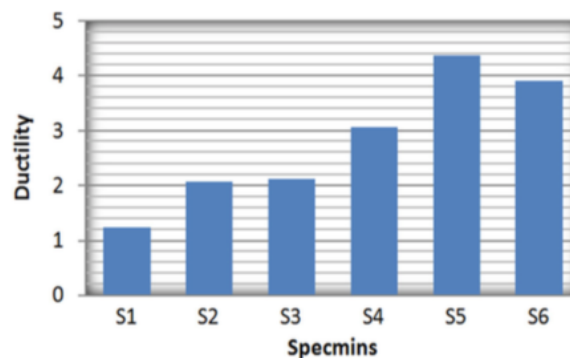


Figura 2.25 - Ductilidade disponível de cada modelo [8].

Através da análise dos resultados obtidos é possível concluir que a utilização de estribos, que confinam a zona de ligação laje-pilar, aumenta consideravelmente a ductilidade da secção. Neste caso, constata-se um aumento da ductilidade superior a 300%, nos modelos S5 e S6, comparativamente ao modelo de controlo S1.

Pode-se concluir que, através destes estudos experimentais, as armaduras transversais melhoram significativamente o desempenho das lajes sujeitas a ações cíclicas horizontais. No entanto, é importante referir que grande parte da literatura apresenta modelos de ensaio referentes a lajes de pequena espessura que, dificilmente, traduzem o comportamento das lajes usadas nos edifícios de serviços.

O *American Concrete Institute* (A.C.I. 318-05[9]), baseado nos estudos de Pan e Moehle (1989) [10], estabelece que a deriva máxima não exceda:

$$\begin{aligned}
 DSDR &\leq 0,005 \text{ para } V_u/\phi V_c \geq 0,6 \\
 DSDR &\leq 0,035 - 0,05 \frac{V_u}{\phi V_c} \text{ para } V_u/\phi V_c < 0,6
 \end{aligned}
 \tag{2.17}$$

Em que DSDR, *Design Story Drift Ratio*, corresponde à deriva máxima sem armadura de punçoamento, onde V_u corresponde às cargas verticais na zona crítica da laje e V_c corresponde à capacidade resistente sem recurso a armaduras de punçoamento.

A seguinte figura ilustra, graficamente, o exposto na subsecção 21.11.5(b) do ACI318-05[9], onde está representada a relação entre a deriva e a capacidade resistente ao punçoamento, devido às cargas gravíticas.

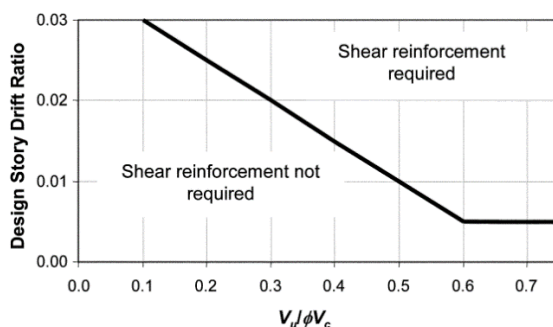


Figura 2.26 - Relação entre a deriva $V_u/\phi V_c$ de acordo com 21.11.5(b) do ACI318-05[9].

Este gráfico, obtido através de ensaios realizados experimentalmente por Pan e Moehle [10], conclui que a relação entre as cargas verticais e a capacidade resistente $V_u/\phi V_c$ é um dos fatores preponderantes na ductilidade lateral destas estruturas. Apresenta, ainda, uma redução da ductilidade com o aumento das cargas gravíticas. Após se obter um valor de, aproximadamente, 40% desta capacidade, deixa de existir ductilidade na zona de ligação laje-pilar, correspondendo a derivas perto de 1,5%.

No entanto, é definido que este requisito se encontra satisfeito com a colocação de armaduras transversais, aumento da espessura das lajes, alteração da conceção da estrutura de modo a reduzir a deriva ou uma combinação destes fatores. Importa referir que a colocação das armaduras transversais aumenta a ductilidade da zona de ligação entre a laje e o pilar, sendo este o conceito explorado nesta dissertação.

3. DUCTILIDADE E DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PILAR-LAJE

Neste capítulo apresenta-se, primeiramente, a metodologia para avaliar a ductilidade de lajes que será necessária para o dimensionamento da zona de ligação pilar-laje de forma a garantir um determinado coeficiente de comportamento definido no projeto da estrutura. Em seguida, apresenta-se a metodologia de dimensionamento da zona de ligação pilar-laje que será implementada nos capítulos seguintes.

3.1. Avaliação da ductilidade

O nível de ductilidade de uma secção depende da posição da linha neutra quando é esgotada a capacidade de deformação do betão, ou seja, quanto menos profunda for a linha neutra, maior será a curvatura última e, por consequência, maior será a ductilidade em curvatura da secção.

Em geral, uma das formas de controlar a posição da linha neutra consiste na adição de uma determinada quantidade de armadura de compressão. Porém, ao contrário das vigas, as lajes não possuem uma altura útil favorável à exploração eficaz destas armaduras, pois as extensões ao nível da fibra que contém as armaduras de compressão são relativamente baixas impedindo que possam ser mobilizadas tensões elevadas.

Este aspeto tem influência relevante na ductilidade, nas situações antes da ocorrência da delaminação do betão de recobrimento, isto é, quando as extensões na fibra mais comprimida da secção são inferiores a 0.0035. Quando as extensões ultrapassam este valor o betão de recobrimento é delaminado e o diagrama de deformação é alterado passando a extensão máxima para o nível da armadura de compressão. É nesta situação que ocorre a mobilização eficaz desta armadura e o seu efeito na ductilidade é relevante.

Para ilustrar este comportamento e se ter uma perceção dos resultados obtidos através da utilização das expressões que se apresentam neste capítulo, foi feita uma análise, para casos de lajes correntes, das tensões nas armaduras de compressão, para diferentes taxas de armadura e com diferentes alturas de laje, através do modelo ilustrado na figura 3.1.

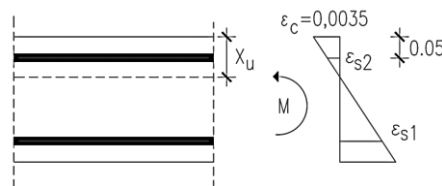


Figura 3.1 - Modelo de cálculo para a posição da linha neutra.

A expressão que permite calcular a posição da linha neutra é a seguinte [6]:

$$x_u = 1,25d(\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.1)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (3.2)$$

Em que d é a altura útil da laje, ρ é a taxa de armadura de tração, ρ' é a taxa de armadura de compressão, A_s corresponde à área de armadura longitudinal na largura efetiva e b toma o valor unitário no caso das lajes, uma vez que são elementos contínuos.

Através de diversas taxas de armadura, diferentes alturas de lajes e uma taxa de armadura de compressão equivalente a 40% da taxa de armadura de tração foram analisadas as tensões nas armaduras de compressão, obtendo-se os resultados da tabela 3.1, considerando um aço A500 e um betão C30/37:

Tabela 3.1 - Análise das tensões nas armaduras de compressão. Aço A500NR e betão C30/37.

h (m)	d (m)	ρ	x_u	x_u (m)	ϵ_{s2}	σ_{s2} [MPa]
0,3	0,25	0,008	0.13d	0.03	0.0023	-
		0,01	0.16d	0.04	0.0009	-
		0,012	0.20d	0.05	0	0
0,35	0,30	0,008	0.13d	0.04	0.0009	-
		0,01	0.16d	0.05	0	0
		0,012	0.20d	0.06	-0.0006	-117
0,4	0,35	0,008	0.13d	0.05	0	0
		0,01	0.16d	0.06	-0.0006	-117
		0,012	0.20d	0.07	-0.0010	-200
0,45	0,40	0,008	0.13d	0.05	0	0
		0,01	0.16d	0.07	-0.0010	-200
		0,012	0.20d	0.08	-0.0013	-263

Constata-se que, nos casos de lajes de menores espessuras e para taxas correntes de armaduras, a linha neutra situa-se no betão de recobrimento. De acordo com o modelo de cálculo da figura 3.1, esta posição da linha neutra origina extensões de tração nas armaduras de compressão, não tendo relevância para a ductilidade que se está a avaliar.

Pode-se concluir que, mesmo para lajes fungiformes com alturas elevadas, as extensões nas armaduras de compressão são baixas que, por consequência, mobilizam tensões baixas nas armaduras.

Aborda-se, em seguida, a forma de determinar a ductilidade em curvatura.

A ductilidade em curvatura é definida pela relação entre a curvatura última e a curvatura de cedência, dada pela expressão 3.3:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.3)$$

Em que ϕ_u é a curvatura última e ϕ_y corresponde à curvatura de cedência.

A curvatura última é dada pela seguinte expressão:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (3.4)$$

Em que ε_{cu} corresponde à extensão última do betão e x_u é a posição da linha neutra.

Uma aproximação para determinar a curvatura de cedência em vigas, proposta na literatura, é dada pela seguinte expressão:

$$\phi_y = k \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d} \quad (3.5)$$

Em que $k = 1,5$ para vigas, $\varepsilon_{sy,d}$ é a extensão das armaduras e d é a altura útil da secção.

Dado que esta expressão se trata de uma aproximação para vigas, foi feita, em seguida, uma análise que permita calcular um valor de k que represente, com maior precisão, a curvatura de cedência em lajes.

A tabela 3.2 apresenta os valores de curvatura de cedência em lajes com várias alturas, utilizando a expressão 3.5 com um valor de $k = 1,5$, que determina a curvatura de cedência em vigas.

Tabela 3.2 - Curvaturas de cedência ($\varepsilon_{sy,d} = 2.175\text{‰}$)

h (m)	d (m)	ϕ_y (‰)
0,30	0,25	13
0,35	0,30	11
0,40	0,35	9
0,45	0,40	8

Em seguida, analisou-se o valor de k para lajes com alturas úteis e taxas de armadura variáveis, calculando diretamente a curvatura de cedência recorrendo a um programa de cálculo automático *Response2000*.

A tabela 3.3 apresenta os valores obtidos nesta análise.

Tabela 3.3 - Análise da curvatura em cedência, para lajes. Aço A500NR e betão C30/37.

h (m)	d (m)	ρ	A_s (cm ²)	ϕ_y (‰)	$\bar{\phi}_y$ (‰)	k
0,3	0,25	0,008	20	14,6	15,5	1.78
		0,01	25	15,8		
		0,012	30	16,1		
0,35	0,30	0,008	24	12,5	13	1.79
		0,01	30	12,5		
		0,012	36	13,8		
0,4	0,35	0,008	28	11	11,5	1.85
		0,01	35	11		
		0,012	42	12		
0,45	0,40	0,008	32	8,7	10	1.84
		0,01	40	9,8		
		0,012	48	10,6		

Verifica-se que, pela expressão 3.5, os valores da curvatura de cedência são inferiores aos que se obtêm por cálculo direto. Deste modo, considera-se que uma boa aproximação, para calcular a curvatura de cedência em lajes, é dada pela seguinte expressão:

$$\phi_y = 1.85 \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d} \quad (3.6)$$

Seguidamente, determinam-se os coeficientes de ductilidade em curvatura para as situações em que ainda não ocorreu delaminação do betão de recobrimento, ou seja, a extensão na fibra mais comprimida do betão está limitada a $\varepsilon_c = 0,0035$.

Nesta situação, recorrendo às expressões anteriores, a ductilidade em curvatura é dada através da seguinte expressão:

$$\mu_\phi = \frac{0,0035}{2,3(\rho - \rho')} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (3.7)$$

Foi, então, realizada uma análise da ductilidade em curvatura para diversas alturas de laje, com diferentes quantidades de armadura, sem contabilização das armaduras de compressão.

Ilustra-se, seguidamente, a situação para uma armadura de tração $\phi 20//0.10$ (31,4 cm²/m), sem contabilização das armaduras de compressão. O principal objetivo deste primeiro procedimento é verificar se, para atingir um certo nível de ductilidade exigida, existe a ductilidade disponível suficiente sem ocorrer delaminação do betão de recobrimento.

A tabela 3.4 resume os valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura.

Tabela 3.4 - Coeficientes de ductilidade em curvatura, sem delaminação do betão de recobrimento.

h (m)	d (m)	ρ	x_u (cm)	ϕ_y (m ⁻¹)	ϕ_u (m ⁻¹)	μ_ϕ
0.25	0.20	0.0157	8.54	0.0201	0.0409	2.04
0.3	0.25	0.0126		0.0161		2.55
0.35	0.3	0.0105		0.0134		3.06
0.4	0.35	0.0090		0.0115		3.57
0.45	0.4	0.0079		0.0101		4.08
0.5	0.45	0.0070		0.0089		4.59

É possível verificar que, mesmo para lajes com uma espessura já elevada, antes da delaminação do betão de recobrimento, isto é, a deformação na fibra mais comprimida do betão está limitada a $\varepsilon_c = 0,0035$, a secção possui níveis de ductilidade em curvatura disponível relativamente baixos. Para outras quantidades de armaduras as conclusões são idênticas.

Quando existe a necessidade de aumentar a ductilidade, a extensão nas fibras mais comprimidas terá que ser superior a $\varepsilon_c > 0,0035$, ocorrendo delaminação do betão de recobrimento, sendo a secção efetiva definida apenas pelo núcleo de betão confinado e pelas armaduras de tração e compressão.

A extensão de betão confinado $\varepsilon_{cu2,c}$ definida pela expressão 3.8 [6]:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,2\alpha\rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.8)$$

$$w_w = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (3.9)$$

Em que w_w corresponde à taxa mecânica volumétrica de armadura, α é o fator de eficácia do confinamento e ρ_w corresponde à taxa de armaduras de confinamento.

Recorrendo às expressões anteriores, o fator de ductilidade em curvatura, após a delaminação do betão, pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\mu_\phi = \frac{0,0035 + 0,2\alpha w_w}{2,3(\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \varepsilon_{sy,d}} \quad (3.10)$$

Numa primeira análise determina-se a ductilidade sem explorar o efeito do confinamento considerando-se, deste modo, que a deformação ao nível da armadura de compressão é de 0,0035. Esta análise tem interesse para verificar as situações em que o aumento da ductilidade da secção, após a delaminação do betão de recobrimento, é suficiente para garantir a ductilidade exigida. Foi, então, determinada a ductilidade para diversas alturas de laje e diferentes taxas de armaduras. Considera-se que as armaduras de compressão são cerca de 40% das armaduras de tração $\phi 20/0.10$.

A tabela 3.5 apresenta os fatores de ductilidade em curvatura, após a delaminação do betão de recobrimento.

Tabela 3.5 - Coeficientes de ductilidade em curvatura, após delaminação do betão de recobrimento.

h (m)	d (m)	ρ	ρ'	ρ'/ρ	x_u (cm)	ϕ_y (m ⁻¹)	ϕ_u (m ⁻¹)	μ_ϕ
0.25	0.2	0.0157	0.0067	0.43	4.89	0.0201	0.0715	3.55
0.3	0.25	0.0126	0.0054			0.0161		4.44
0.35	0.3	0.0105	0.0045			0.0134		5.33
0.4	0.35	0.0090	0.0038			0.0115		6.22
0.45	0.4	0.0079	0.0034			0.0101		7.11

É possível verificar que, após a delaminação do betão de recobrimento, a exploração das armaduras de compressão aumenta a ductilidade em curvatura disponível da secção.

Nos casos em que é necessário aumentar a capacidade de deformação do betão, ou seja, situações em que a ductilidade em curvatura disponível, após a delaminação do betão, é inferior à ductilidade em curvatura exigida, haverá a necessidade de confinar o betão, sendo a armadura de confinamento obtida através da expressão 3.11, a qual é obtida a partir da expressão 3.10:

$$\alpha_{w_w} = 11.6\mu_\phi(\rho - \rho')\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\varepsilon_{sy,d} - 0,0175 \quad (3.11)$$

Considere-se, a título de exemplo, que a ductilidade exigida é de $\mu_{\phi exigida} = 4.0$. Uma vez que apenas a laje com 0.25m de espessura apresenta uma ductilidade em curvatura disponível, $\mu_{\phi disponivel} = 3.55$, inferior à ductilidade em curvatura exigida, será necessário aumentar a capacidade de deformação do betão através da colocação de armaduras de confinamento.

Analise-se, agora, a laje de altura igual a 0.25m que é a que apresenta pior desempenho em termos da ductilidade. Calcularam-se, em seguida, a quantidade das armaduras de confinamento, coeficientes de ductilidade em curvatura e coeficientes de comportamento, considerando diferentes taxas de armadura de compressão, para uma altura de laje de 0.25m e a mesma armadura de tração anteriormente referida $\phi 20//0.10$.

A armadura de confinamento foi calculada através da expressão 3.9 e o valor da taxa mecânica volumétrica de armadura foi calculada através da expressão 3.11, anteriormente referidas.

Para o cálculo dos coeficientes de eficácia do confinamento, foi pormenorizada a solução ilustrada pela figura 3.2:

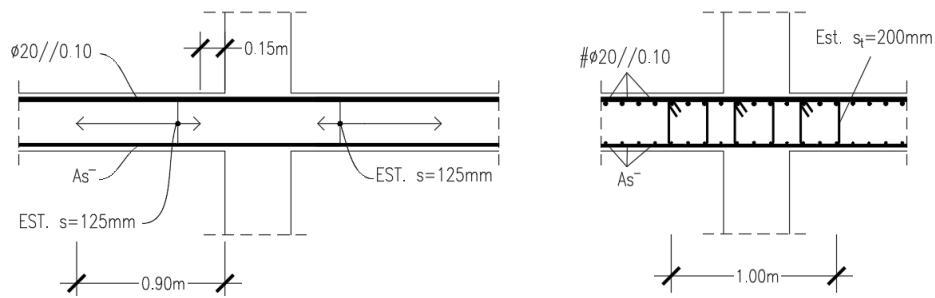


Figura 3.2 - Pormenorização da armadura de confinamento. Esquerda: Longitudinal; Direita: Transversal

Refira-se que esta armadura transversal corresponde a uma pormenorização usual em lajes. Assim, considera-se que o espaçamento transversal entre estribos é de $b_t = s_t = 200\text{mm}$, o núcleo de betão confinado tem uma largura de $b_0 = 1.00\text{m}$ e o espaçamento longitudinal entre estribos é de $s = 125\text{mm}$, até a uma distância da face do pilar de 0.90m .

Tabela 3.6 - Armaduras de confinamento, para diversas taxas de armadura de compressão, numa laje fungiforme com espessura de 0.25m .

h (m)	d (m)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	ρ	ρ'	ρ'/ρ	x_u (cm)	αw_w	α_s	α_n	$\alpha = \alpha_s \alpha_n$	w_w	A _{sw} /s (cm ² /m)
0.25	0.2	31.4	10.05	0.0157	0.0050	0.3201	5.80	0.00593	0.462	0.426	0.197	0.030	13.88
		31.4	11.31	0.0157	0.0057	0.3602	5.46	0.00455	0.428	0.390	0.167	0.027	12.54
		31.4	13.4	0.0157	0.0067	0.4268	4.89	0.00226	0.361	0.319	0.115	0.020	9.00
		31.4	15.71	0.0157	0.0079	0.5003	4.27	-	-	-	-	-	-

Para o cálculo do coeficiente de comportamento, foi utilizada a expressão 5.4, estabelecida na subsecção 5.2.3.4(3) da NP EN 1998-1:2010 [1]:

$$\mu_\phi = 2 * q_0 - 1 \quad (3.12)$$

Em que μ_ϕ é o fator de ductilidade em curvatura e q_0 corresponde ao valor básico do coeficiente de comportamento. Esta expressão é utilizada para $T_1 \geq T_C$.

Tabela 3.7 - Valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura e respetivo coeficiente de comportamento.

h (m)	d (m)	ρ'/ρ	A _{sw} /s (cm ² /m)	σ_2 [MPa]	$\epsilon_{cu2,c}$	ϕ_u (m ⁻¹)	μ_ϕ	q
0.25	0.20	0.3201	13.88	0.60	0.0087	0.149	7.41	4.2
		0.3602	12.54	0.55	0.0075	0.137	6.88	3.9
		0.4268	9.00	0.39	0.0055	0.112	5.55	3.3
		0.5003	-	-	-	-	-	-

Analisando os resultados da tabela 3.6 verifica-se que, quanto maior for a relação ρ'/ρ , menores serão as quantidades de armadura de confinamento necessárias. Da tabela 3.7 conclui-se que, para lajes com espessura de 0.25m, taxas de armadura de compressão superiores a 0.30, as quais são valores correntes em lajes, e valores baixos de armadura de confinamento se obtêm coeficientes de ductilidade em curvatura e respetivos coeficientes de comportamento com valores correspondentes a estruturas de ductilidade média.

Por fim, a tabela 3.8 apresenta o resumo dos resultados obtidos para a laje de 0.25m, sendo possível verificar o aumento da ductilidade em curvatura disponível quando o betão de recobrimento delamina, ou seja, considerando uma deformação ao nível das armaduras de compressão de 0.0035 e, ainda, com a colocação de uma quantidade relativamente baixa de armaduras de confinamento.

Tabela 3.8 - Coeficientes de ductilidade em curvatura disponível para a laje com 0.25m de espessura.

h (m)	d (m)	μ_ϕ sem delaminação	μ_ϕ após a delaminação $\rho'/\rho = 0.43$	μ_ϕ com armaduras de confinamento (9.00cm ² /m) e $\rho'/\rho = 0.43$
0.25	0.20	2.04	3.55	5.55

3.2. Regras de dimensionamento conforme as E.T.05/2020 [2]

Apresentam-se, em seguida, as regras de dimensionamento da zona de ligação pilar-laje contempladas nas E.T.05/2020 [2] e que serão implementadas nos exemplos de cálculo apresentados nos capítulos 4 e 5.

3.2.1. Condições gerais

No capítulo 5 das Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares [2] estão definidas regras que permitem a exploração dos sistemas estruturais fungiformes na resistência à ação sísmica.

Relativamente aos materiais, é definido que, de modo a se maximizar o nível de fiabilidade do comportamento estrutural durante a ação sísmica, deve ser utilizado um aço da classe de ductilidade C: A400NR SD ou A500NR SD. Em acréscimo, o betão deve cumprir o estipulado nas disposições presentes na NP EN 206-1:2007 [11], referente à relação entre a classe de resistência e classe de exposição ambiental. Desta forma, as regras definem que não deverá ser utilizado um betão com classe de resistência inferior a C25/30.

Com respeito à classe de ductilidade, e uma vez que a NP EN 1998-1:2010[1] não permite a adoção de uma classe de ductilidade baixa (DCL) em projetos estruturais de instalações hospitalares, podem ser consideradas classes de ductilidade média (DCM) ou alta (DCH). No entanto, é recomendado que haja moderação na exploração da ductilidade do sistema fungiforme, consequência da natureza incerta do comportamento deste tipo de estruturas sujeitas às ações sísmicas.

Em acréscimo, as E.T.05/2020 [2] apelam à simplicidade estrutural. Fatores como a uniformidade, simetria e clareza de transmissão de esforços provocados pela ação sísmica são princípios básicos de conceção que facilitam a análise, dimensionamento e pormenorização destas estruturas.

Outros fatores importantes, como a resistência e rigidez às forças horizontais e a rigidez e resistência de torção devem ser assegurados através das características mecânicas, geométricas e a disposição dos elementos estruturais verticais, como pilares e paredes.

As lajes fungiformes, no seu plano horizontal, devem ter alguma rigidez e um comportamento de diafragma indeformável, para que se assegure a capacidade de transmissão de forças horizontais das lajes aos pilares ou paredes.

Por fim, importa referir que esta metodologia pressupõe a ocorrência de deformações plásticas nas lajes e não nos pilares.

3.2.2. Requisitos suplementares para permitir a exploração de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica

No que diz respeito aos requisitos suplementares, é definido que:

- As bandas maciças entre pilares devem ter uma altura mínima de $h = 0,30m$ e uma largura mínima $b_{bandas} = \max(2h; b_c)$, em que b_c corresponde à dimensão do pilar, perpendicular ao alinhamento do eixo da banda maciça;
- Junto aos pilares é necessária a consideração de uma zona maciça com um comprimento mínimo, a partir da face do pilar, de $3h_{laje}$ e uma largura mínima de $b_{eff} = b_c + 2h_{laje}$;

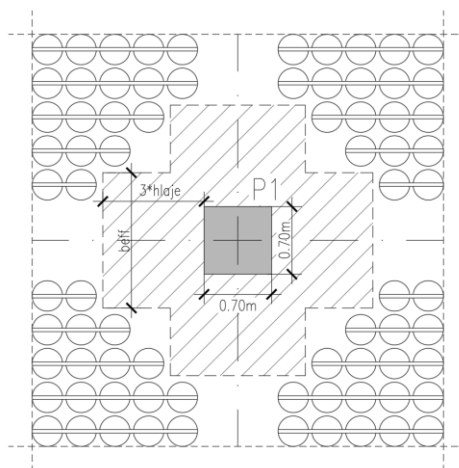


Figura 3.3 - Dimensões mínimas da zona maciça pilar-laje.

- Nestas bandas, em b_{eff} , deve ser considerada uma extensão da zona crítica de $l_{cr} = 1,5h_{laje}$;
- A taxa de armaduras transversais de esforço transverso nestas bandas deve de respeitar as regras definidas na subsecção 9.2.2(5) da NP EN 1992-1-1:2010 [3];

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.13)$$

Em que ρ_w é a taxa de armadura transversal, A_{sw} é a área de armaduras de esforço transverso, s corresponde ao espaçamento entre as armaduras de esforço transverso, b_w corresponde à largura da alma do elemento e α ao ângulo formado pelas armaduras e o eixo longitudinal;

- A armadura de compressão deve ser superior a 40% da armadura tracionada $\rho' \geq 0,4\rho$;
- O espaçamento longitudinal mínimo das armaduras de confinamento deverá ser o mínimo entre $s \leq \min\{h_0/2; 8d_{bl}\}$, em que h_0 corresponde à distância entre as armaduras longitudinais superiores e inferiores e d_{bl} é o diâmetro da armadura longitudinal;
- O espaçamento mínimo entre ramos de estribos, colocados em b_{eff} , na direção perpendicular ao alinhamento do eixo da banda deve ser inferior a $s_t \leq 200mm$;
- Os estribos devem ser dispostos até uma distância não inferior a $3h_{laje}$, a partir da face do pilar.
- As armaduras longitudinais calculadas para a situação de projeto sísmico devem ser dispostas, na sua totalidade, na faixa entre pilares cuja largura é igual a 50% da largura total do painel de laje, onde 50% desta armadura deve ser colocada na largura efetiva.
- A totalidade das armaduras que resistem aos momentos transmitidos das lajes aos pilares devem ser igualmente colocados dentro da largura efetiva.
- A verificação ao esforço transverso deverá ser assegurada através dos estribos, calculados pelas regras de dimensionado para a capacidade real em estruturas de ductilidade média, conforme o definido na subsecção 5.1.2 da NP EN 1998-1:2010[1]. Importa referir que o dimensionamento por capacidade real tenta impor uma hierarquia de resistências entre os mecanismos de resistência dúctil e mecanismos de resistência frágil, isto é, garante que as deformações plásticas se desenvolvam primeiro nos mecanismos de resistência dúctil, uma vez que possuem uma maior capacidade histerética de dissipação de energia.
- No contexto do risco de colapso global, é definida a utilização de armaduras na face inferior das lajes e no interior da zona dos pilares. Estas armaduras devem ser compostas por, no mínimo, quatro varões de aço. Desta forma, após a rotura, a laje fica suspensa sob os pilares, evitando um incremento de carga nos pilares adjacentes. Esta armadura, designada armadura de integridade, deve ser dimensionada e pormenorizada pelas normas dispostas na subsecção 7.3.5.6 do *fib* Model code 2010:2012 [12], tendo uma resistência, pelo menos, igual à reação da laje sob o pilar.

- A figura 3.4 representa, em corte e planta, as possíveis configurações para a armadura de integridade. A resistência pós-punçoamento mobilizada por esta armadura é calculada através da expressão 3.14.

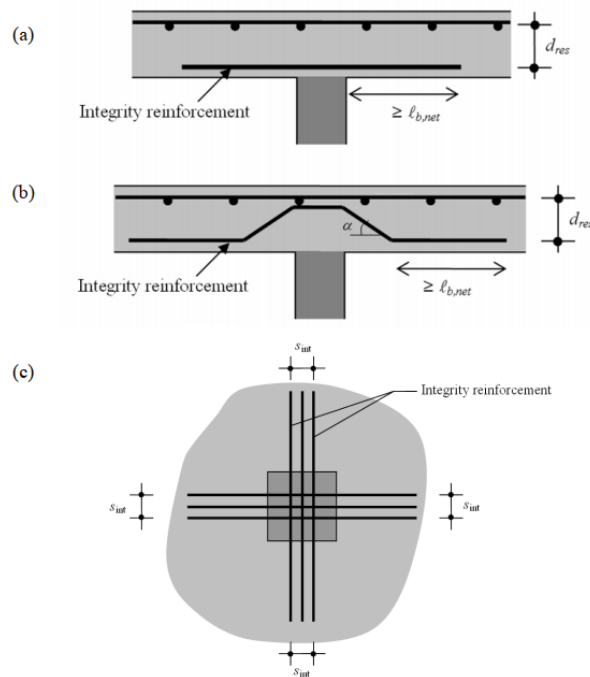


Figura 3.4 - Possíveis disposições para a armadura de integridade [2].

$$V_{RD,int} = \sum A_s f_{yd} (f_t / f_y)_k \sin(\alpha_{ult}) \leq \frac{0,5 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_{res} b_{int} \quad (3.14)$$

Em que A_s é a área total das armaduras de integridade, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de integridade; f_t / f_y corresponde à relação entre a tensão resistente à tração e a tensão de cedência do aço, α_{ult} é o ângulo entre as armaduras de integridade e o plano da laje após o colapso tabela 3.9, d_{res} é a distância entre o centro das armaduras de flexão e as armaduras de integridade e b_{int} corresponde ao perímetro de controlo ativado pela armadura de integridade após a rotura por punçoamento, sendo calculado através de $b_{int} = \sum (s_{int} + \pi/2 * d_{res})$. Importa referir ainda que os diâmetros destas armaduras não devem exceder $0,12d_{res}$.

Tabela 3.9 - Relação entre α_{ult} e os tipos de armaduras de integridade [2].

α_{ult}	Tipo de armadura de integridade
0°	Armaduras retas, classe de ductilidade A
20°	Armaduras retas, classe de ductilidade B
25°	Armaduras retas, classe de ductilidade C
$\alpha \leq 40^\circ$	Armaduras inclinadas ou em cavalete, classe de ductilidade B, C

4. DESCRIÇÃO DOS EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.1. Introdução

Com o objetivo de avaliar a aplicação da metodologia de dimensionamento do sistema fungiforme indicada no capítulo 3 e verificar se as soluções obtidas em termos da pormenorização das armaduras longitudinais e transversais são implementáveis na prática, foram definidas três estruturas idealizadas em que o sistema fungiforme apresenta níveis crescentes de participação na resistência aos sismos.

No presente capítulo apresenta-se uma descrição das estruturas dos edifícios analisados, são definidos os materiais utilizados e as ações de dimensionamento.

As estruturas em causa podem ser consideradas como pertencendo a um bloco de um edifício de maiores dimensões e, por simplicidade, não se considerou a existência de acessos verticais no bloco em causa. Os pisos são constituídos por lajes fungiformes com vãos correntes para edifícios de serviços. Nos quatro alinhamentos de bordo são dispostos pórticos de modo a conferir ao edifício um bom desempenho estrutural à ação sísmica. Quando necessário são acrescentadas paredes e alteradas as dimensões dos pilares de bordo de modo a reduzir a participação do sistema fungiforme na resistência aos sismos.

A tabela 4.1 resume a contribuição das paredes estruturais, do sistema fungiforme e dos pórticos de contorno, dos três edifícios.

Tabela 4.1 – Participação dos elementos estruturais na resistência à ação sísmica.

Edifício	Paredes	Sistema de Pórtico	Sistema Fungiforme
1	45%	25%	30%
2	-	50%	50%
3	-	40%	60%

4.2. Descrição geométrica das estruturas dos edifícios

De forma a complementar a descrição geométrica da estrutura, apresenta-se, no anexo F, os seguintes desenhos em formato A1:

- Desenho N.º 1 – Planta dos pisos tipo da estrutura 1;
- Desenho N.º 2 – Planta dos pisos tipo da estrutura 2;
- Desenho N.º 3 – Planta dos pisos tipo da estrutura 3;
- Desenho N.º 4 – Cortes A-A' e B-B' da estrutura 1;
- Desenho N.º 5 – Cortes A-A' e B-B' das estruturas 2 e 3.

A estrutura é constituída por um piso enterrado, 4 pisos elevados mais cobertura. Apresenta, em planta, uma geometria retangular com 30m x 38,50m. Em alçado, a estrutura tem uma altura de 21,00m, com pé-direito de 3,50m ao nível dos vários pisos.

Os pilares interiores têm uma secção de 0,70m x 0,70m. As lajes fungiformes são aligeiradas, apresentam vãos interiores de 8,5m, vãos de extremidade de 6,50m e têm uma espessura de 0,35m. A zona envolvente dos pilares é amaciçada e entre pilares existem bandas maciças. As restantes zonas são compostas pelo sistema de aligeiramento *COBIAX CBCM-S-200* [14].

As vigas de bordo têm uma secção de 0,30m x 0,70m. Todos os elementos estruturais verticais de contorno do R/C apoiam diretamente nas paredes de contenção da cave.

As dimensões atribuídas aos pilares e paredes de contorno, dos três edifícios, foram condicionadas pela percentagem de contribuição dos sistemas fungiformes na resistência à ação sísmica,

A tabela 4.2 resume as dimensões dos pilares e paredes de contorno, em cada edifício.

Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais verticais, nos 3 edifícios.

Edifício	Paredes / Pilares (Alinhamentos 1C e 5C)	Pilares de contorno na direção X	Pilares de contorno na direção Y
1	2,30x0,30m	0,70x0,30m	0,30x0,70m
2	0,75x0,30m	0,75x0,30m	0,30x0,70m
3	0,70x0,30m	0,60x0,30m	0,30x0,70m

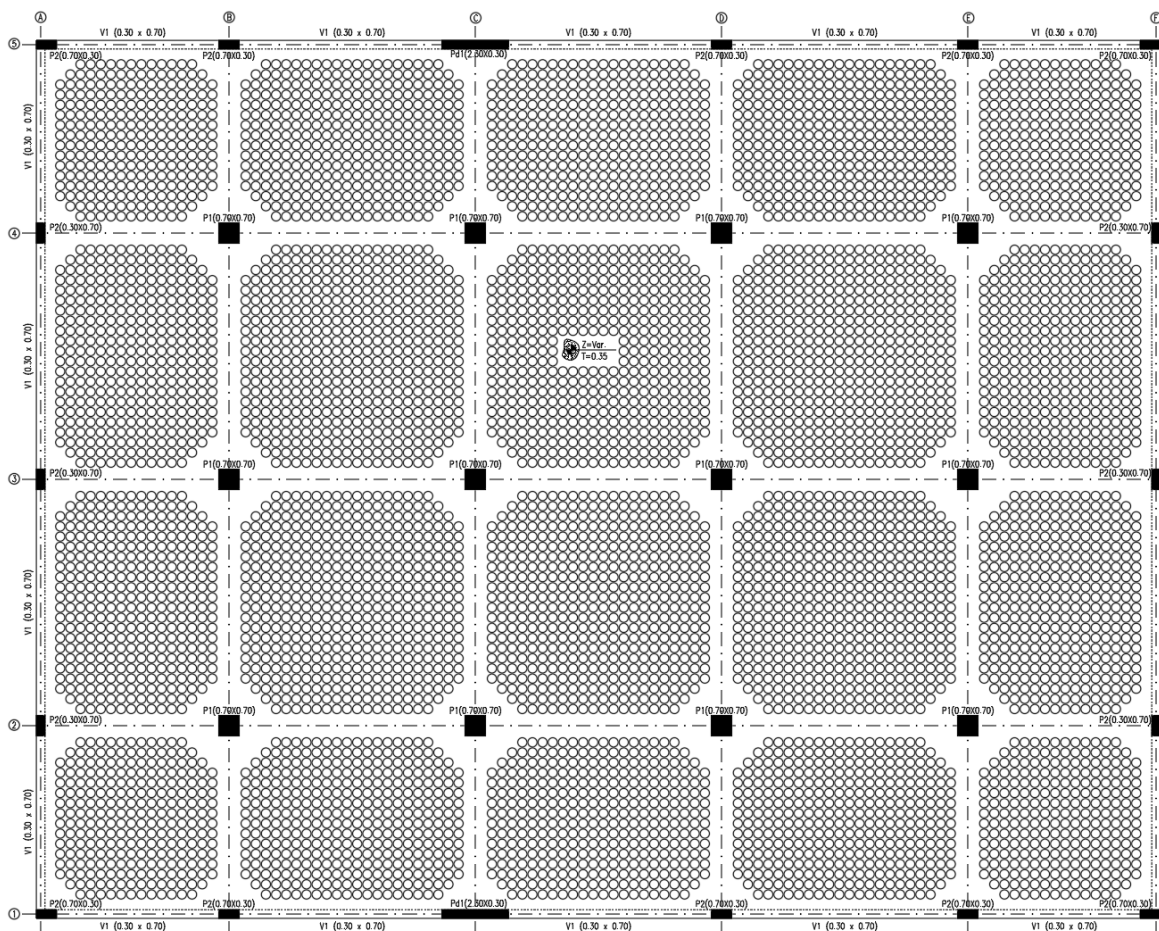


Figura 4.1 - Planta dos pisos tipo do edifício 1.

4.3. Definição dos materiais

Foram utilizados materiais considerando o disposto na subsecção 5.2 das E.T.05/2020 [2].

4.3.1. Betão

Foi definido um betão da classe de resistência C30/37.

A tabela 4.3 apresenta as características do betão C30/37, especificado no Quadro 3.1 da NP EN 1992-1-1:2010 [3].

Tabela 4.3 - Características de resistência e de deformação do betão C30/37.

f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ϵ_{c1} (‰)	ϵ_{cu1} (‰)	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu2} (‰)
30	20	2,9	33	2,2	3,5	2,0	3,5

Os recobrimentos adotados estão definidos na tabela 4.4:

Tabela 4.4 - Requisitos do betão utilizado.

	Lajes	Vigas e Pilares
Classe de exposição	XC1	XC1
$D_{m\acute{a}x}$ (mm)	25	25
Classe de abaixamento	S4	S4
Recobrimento nominal mínimo (cm)	2,5	2,5

Foram utilizadas armaduras de aço A500 NR SD da classe de ductilidade C.

Na tabela 4.5 são apresentadas as características mecânicas do aço, presentes na Tabela C.1 e nos art. 3.2.7(3) e (4) da NP EN 1992-1-1:2010 [3].

Tabela 4.5 - Características mecânicas do aço A500NR SD.

f_{syk} (MPa)	500
f_{syd} (MPa)	435
E_s (GPa)	200
ϵ_{uk} (‰)	80

4.3.2. Aligeiramentos

A solução é composta pelo sistema Cobiax [13], constituído por vazios elipsoidais, compartimentados por módulos *Slim-Line*, designados CBCM-S-200 [14].

A tabela 4.6 incorpora as principais características mecânicas desta solução.

Tabela 4.6 - Principais parâmetros do sistema Cobiax CBCM-S-200 [14].

Espessura da laje	[mm]	350
Redução de carga	[kN/m²]	-2,56
Fator de correção da inércia	[-]	0,92
Fator de redução ao corte	[-]	0,50
Altura do vazio	[mm]	200
Diâmetro horizontal do vazio	[mm]	315
Distância entre vazios	[mm]	35
Afastamento entre vazios	[mm]	350
Nº. de vazios por m²	[un./m²]	8,16
Volume do vazio	[m³/m²]	0,102
Vazios por suporte	[un.]	7
Redução do CO₂	[ton/m²]	0,022
Consumo de betão	[m³/m²]	0,248

A figura 4.2 ilustra o pormenor em corte e planta desta solução de aligeiramento.

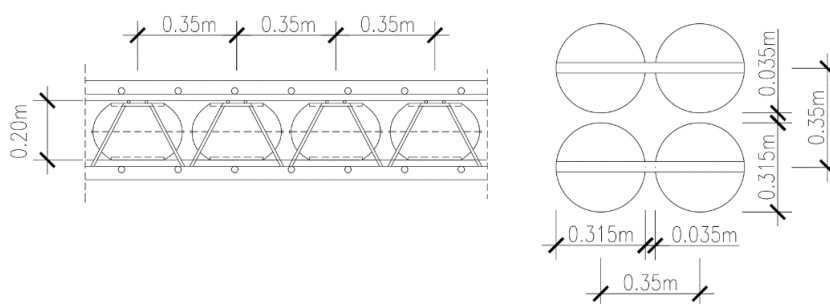


Figura 4.2 - Pormenor CBCM-S-200 [14]: esquerda: corte; direita: planta.

Os aligeiramentos deverão ser dispostos de modo a cumprir os condicionamentos a seguir indicados.

As E.T.05/2020 [2] definem que as bandas maciças entre pilares devem ter uma largura mínima $b_{bandas} = \max(2h_{laje}; b_c) = \max(0,70; 0,70) = 0,70m$, em que b_c corresponde à dimensão do pilar, perpendicular ao alinhamento do eixo da banda maciça.

Em acréscimo, é necessária a consideração de uma zona maciça com um comprimento mínimo, a partir da face do pilar, de $3h_{laje} = 1,05m$ e uma largura mínima de $b_{eff} = b_c + 2h_{laje} = 0,70 + 2 * 0,35 = 1,40m$.

Adotando esta solução de aligeiramento e aplicando as regras dispostas, ilustra-se, na figura 4.3, um pormenor construtivo da solução de laje, em planta, para os pilares centrais.

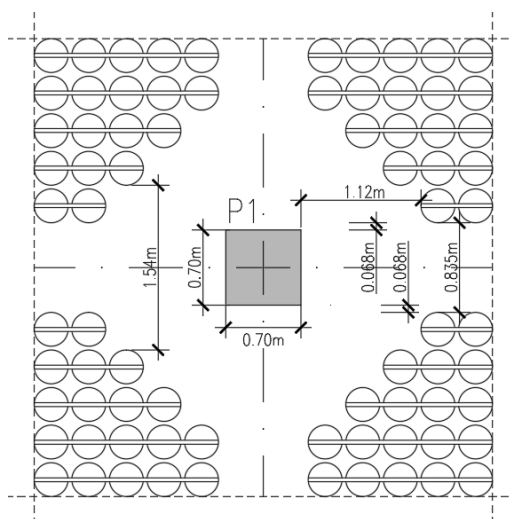


Figura 4.3 - Pormenor construtivo na zona dos pilares centrais.

4.4. Modelo estrutural

Para realizar o dimensionamento das lajes para as ações gravíticas foi utilizado o método dos pórticos equivalentes definido na NP EN 1992-1-1:2010 [3].

Para realizar a análise sísmica foi utilizado um modelo tridimensional da estrutura. Os pilares, vigas e paredes foram modelados com elementos de barra. As lajes foram também modeladas com elementos de barra com largura igual a 50% da largura total dos painéis de laje.

A rigidez de flexão e a rigidez de corte foram consideradas iguais a metade da rigidez elástica.

Por forma a considerar a contribuição das lajes na rigidez das vigas, a modelação das vigas de bordo foi feita através da adoção de uma geometria em T, com uma largura efetiva do banço de 1,00m ($b_{viga} + 2 * h_{laje}$), respeitando as especificações definidas pela NP EN 1992-1-1:2010 [3].

A estrutura foi modelada apenas nos pisos acima do piso 0 sendo definidos, na base dos pilares, coeficientes de rigidez que simulam a estrutura do piso -1.

A figura 4.4 ilustra o modelo global tridimensional da estrutura para realizar a análise sísmica.

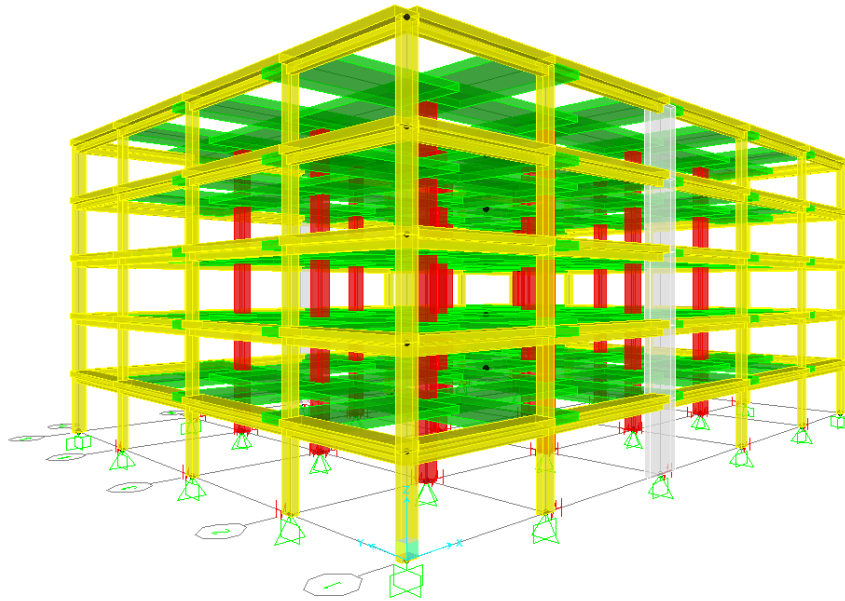


Figura 4.4 - Modelo global tridimensional da estrutura 1 para realizar a análise sísmica.

4.5. Definição das ações

4.5.1. Ações gravíticas

4.5.1.1. Cargas permanentes

O peso volúmico do betão armado considerado é de 25 kN/m^3 . Sendo as lajes compostas por um sistema de aligeiramento e bandas maciças, é avaliado um peso próprio da zona aligeirada. Uma vez que, nas fichas técnicas do sistema de aligeiramento Cobiax CBCM-S-200 [14], existe uma redução de carga de $2,56 \text{ kN/m}^2$, o peso próprio adotado para a zona de laje aligeirada foi de $6,2 \text{ kN/m}^2$.

4.5.1.2. Restantes cargas permanentes

O valor das restantes cargas permanentes considerado é de $3,0 \text{ kN/m}^2$. Simplificadamente, consideram-se as restantes cargas permanentes iguais para todos os pisos.

4.5.1.3. Sobrecargas

O valor das sobrecargas considerado é de $4,0 \text{ kN/m}^2$. Semelhante às restantes cargas permanentes, consideram-se as sobrecargas iguais para todos os pisos.

4.5.2. Ação sísmica

Os efeitos da ação sísmica foram avaliados recorrendo a uma análise modal, tendo em consideração o espectro de resposta de projeto e o modelo elástico linear da estrutura.

Conforme sugerido na subsecção 5.3 das E.T.05/2020 [2], o dimensionamento das estruturas foi feito admitindo uma classe de ductilidade média (DCM).

Considerou-se apenas a ação sísmica tipo 1, para as zonas sísmicas 1.1 a 1.5. Adotou-se um coeficiente de comportamento de 2.5, respeitando o disposto em 5.4.2(f) das E.T.05/2020 [2]. Foram definidas classes de importância II e IV. Admite-se que o solo de fundação é classificado como solo do tipo B. Tomou-se um coeficiente de amortecimento de 5%.

A tabela 4.7 apresenta os parâmetros que definem os espectros de resposta elástico.

Tabela 4.7 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para o sismo tipo 1.

Tipo de Terreno	S_{max}	TB (s)	TC (s)	TD (s)
B	1.35	0.10	0.60	2.00

A tabela 4.8 indica os valores das acelerações máximas, coeficiente de importância e fatores solo, para a classe de importância II.

Tabela 4.8 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a classe de importância II.

	Zonas sísmicas				
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
a_{gR} [m/s^2]	2.50	2.00	1.50	1.00	0.60
γ_I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
a_g [m/s^2]	2.50	2.00	1.50	1.00	0.60
S	1.175	1.233	1.292	1.350	1.350

A tabela 4.9 indica os valores das acelerações máximas, coeficiente de importância e fatores solo, para a classe de importância IV.

Tabela 4.9 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a classe de importância IV.

	Zonas sísmicas				
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
a_{gR} [m/s^2]	2.50	2.00	1.50	1.00	0.60
γ_I	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
a_g [m/s^2]	4.88	3.90	2.93	1.95	1.17
S	1.00	1.012	1.125	1.239	1.330

Apresenta-se, em seguida, os espectros de resposta de cálculo para as classes de importância II e IV, para as zonas sísmicas 1.1 a 1.5.

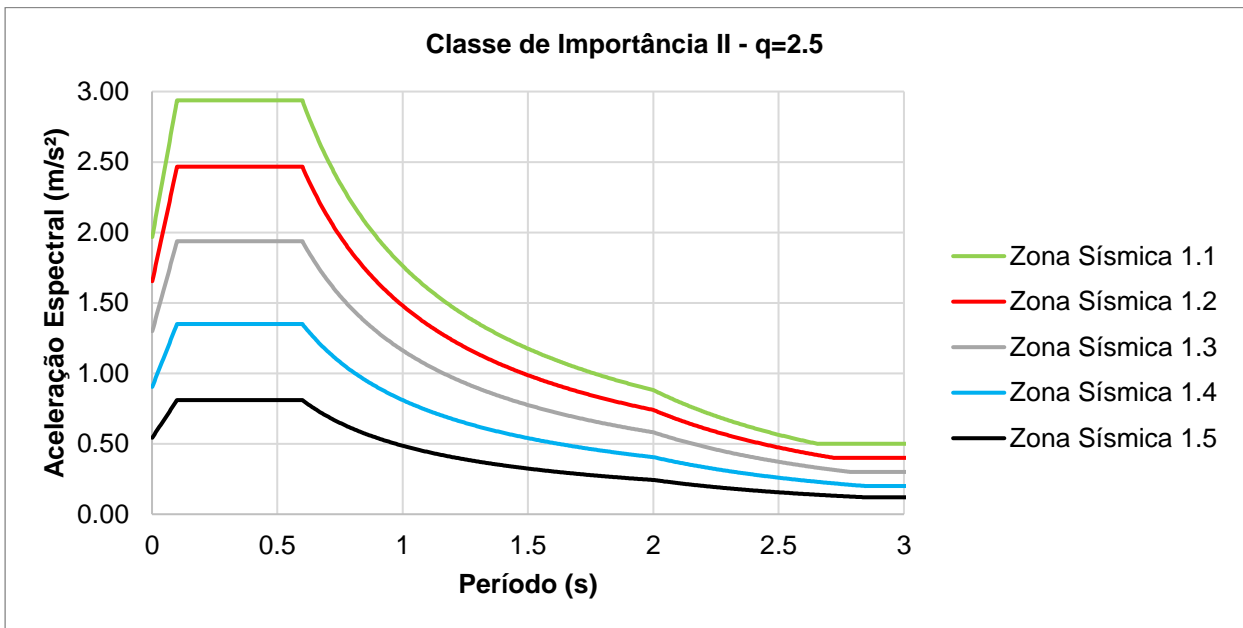


Figura 4.5 - Espectros de resposta de cálculo para a classe de importância II.

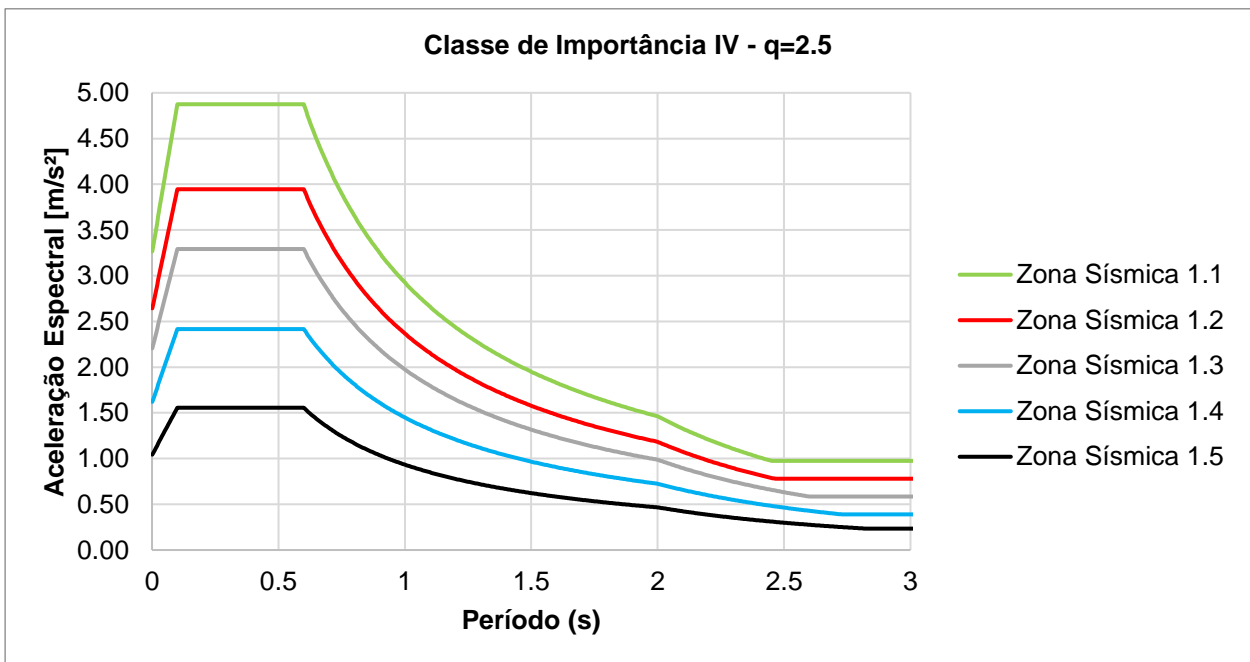


Figura 4.6 - Espectros de resposta de cálculo para a classe de importância IV.

Os períodos fundamentais de vibração e os fatores de participação modal encontram-se no anexo B.

Os efeitos acidentais de torção foram avaliados de acordo com o disposto na NP EN 1998-1:2010 [1].

Devido à elevada quantidade de casos de estudo, apresentam-se, no anexo C, as tabelas com todos os valores intermédios utilizados no cálculo das forças de inércia e dos momentos acidentais de torção M_{ai} .

Em seguida, apresentam-se os valores dos momentos acidentais de torção M_{ai} , para todos os casos de estudo de estudo.

Tabela 4.10 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 1.

Estrutura 1 (30%)											
Zona sísmica		1.1		1.2		1.3		1.4		1.5	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV	II	IV	II	IV
Pisos	1	952	1589	800	1288	628	1072	438	784	264	507
	2	1905	3178	1599	2575	1257	2143	875	1568	527	1014
	3	2857	4767	2399	3863	1885	3215	1313	2352	791	1522
	4	3810	6356	3198	5151	2513	4286	1751	3136	1055	2029
	Cobertura	4762	7946	3998	6439	3142	5358	2188	3920	1318	2536

Tabela 4.11 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 2.

Estrutura 2 (50%)											
Zona sísmica		1.1		1.2		1.3		1.4		1.5	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV	II	IV	II	IV
Pisos	1	914	1457	762	1222	599	1024	418	749	242	466
	2	1827	2913	1524	2443	1199	2047	836	1498	484	933
	3	2741	4370	2286	3665	1798	3071	1254	2247	725	1399
	4	3655	5827	3048	4886	2397	4095	1673	2996	967	1865
	Cobertura	4568	7283	3810	6108	2997	5119	2091	3745	1209	2332

Tabela 4.12 - Momentos acidentais de torção M_{ai} em [kNm], para todos os casos de estudo da estrutura 3.

Estrutura 3 (60%)											
Zona sísmica		1.1		1.2		1.3		1.4		1.5	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV	II	IV	II	IV
Pisos	1	835	1382	701	1122	551	936	384	687	230	442
	2	1671	2764	1403	2244	1102	1872	768	1374	461	885
	3	2506	4145	2104	3365	1653	2808	1152	2061	691	1327
	4	3342	5527	2805	4487	2204	3744	1535	2748	921	1770
	Cobertura	4177	6909	3506	5609	2754	4680	1919	3434	1152	2212

Verificou-se, posteriormente, a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem no dimensionamento das estruturas, para cada uma das estruturas, calculando o parâmetro θ .

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.1)$$

Em que θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre, P_{tot} a carga gravítica contabilizando todos os pisos acima do piso avaliado, $d_r = q \cdot (d_{ei} - d_{ei-1})$ o deslocamento relativo entre pisos, V_{tot} é a força de corte sísmica total ao nível do piso e h a altura entre pisos.

Tabela 4.13 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 1, classe II, zona sísmica 1.1

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rX} [mm]	θ_x
1	66382	9524	28.3	0.056
2	53106	8889	43.0	0.073
3	39829	7619	41.2	0.062
4	26553	5714	32.8	0.044
Cobertura	13276	3175	22.4	0.027

Tabela 4.14 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 2, classe II, zona sísmica 1.1.

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rX} [mm]	θ_x
1	66382	9137	39.4	0.082
2	53106	8528	48.9	0.087
3	39829	7310	42.6	0.066
4	26553	5482	31.5	0.044
Cobertura	13276	3046	18.4	0.023

Tabela 4.15 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 3, classe II, zona sísmica 1.1.

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rX} [mm]	θ_x
1	66382	8354	43.1	0.097
2	53106	7800	51.2	0.098
3	39829	6686	44.0	0.075
4	26553	5015	32.5	0.049
Cobertura	13276	2787	18.8	0.025

Tabela 4.16 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 1, classe IV, zona sísmica 1.1

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rx} [mm]	θ_x
1	66382	15891	47.0	0.056
2	53106	14832	71.3	0.073
3	39829	12713	68.5	0.062
4	26553	9535	54.5	0.044
Cobertura	13276	5297	37.0	0.027

Tabela 4.17 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 2, classe IV, zona sísmica 1.1.

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rx} [mm]	θ_x
1	66382	14567	63.3	0.082
2	53106	13596	78.5	0.087
3	39829	11653	68.5	0.066
4	26553	8740	50.5	0.044
Cobertura	13276	4856	29.8	0.023

Tabela 4.18 - Coeficiente de sensibilidade, na direção X, para a estrutura 3, classe IV, zona sísmica 1.1.

Piso	P_{tot} [kN]	V_{totX} [kN]	d_{rx} [mm]	θ_x
1	66382	13818	71.0	0.097
2	53106	12897	84.3	0.098
3	39829	11055	72.3	0.075
4	26553	8291	53.5	0.049
Cobertura	13276	4606	31.0	0.025

Verifica-se que os coeficientes de sensibilidade, na estrutura 3, estão perto do limite dos valores estabelecidos pela NP EN 1998-1:2010 [1].

No entanto, uma vez que os valores do coeficiente de sensibilidade θ_x são inferiores a 0.10, não é necessário considerar os efeitos de 2.^a ordem.

4.5.3. Combinação de ações

A definição das combinações das ações e respetivos coeficientes parciais foi baseada no estipulado pela NP EN 1990:2009 [15].

4.5.3.1. Combinação fundamental

Na combinação para o estado limite último foram utilizados fatores parciais de segurança para as cargas permanentes e restantes cargas permanentes de $\gamma_G = 1,35$, sobrecargas de $\gamma_Q = 1,5$ e $\psi_0 = 1,00$. A combinação fundamental é definida por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

4.5.3.2. Combinação quase permanente

Para a combinação quase permanente, utilizada na verificação dos estados limite de serviço e na combinação sísmica, foi considerado um coeficiente $\psi_2 = 0,4$.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

4.5.3.3. Combinação sísmica

A combinação sísmica é definida pela seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

5. DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. Introdução

No presente capítulo foram analisadas as três estruturas com diferentes participações do sistema fungiforme na resistência à ação sísmica. A conceção das estruturas foi realizada de forma a que o sistema fungiforme participe na resistência à ação sísmica com os valores definidos anteriormente.

Para as diferentes estruturas, para as várias zonas sísmicas e classes de importância são analisados os seguintes aspetos:

- Verificação do estado de limitação de danos:
 - Sendo o sistema fungiforme mais deformável que os outros sistemas estruturais, importa verificar que a deformação relativa entre pisos é aceitável para as diferentes estruturas analisadas.
- Verificação do estado limite último:
 - Armaduras de flexão na largura efetiva onde ocorre a transmissão de momentos da laje para os pilares. Ocorrendo a transmissão de momentos, numa zona com largura restrita, importa verificar se as armaduras de flexão necessárias são concretizáveis com pormenorizações viáveis na prática;
 - Armaduras de esforço transversal na largura efetiva. Sendo as armaduras de esforço transversal calculadas a partir da capacidade real à flexão interessa verificar se são obtidos níveis de armadura transversal implementáveis na prática.
 - Coeficientes de ductilidade em curvatura disponíveis para três situações: sem delaminação do betão de recobrimento, após a ocorrência da delaminação do betão de recobrimento e com armadura de confinamento. Estas três situações poderão ser colocadas no dimensionamento dependendo do nível de deformação da laje, induzida pela ação sísmica.
 - Coeficientes de comportamento obtidos a partir dos coeficientes de ductilidade disponíveis, função das pormenorizações de armaduras adotadas, através da metodologia apresentada no capítulo 3.1.

Para que os procedimentos de dimensionamento implementados sejam expostos de forma clara apresenta-se, a título de exemplo, a análise detalhada para uma das estruturas localizada numa zona sísmica (zona sísmica 1.3) e classificada com uma das classes de importância analisadas (classe de importância IV). Seguidamente, para todas as outras estruturas, zonas sísmicas e classes de importância, apresenta-se apenas o resumo dos resultados obtidos.

Primeiramente, verificaram-se os requisitos de limitação de danos e de não ocorrência de colapso.

Em seguida, para ilustrar a aplicação da metodologia de dimensionamento, considerou-se o exemplo de um edifício hospitalar, localizado em Lisboa, em que o sistema fungiforme participa com 50% da resistência à ação sísmica.

Por fim, cada estrutura foi analisada para as zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para as classes de importância II e IV.

Como referido anteriormente, a análise em causa tem por objetivo verificar se, para as várias estruturas com diferentes níveis de participação do sistema fungiforme na resistência aos sismos, diferentes zonas sísmicas e classes de importância, se obtêm armaduras longitudinais e transversais que sejam implementáveis na prática, isto é, se as soluções são estruturalmente viáveis.

Importa referir que, apesar de se ter analisado apenas estruturas com uma só espessura de laje, não serão esperadas conclusões significativamente diferentes para outras estruturas com lajes de espessura diferente.

É possível tirar esta conclusão uma vez que, como verificado no capítulo 3.1, mesmo para lajes de maiores espessuras, as lajes não possuem uma altura útil favorável à exploração das armaduras de compressão e, por outro lado, não são esperadas diferenças significativas relativamente à viabilidade da pormenorização construtiva, nas conclusões obtidas.

5.2. Estado de limitação de danos

Apresentam-se, em seguida, as verificações à limitação de danos na direção X, com $\nu = 0.4$, para as zonas sísmicas 1.1 a 1.5 e classes de importância II e IV, de acordo com a NP EN 1998-1:2010 [1].

Os deslocamentos relativos entre pisos são apresentados nas figuras seguintes para as várias estruturas, zonas sísmicas e classes de importância. No anexo D são apresentados os valores obtidos na verificação da limitação de danos.

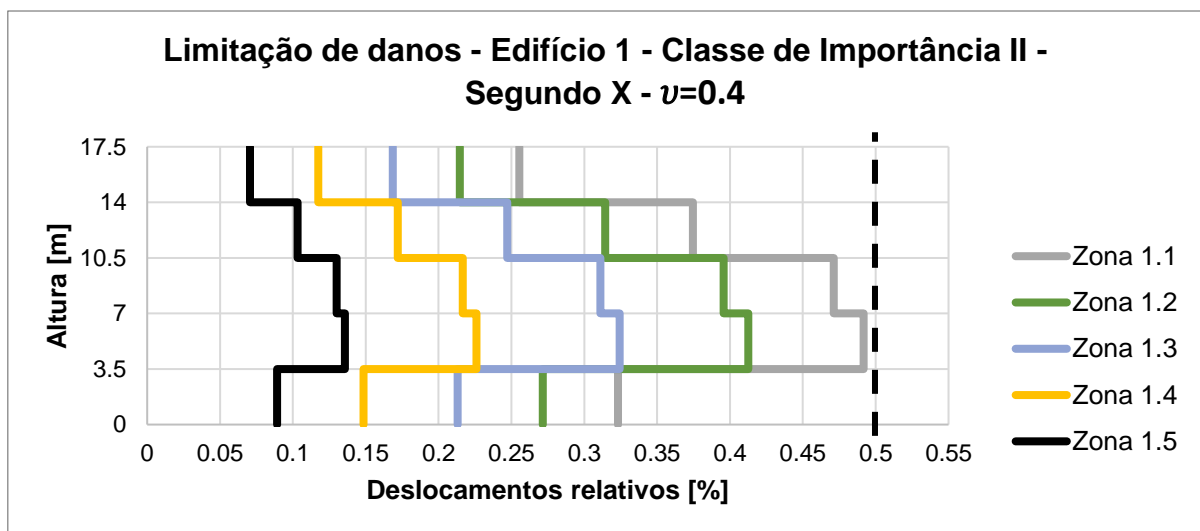


Figura 5.1 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 1.

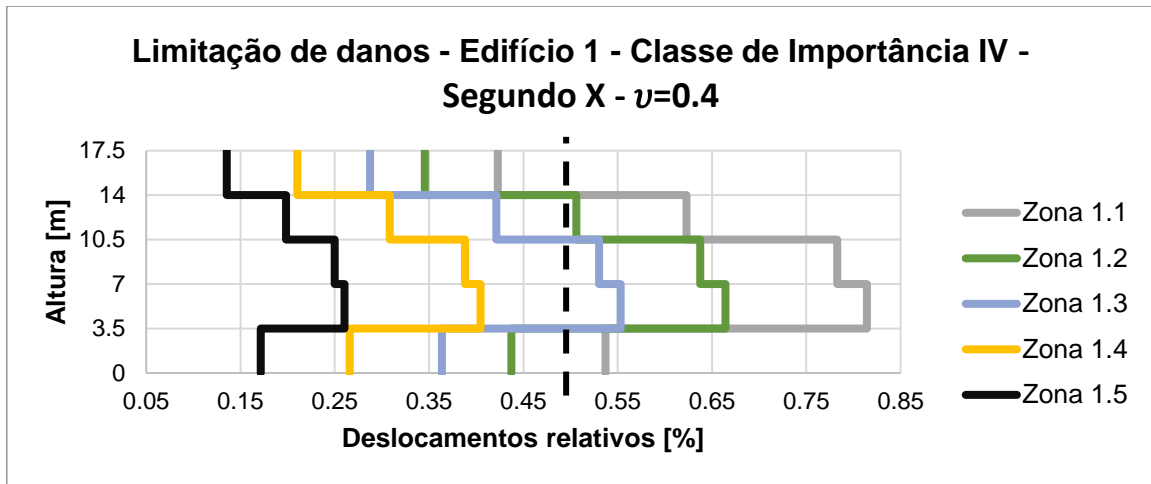


Figura 5.2 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 1.

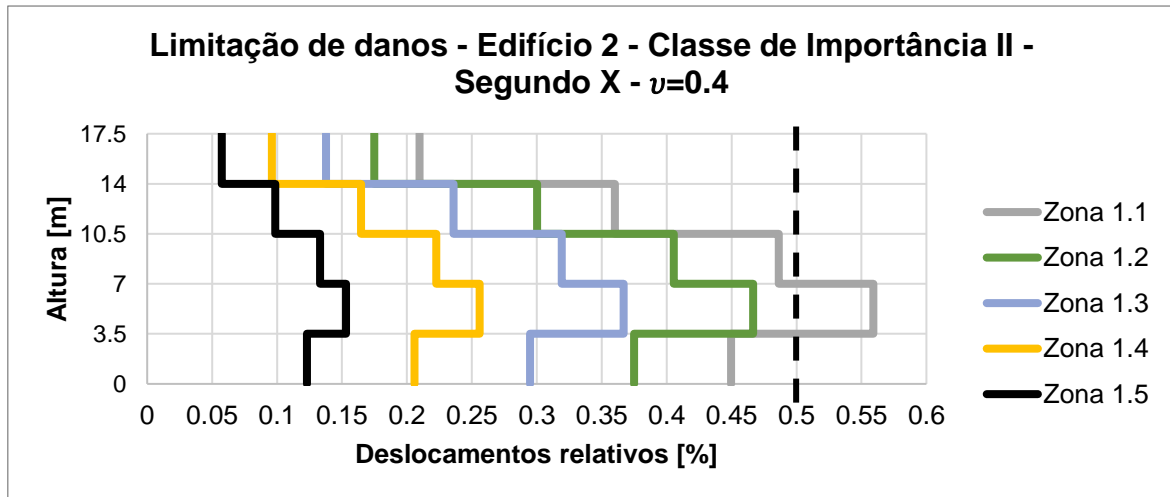


Figura 5.3 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 2.

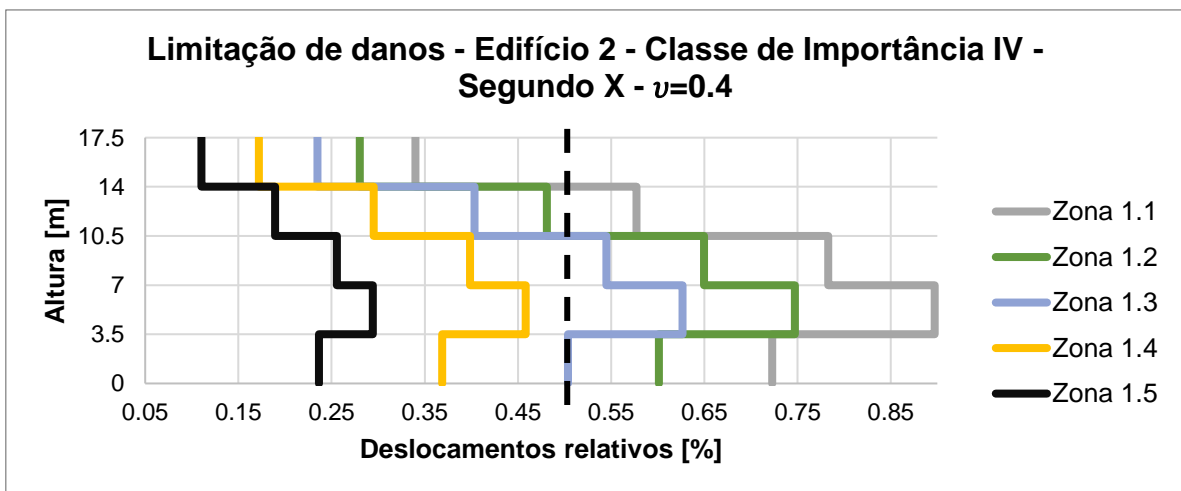


Figura 5.4 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 2.

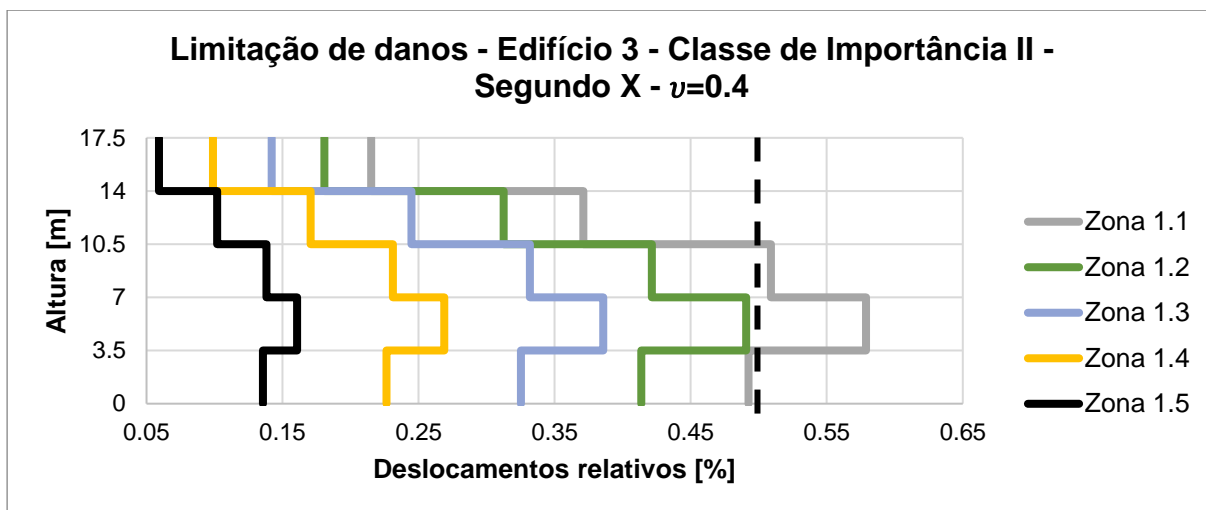


Figura 5.5 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância II, da estrutura 3.

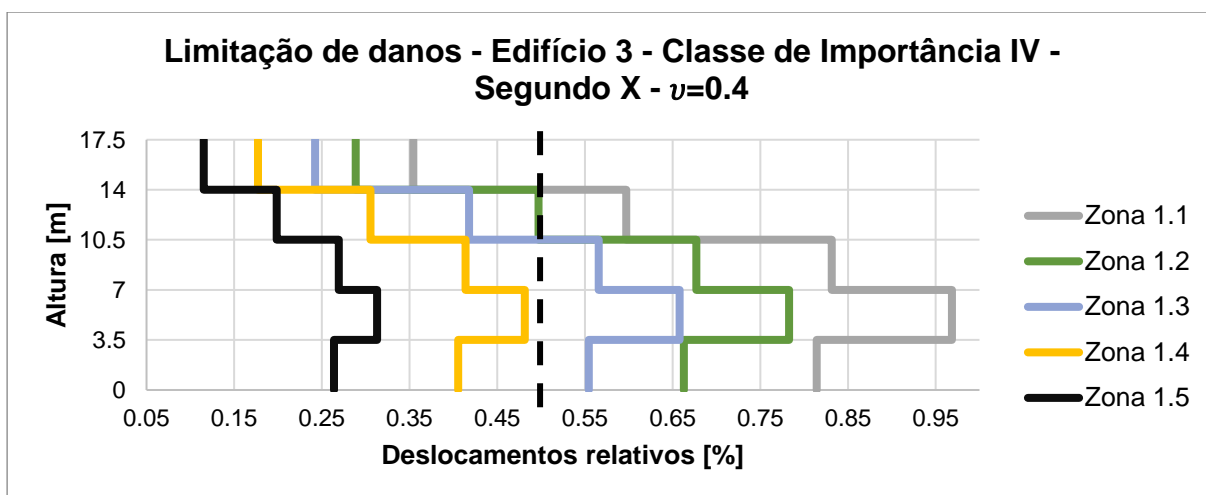


Figura 5.6 - Deslocamentos relativos em função da altura, zonas sísmicas 1.1 a 1.5, para classe de importância IV, da estrutura 3.

A figura 5.7 ilustra, a título de exemplo, a deformada da estrutura 2 na direção X.

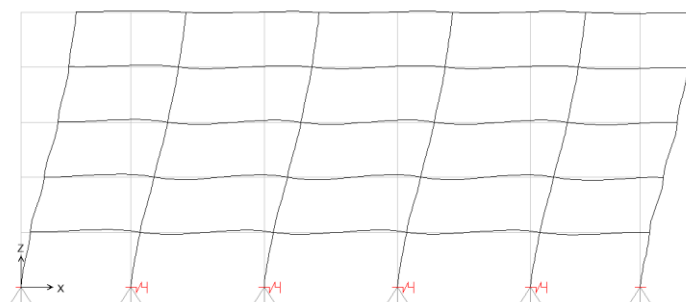


Figura 5.7 – Deformada da estrutura 2 para a combinação sísmica, na direção X.

Observa-se que os deslocamentos relativos entre pisos diminuem em altura e nota-se, a aproximadamente meia altura dos pilares, uma inversão da deformada. Conclui-se, então, que a os pilares apresentam uma deformada por flexão e a estrutura apresenta uma deformada global por corte.

Verifica-se, em geral, para edifícios com uma classe de importância II, os deslocamentos relativos são inferiores ao estipulado pela NP EN 1998-1:2010 [1], 0,5%, valor referente a situações em que estejam presentes elementos não estruturais com materiais frágeis fixos à estrutura. No entanto, para a zona sísmica 1.1, as estruturas 2 e 3 já não cumprem este critério.

Para a situação em que o edifício seja classificado como pertencendo à classe de importância IV, os deslocamentos relativos entre pisos aumentam consideravelmente. Apenas na zona sísmica 1.4 e 1.5 é possível cumprir os requisitos referentes a elementos frágeis. As estruturas 1 e 2, nas zonas sísmicas 1.2 e 1.3, cumprem os limites estabelecidos para situações em que o edifício é composto por elementos não estruturais dúcteis, dado que os deslocamentos relativos são superiores a 0,5% e inferiores a 0,75%.

Todas as estruturas, classificadas como classe de importância IV, não cumprem o critério de deslocamentos relativos inferiores a 0,75% na zona sísmica 1.1. A estrutura 3, classificada como classe de importância IV, não cumpre o critério de deslocamentos relativos inferiores a 0,75% nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2. Conclui-se que, nestas situações e de modo a evitar danos nos elementos não estruturais fixos, estes elementos não estruturais não deverão interferir com as deformações estruturais.

5.3. Estado limite último

5.3.1. Dimensionamento – Exemplo de cálculo detalhado

Para ilustrar a metodologia de dimensionamento adotando as regras dispostas nas E.T.05/2020 [2], tomou-se, como referido anteriormente, o exemplo da estrutura 2, localizada em Lisboa, considerando-se que o edifício em causa é um hospital.

5.3.1.1. Esforços e armaduras de flexão

Começa-se por realizar o dimensionamento das armaduras da laje para a combinação fundamental de ações e, seguidamente, efetua-se o dimensionamento para a combinação sísmica.

Dado que existem áreas de laje maciça e laje aligeirada na zona de ligação laje-pilar, como se pode observar através dos desenhos no Anexo F, calculou-se o peso próprio equivalente de modo a avaliar o valor das cargas verticais.

Tal como definido anteriormente, o peso próprio adotado para a zona de laje aligeirada é de 6,2 kN/m². O peso próprio adotado para a zona de laje maciça é de 8,75 kN/m².

A área de influência total, $8.5 * 8.5 = 72.3m^2$ por pilar central, tem uma área de laje maciça de $16.5m^2$ e uma área de laje aligeirada de $55.8m^2$. Desta forma, o peso próprio equivalente toma o valor de $6.9 kN/m^2$.

A tabela 5.1 apresenta valores das cargas para a combinação fundamental e quase permanente.

Tabela 5.1 - Valores das ações e combinação de cargas.

PP_{eq} [kN/m²]	6.9
RCP [kN/m²]	3.0
SC [kN/m²]	4.0
γ_G	1.35
γ_Q	1.5
ψ₂	0.4
P_{sd} [kN/m²]	19.4
P_{qp} [kN/m²]	11.5

As armaduras de flexão, referentes à combinação fundamental de ações, foram dimensionadas recorrendo ao método dos pórticos equivalentes, de acordo com o Anexo I da NP EN1992-1-1:2010[3], para o vão entre os pilares dos alinhamentos C3 e D3 (vão com maiores níveis de esforços), indicados nos desenhos do anexo F.

A largura das faixas sobre os pilares e central é de $4.25m$. O valor da carga atuante é $8.50 * 19.4 = 165 kN/m$.

Considerando um modelo de cálculo de viga bi-encastada, obtêm-se os seguintes momentos atuantes no pórtico:

Tabela 5.2 - Momentos atuantes no pórtico.

M⁻ [kNm]	992.7
M⁺ [kNm]	496.3

A tabela 5.3 apresenta os momentos no pórtico repartidos pelas faixas sobre o pilar e central, de acordo com o Anexo I da NP EN1992-1-1:2010[3].

Tabela 5.3 - Momentos atuantes nas faixas ($b=4.25m$) e respetivas armaduras.

			A_s (cm²/m)
M⁻ [kNm/m]	Faixa sobre os pilares (75%)	175	14.8
	Faixa central (25%)	58	5.65
M⁺ [kNm/m]	Faixa sobre os pilares (60%)	70	5.65
	Faixa central (40%)	47	5.65

Foi adotada uma armadura mínima de $\emptyset 12//0.20$ ($5.65cm^2/m$). Verifica-se que, para combinação de cargas gravíticas, seriam necessários $\emptyset 20//0.20$ ($15.71cm^2$) para resistir aos momentos negativos atuantes, na faixa sobre os pilares.

Relativamente à combinação sísmica, o edifício hospitalar localiza-se em Lisboa, pertencendo à zona sísmica 1.3 e é classificado como classe de importância IV.

O dimensionamento das armaduras de flexão, para a combinação sísmica, foi efetuado para a faixa sobre os pilares com esforços mais elevados, localizada no eixo 2 do piso 1. Refere-se que os esforços são idênticos nos alinhamentos 2 e 4.

Estas armaduras foram calculadas através dos requisitos suplementares de dimensionamento de edifícios de betão armado, estabelecidos nas E.T.05/2020 [2], apresentados anteriormente.

A totalidade das armaduras de flexão, para a combinação sísmica, foram calculadas para a faixa sobre os pilares. No entanto, 50% destas armaduras foram calculadas para a zona efetiva. As restantes 50% foram calculadas para as zonas adjacentes à largura efetiva.

A totalidade das armaduras que resistem aos momentos transmitidos pelas lajes aos pilares foram calculadas para a faixa de laje correspondente à largura efetiva.

Foi adotada uma armadura de compressão igual a 40% da armadura de tração.

A figura 5.8 ilustra a divisão da faixa sobre os pilares em largura efetiva e respetivas zonas adjacentes.

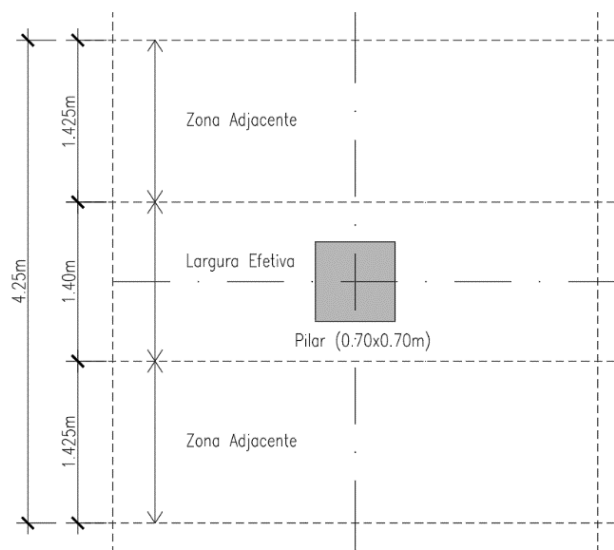


Figura 5.8 - Esquema ilustrativo da largura efetiva e zonas adjacentes, na faixa sobre os pilares.

Na análise estrutural, obteve-se um momento atuante máximo, devido ao sismo, na faixa sobre os pilares do alinhamento 2 do 1º piso de $M_{sis}=695$ kNm.

O momento atuante máximo, devido à combinação quase permanente, na faixa sobre os pilares é de $M_{qp}^{FC}=442$ kNm. O momento atuante na faixa sobre os pilares devido à combinação sísmica, é de $M_{sd}=695+442=1137$ kNm. Uma vez que a faixa sobre os pilares tem uma largura de 4,25m, $m_{sd}=268$ kNm/m, resultando em 23 cm²/m de armaduras para garantir a resistência a este momento.

Repartem-se, em seguida, estas armaduras pela largura efetiva e zonas adjacentes:

$$A_s^{beff} = 0.5 * \frac{4.25 * 23}{1.40} = 34.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^{adj.} = 0.5 * \frac{4.25 * 23}{4.25 - 1.40} = 17.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como visto anteriormente, a totalidade das armaduras que resistem aos momentos transmitidos pelas lajes aos pilares devem calculadas para a largura efetiva. Deste modo, $m_{sis}^{beff} = 695/1.40 = 497 \text{ kNm/m}$, resultando em $49 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armaduras.

Verifica-se que as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar são superiores às armaduras resultantes da combinação sísmica.

Deste modo, adota-se, na largura efetiva, uma armadura superior de $\emptyset 25//0.10$ ($49.09 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de compressão de $\emptyset 16//0.10$ ($20.11 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Para $m_{sd} = (695 - 442)/1.40 = 181 \text{ kNm}$ seriam necessários $14.8 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura, verificando-se que a armadura adotada na face inferior é suficiente para resistir a estes momentos.

Nas zonas adjacentes, adotam-se armaduras superiores $\emptyset 20//0.175$ ($17.95 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Como visto anteriormente, para a combinação que envolve as cargas gravíticas, adotam-se, nas faixas centrais, armaduras inferiores $\emptyset 12//0.20$ ($5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$), correspondentes à armadura mínima.

A figura 5.9 ilustra a disposição das armaduras longitudinais na faixa sobre os pilares, junto dos pilares centrais.

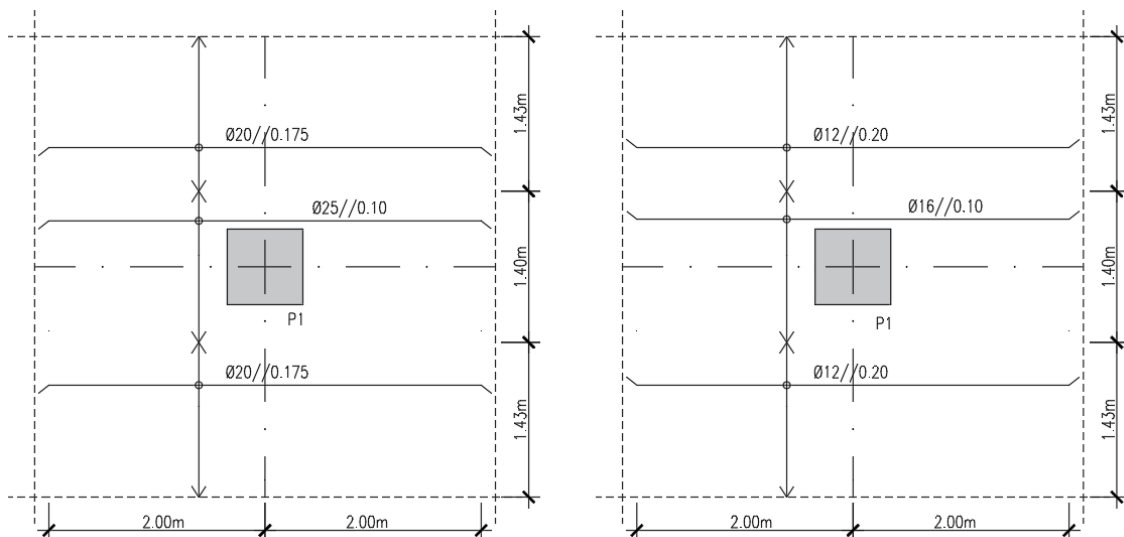


Figura 5.9 - Pormenorização das armaduras de flexão na faixa central. Esquerda: armaduras superiores; Direita: armaduras inferiores.

5.3.1.2. Esforços e armaduras de esforço transverso

Estas armaduras foram calculadas através dos requisitos suplementares de dimensionamento de edifícios de betão armado, estabelecidos nas E.T.05/2020 [2], apresentados anteriormente.

Após a pormenorização das armaduras de flexão, calculam-se os momentos resistentes na faixa sobre os pilares. O momento resistente negativo é

$$M_{rd}^- = 0.9 * 0.30 * (1.40 * 49.09 + 2.90 * 17.95) * 43.5 = 1418 \text{ kNm}$$

O momento resistente positivo é

$$M_{rd}^+ = 0.9 * 0.30 * (1.40 * 20.11 + 2.90 * 5.65) * 43.5 = 522 \text{ kNm}.$$

Como referido anteriormente, o esforço transverso de cálculo é determinado pela capacidade real tomando, neste caso, o valor de $V_{sd} = (1418 + 522)/(8.5 - 0.70) + 208 = 457 \text{ kN}$, sendo a primeira parcela relativa à mobilização dos momentos resistentes e a segunda parcela relativa à carga quase permanente. Tomando para a inclinação do campo de compressões um valor de $\theta = 30^\circ$, resulta uma armadura $A_{sw}/s = 24.3 \text{ cm}^2/\text{m}$. Uma vez que, transversalmente, as armaduras não devem ter espaçamentos superiores a 200mm e devem estar dispostas dentro da largura efetiva, resultam 8 ramos com $A_{sw}/s/r = 3.03 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Adotam-se, deste modo, estribos $\emptyset 8//0.125$ ($4.02\text{cm}^2/\text{m}$).

A figura 5.10 ilustra a disposição das armaduras transversais, na largura efetiva.

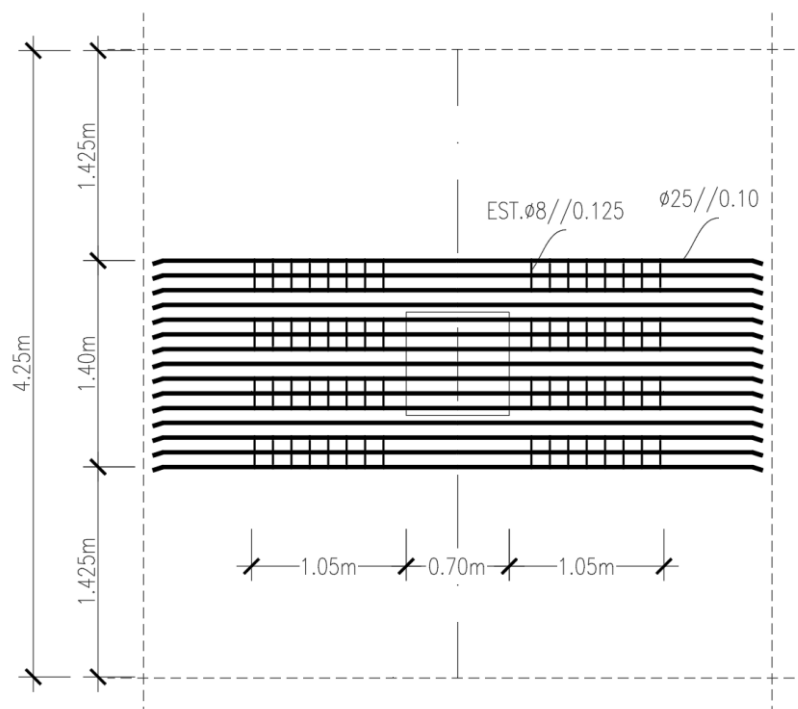


Figura 5.10 - Pormenor das armaduras longitudinais e transversais, em planta, na direção X.

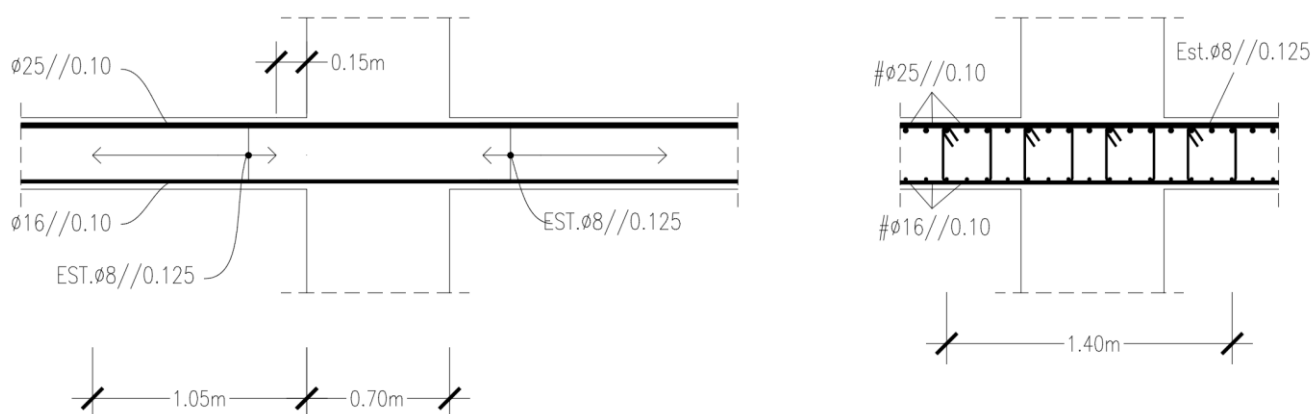


Figura 5.11 - Pormenores das armaduras transversais, na direção X. Esquerda: Alçado; Direita: Corte.

5.3.1.3. Verificação do coeficiente de ductilidade em curvatura

Inicialmente, verifica-se se a ductilidade em curvatura disponível é superior à ductilidade em curvatura exigida, considerando que não existe delaminação do betão. Para tal, adota-se uma extensão do betão de 0,0035 na fibra extrema da secção. Uma vez que foi adotado um coeficiente de comportamento de 2.5, a ductilidade em curvatura exigida toma o valor de $\mu_{\phi} = 2 * 2,5 - 1 = 4$.

A tabela 5.4 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância IV. A posição da linha neutra foi calculada através da expressão 3.1, apresentada anteriormente.

Tabela 5.4 - Ductilidade em curvatura disponível, sem delaminação do betão, classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	$\phi_y [m^{-1}]$	$x_u [m]$	$\phi_u [m^{-1}]$	$\mu_{\phi disponivel}$
1.3	4	0.016	0.0134	0.133	0.0262	1.96

Analisando os resultados da tabela 5.4, é possível verificar que o valor da ductilidade em curvatura disponível é inferior à exigida, concluindo-se que a deformação do betão irá tomar valores acima de 0.0035, pelo que ocorrerá a delaminação do betão de recobrimento.

Verifica-se, em seguida, a ductilidade em curvatura disponível considerando que existe delaminação do betão. Adota-se, deste modo, uma extensão ao nível da armadura de compressão de 0,0035.

A posição da linha neutra foi calculada através da expressão 3.1, apresentada previamente.

Tabela 5.5 - Ductilidade em curvatura disponível, com delaminação do betão, classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.3	4	0.007	0.0134	0.080	0.0437	3.26

Uma vez que a ductilidade em curvatura disponível é inferior à exigida, verifica-se que existe a necessidade de confinar a secção de betão, de modo a aumentar a capacidade de deformação do betão e, conseqüentemente, a curvatura última da secção.

5.3.1.4. Dimensionamento das armaduras de confinamento

O dimensionamento das armaduras de confinamento foi feito utilizando a expressão 3.9, tendo em conta os fatores de eficácia e a taxa mecânica volumétrica de armadura transversal.

Como visto anteriormente, o espaçamento transversal entre os 8 ramos de estribos é de 200mm, a largura efetiva é de 1.40m e posição da linha neutra, após a delaminação do betão, é 0.08m.

Obtêm-se os seguintes valores para as armaduras de confinamento, apresentados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Armaduras de confinamento.

α_n	α_s	$\alpha_s \alpha_n$	αw_w	w_w	A_{sw}/s [cm ² /m]
0.58	0.61	0.36	0.00404	0.0114	7.31

Observa-se que, neste caso, a quantidade de armaduras transversais calculadas para resistir ao esforço transversal, 8 ramos $\phi 8/0.125$ (32.16cm²/m), é superior às armaduras de confinamento.

A extensão do betão confinado foi calculada através da expressão 3.8, apresentada anteriormente.

Tabela 5.7 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento.

A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	μ_{ϕ}	q
32.16	0.0071	0.0881	6.57	3.8

Verifica-se, para as armaduras transversais adotadas, é possível obter um coeficiente de ductilidade em curvatura de 6.57, com um coeficiente de comportamento de 3.8.

Conclui-se, deste modo, que a solução é viável de ser pormenorizada. Porém, a quantidade de armadura de flexão na largura efetiva é relativamente elevada, pelo que seria conveniente reduzir um pouco os esforços induzidos pelo sismo nesta zona. Este objetivo seria conseguido baixando a participação do sistema fungiforme na resistência aos sismos, isto é, aumentando as dimensões dos elementos estruturais verticais dos pórticos de contorno.

5.3.2. Dimensionamento das estruturas e análise de resultados

5.3.2.1. Esforços e armaduras de flexão

Como referido anteriormente, na estrutura 1 o sistema fungiforme participa com, aproximadamente, 30% da resistência à ação sísmica.

A tabela 5.8 resume as armaduras de flexão calculadas na faixa sobre os pilares e na faixa com largura efetiva da laje para a estrutura 1, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância II. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.8 - Armaduras de flexão da estrutura 1 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	A_{sis}^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	$A_{s_{beff}}^{-}$ adop. [cm ² /m]
1.1	576	442	1019	240	20.15	30.58	412	37.95	Ø25//0.125	Ø16//0.125
1.2	484		926	218	18.22	27.65	345	30.36	Ø20//0.10	Ø16//0.15
1.3	380		822	193	15.87	24.09	271	23.05	Ø20//0.125	Ø16//0.20
1.4	264		707	166	13.25	20.11	189	15.46	Ø20//0.15	Ø12//0.125
1.5	160		602	142	11.59	17.60	114	9.11	Ø20//0.175	Ø12//0.15

Face aos resultados obtidos, verifica-se que é possível adotar uma quantidade aceitável de armaduras, para todas as zonas sísmicas.

Verifica-se ainda que, em geral, as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pelas lajes aos pilares A_{sis}^{beff} são superiores às armaduras adotadas na largura efetiva A_s^{beff} , para a combinação sísmica nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2.

Embora a quantidade de armaduras de flexão seja elevada na zona sísmica 1.1, constata-se que a pormenorização desta solução não levanta dificuldades.

Conclui-se que, para estruturas classificadas como classe de importância II, esta solução é adequada para as cinco zonas sísmicas.

A tabela 5.9 resume as armaduras calculadas para a estrutura 1, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância IV. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.9 - Armaduras de flexão da estrutura 1 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	A_s^{beff} adop. [cm ² /m]
1.1	952	442	1394	328	30.22	45.87	680	78.66	-	-
1.2	779		1221	287	24.70	37.49	556	56.58	-	-
1.3	648		1090	257	21.39	32.47	463	44.16	Ø25//0.10	Ø20//0.175
1.4	474		917	216	18.08	27.44	339	30.22	Ø20//0.10	Ø16//0.15
1.5	306		749	176	14.77	22.41	219	18.35	Ø20//0.125	Ø12//0.15

Verifica-se que, em geral, as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pelas lajes aos pilares A_s^{beff} são superiores às armaduras calculadas para a combinação sísmica, na faixa com largura efetiva A_s^{beff} , nas zonas sísmicas 1.1 a 1.4.

Existe, no entanto, um aumento substancial no valor destes esforços, quando comparados com estruturas com classe de importância II. Tal acontece porque o coeficiente de importância, para estruturas classificadas como classe de importância IV, é de 1.95, comparativamente ao coeficiente de 1.00 para estruturas com classe de importância II.

Nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2, as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar A_s^{beff} são inviáveis do ponto de vista da pormenorização.

Como foi visto anteriormente, é estabelecido nas E.T.05/2020 [2] que a totalidade das armaduras que resistem aos momentos transmitidos das lajes aos pilares devem ser igualmente colocadas dentro da largura efetiva $b_{eff} = b_c + 2h_{laje}$. Pode-se concluir que este requisito se torna demasiado exigente para a estrutura em causa localizada nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2.

A título de exemplo, para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar, seriam necessários, na faixa com largura efetiva, Ø25//0.06 para a zona sísmica 1.1 e Ø25//0.085 para a zona sísmica 1.2, solução impraticável do ponto de vista da pormenorização.

Para a zona sísmica 1.3, mesmo com uma quantidade elevada de armaduras de flexão, é possível a sua pormenorização.

Conclui-se que, para estruturas classificadas como classe de importância IV, a estrutura 1 não é adequada para as zonas sísmica 1.1 e 1.2, devendo-se adotar sistemas fungiformes que participem com uma percentagem de resistência à ação sísmica inferior a 30%.

Na estrutura 2, o sistema fungiforme participa com, aproximadamente, 50% da resistência à ação sísmica.

A tabela 5.10 resume as armaduras calculadas para a estrutura 2, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância II. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.10 - Armaduras de flexão da estrutura 2 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	A_{sis}^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	$A_{s_{beff}}^-$ adop. [cm ² /m]
1.1	620	442	1063	250	21.39	32.47	443	41.4	Ø25//0.125	Ø16//0.125
1.2	517		960	226	18.91	28.70	370	33.12	Ø25//0.15	Ø16//0.125
1.3	407		849	200	16.56	25.14	290	24.84	Ø20//0.125	Ø16//0.15
1.4	283		726	171	13.80	20.95	202	16.56	Ø20//0.15	Ø16//0.20
1.5	171		614	144	11.73	17.80	122	9.11	Ø20//0.175	Ø12//0.125

Verifica-se que os resultados obtidos são semelhantes aos da estrutura 1, classificada como classe de importância II, existindo um aumento dos esforços de flexão que não afeta a quantidade de armaduras de flexão necessárias.

Conclui-se que, quando classificada como classe de importância II, a estrutura 2 é adequada para as cinco zonas sísmicas.

A tabela 5.11 resume as armaduras calculadas para a estrutura 2, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância IV. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.11 - Armaduras de flexão da estrutura 2 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	A_{sis}^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	$A_{s_{beff}}^-$ adop. [cm ² /m]
1.1	1021	442	1464	344	30.22	45.87	729	77.28	-	-
1.2	829		1271	299	25.53	38.75	592	62.93	-	-
1.3	695		1138	268	23.05	34.98	497	48.99	Ø25//0.10	Ø20//0.15
1.4	508		951	224	19.18	29.12	363	32.15	Ø25//0.15	Ø16//0.15
1.5	329		772	182	14.77	22.41	235	19.73	Ø20//0.125	Ø16//0.20

Observa-se que os resultados obtidos são semelhantes aos da estrutura 1, quando classificada como classe de importância IV.

Verifica-se que, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2 as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar A_{sis}^{beff} são demasiado elevadas, chegando a atingir quantidades duas vezes superiores às armaduras adotadas na largura efetiva A_s^{beff} , para a combinação sísmica.

A título de exemplo, para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar, seriam necessários $\varnothing 25//0.06$ para a zona sísmica 1.1, e $\varnothing 25//0.075$ para a zona sísmica 1.2, solução impraticável do ponto de vista da pormenorização.

Conclui-se que, para estruturas classificadas como classe de importância IV, esta estrutura não é adequada para as zonas sísmica 1.1 e 1.2. Seria conveniente, no entanto, evitar esta solução na zona sísmica 1.3.

A tabela 5.12 resume as armaduras calculadas para a estrutura 3, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância II. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.12 - Armaduras de flexão da estrutura 3 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	A_{sis}^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	$A_{s_{beff}}^-$ adop. [cm ² /m]
1.1	643	442	1085	255	21.80	33.10	459	43.47	$\varnothing 25//0.10$	$\varnothing 16//0.10$
1.2	540		982	231	19.73	29.95	385	34.50	$\varnothing 25//0.125$	$\varnothing 16//0.125$
1.3	424		866	204	16.84	25.55	303	26.22	$\varnothing 20//0.125$	$\varnothing 16//0.20$
1.4	295		738	174	13.80	20.95	211	17.94	$\varnothing 20//0.15$	$\varnothing 12//0.125$
1.5	184		626	147	11.87	18.01	131	10.63	$\varnothing 20//0.175$	$\varnothing 12//0.15$

Observa-se que os resultados obtidos para a estrutura 3 são semelhantes aos das estruturas 1 e 2, quando classificadas como classe de importância II.

Verifica-se que, em geral, as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pelas lajes aos pilares A_{sis}^{beff} são superiores às armaduras adotadas na largura efetiva A_s^{beff} , para a combinação sísmica nas zonas sísmicas 1.1 a 1.3.

Conclui-se que, para a classe de importância II, a estrutura 3 é adequada para as todas as zonas sísmica. Porém, na zona sísmica 1.1, os níveis de armadura de flexão necessárias para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar já são, de certa forma, elevados, sendo conveniente evitar a sua pormenorização nesta zona sísmica.

A tabela 5.13 resume as armaduras calculadas para a estrutura 3, para as cinco zonas sísmicas e classe de importância IV. No anexo E são apresentadas tabelas com todos os valores de cálculo intermédios obtidos no dimensionamento das armaduras de flexão.

Tabela 5.13 - Armaduras de flexão da estrutura 3 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	$A_{s_{sis}}^{beff}$ [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	$A_{s_{beff}}^-$ adop. [cm ² /m]
1.1	1091	442	1533	361	32.15	48.81	779	93.84	-	-
1.2	861		1303	307	26.50	40.22	615	65.96	-	-
1.3	723		1165	274	23.18	35.19	516	50.37	Ø25//0.10	Ø20//0.15
1.4	527		970	228	19.32	29.33	377	33.81	Ø25//0.15	Ø16//0.15
1.5	358		800	188	15.32	23.25	256	21.53	Ø25//0.20	Ø12//0.125

Observa-se que os resultados obtidos para a estrutura 3 são semelhantes aos das estruturas 1 e 2, quando classificadas como classe de importância IV.

Verifica-se que, para as zonas sísmicas 1.1 e 1.2 as armaduras necessárias para resistir aos momentos transmitidos pela laje ao pilar $A_{s_{sis}}^{beff}$ são demasiado elevadas, chegando a atingir quantidades três vezes superiores às armaduras adotadas na largura efetiva A_s^{beff} , para a combinação sísmica.

Para a zona sísmica 1.3, mesmo com uma quantidade elevada de armaduras, é possível a sua pormenorização.

Conclui-se que, para estruturas classificadas como classe de importância IV, esta estrutura não é adequada para as zonas sísmica 1.1 e 1.2.

5.3.2.2. Esforços e armaduras de esforço transverso

A tabela 5.14 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 1, classe de importância II e nas cinco zonas sísmicas.

Tabela 5.14 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 1 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	A_{sw}/s [cm ² /m]	$A_{sw}/s/r$ [8 ramos]
1.1	100.54	1180	38.90	457	210	208	418	22.20	Ø6//0.10
1.2	82.85	973	35.15	413	178		386	20.49	Ø6//0.10
1.3	68.50	804	30.46	358	149		357	18.97	Ø6//0.10
1.4	58.46	686	29.06	341	132		340	18.05	Ø6//0.125
1.5	51.38	603	26.94	316	118		326	17.32	Ø6//0.125

A tabela 5.15 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 1, classe de importância IV e para as zonas sísmicas 1.3 a 1.5.

Tabela 5.15 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 1 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	A_{sw}/s [cm ² /m]	$A_{sw}/s/r$ [8 ramos]
1.1	-	-	-	-	-	208	-	-	-
1.2	-	-	-	-	-		-	-	-
1.3	108.04	1268	41.5	487	225		433	23.01	Ø6//0.10
1.4	82.85	973	35.1	413	178		386	20.49	Ø6//0.10
1.5	64.70	760	26.9	316	138		346	18.38	Ø6//0.125

A tabela 5.16 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 2, classe de importância II e nas cinco zonas sísmicas.

Tabela 5.16 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 2 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	A_{sw}/s [cm ² /m]	$A_{sw}/s/r$ [8 ramos]
1.1	101.61	1193	38.90	457	211	208	420	22.29	Ø6//0.10
1.2	92.44	1085	35.15	413	192		400	21.26	Ø6//0.10
1.3	74.04	869	30.46	358	157		365	19.41	Ø6//0.10
1.4	58.47	686	29.06	341	132		340	18.05	Ø6//0.125
1.5	51.38	603	26.94	316	118		326	17.32	Ø6//0.125

A tabela 5.17 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 2, classe de importância IV e para as zonas sísmicas 1.3 a 1.5.

Tabela 5.17 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 2 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s/r}$ [8 ramos]
1.1	-	-	-	-	-	208	-	-	-
1.2	-	-	-	-	-		-	-	-
1.3	120.78	1418	44.5	523	249		456	24.27	Ø8//0.125
1.4	91.37	1073	34.7	407	190		398	21.14	Ø6//0.10
1.5	67.98	798	30.5	358	148		356	18.93	Ø6//0.10

A tabela 5.18 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 3, classe de importância II e nas cinco zonas sísmicas.

Tabela 5.18 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 3 calculadas para a classe de importância II.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s/r}$ [8 ramos]
1.1	150.07	1762	44.54	523	293	208	501	26.61	Ø8//0.125
1.2	126.14	1481	38.90	457	248		457	24.25	Ø8//0.125
1.3	95.91	1126	30.46	358	190		398	21.16	Ø6//0.10
1.4	74.88	879	29.06	341	156		365	19.36	Ø6//0.10
1.5	63.99	751	26.94	316	137		345	18.33	Ø6//0.125

A tabela 5.19 apresenta os valores de esforço transverso e as armaduras adotadas para a estrutura 3, classe de importância IV e para as zonas sísmicas 1.3 a 1.5.

Tabela 5.19 - Armaduras de esforço transverso da estrutura 3 calculadas para a classe de importância IV.

Zona Sísmica	AS_{FC}^- [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]	AS_{FC}^+ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_{MRd} [kN]	$V_{g+\psi 2q}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s/r}$ [8 ramos]
1.1	-	-	-	-	-	208	-	-	-
1.2	-	-	-	-	-		-	-	-
1.3	120.78	1418	45.7	536	251		459	24.37	Ø8//0.125
1.4	91.37	1073	35.1	413	190		399	21.17	Ø6//0.10
1.5	67.68	794	29.1	341	146		354	18.79	Ø6//0.10

Os resultados obtidos mostram que as armaduras transversais necessárias para resistir ao esforço transversal conduzem a soluções que não levantam dificuldades relativas à pormenorização.

5.3.2.3. Verificação do coeficiente de ductilidade em curvatura

Inicialmente, verificou-se se a ductilidade em curvatura disponível é superior à ductilidade em curvatura exigida, considerando que não existe delaminação do betão. Para tal, adotou-se uma extensão do betão na fibra extrema da secção, de 0,0035. Uma vez que foi adotado um coeficiente de comportamento de 2.5, a ductilidade em curvatura exigida toma o valor de $\mu_{\phi exigida} = 2 * 2,5 - 1 = 4$.

A tabela 5.20 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância II e estrutura 1.

Tabela 5.20 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, sem delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	0.013	0.0134	0.107	0.0328	2.45
1.2		0.010		0.085	0.0410	3.06
1.3		0.008		0.068	0.0513	3.82
1.4		0.007		0.057	0.0615	4.59
1.5		0.006		0.049	0.0718	5.35

Analisando os resultados da tabela 5.20, é possível verificar que, para as zonas sísmicas 1.1 a 1.3, o valor da ductilidade em curvatura disponível é inferior à exigida. Verifica-se que o betão vai delaminar. Nas zonas sísmicas 1.4 e 1.5 já existe ductilidade em curvatura disponível suficiente, não sendo necessária, para a verificação da ductilidade em curvatura, armaduras de confinamento.

Seguidamente, verificou-se a ductilidade em curvatura disponível considerando que existe delaminação do betão de recobrimento. Deste modo, adotou-se uma extensão, ao nível das armaduras de compressão, de 0,0035.

A tabela 5.21 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão de recobrimento, para a estrutura 1, classificada como classe de importância II.

Tabela 5.21 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, com delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	0.0054	0.0134	0.063	0.0555	4.14
1.2		0.0045		0.049	0.0715	5.33
1.3		0.0034		0.041	0.0854	6.37
1.4		0.0030		0.032	0.1083	8.08
1.5		0.0025		0.028	0.1237	9.22

Observa-se que não são necessárias armaduras de confinamento, uma vez que a ductilidade em curvatura disponível é superior à exigida em todas as zonas sísmicas. Todavia, será necessário colocar armaduras transversais nas restantes zonas sísmicas para evitar a encurvadura dos varões comprimidos.

Como referido anteriormente, para a estrutura 1 classificada como classe de importância IV, é impraticável a pormenorização das armaduras longitudinais nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2.

A tabela 5.22 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a estrutura 1 classificada como classe de importância IV.

Tabela 5.22 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.015		0.121	0.0289	2.15
1.4		0.010		0.085	0.0410	3.06
1.5		0.007		0.061	0.0575	4.28

Analisando os resultados da tabela 5.22, é possível verificar que o valor da ductilidade em curvatura disponível é inferior à exigida nas zonas sísmicas 1.3 e 1.4. Conclui-se que o betão vai delaminar.

A tabela 5.23 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão, para a estrutura 1 classificada como classe de importância IV.

Tabela 5.23 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 1, com delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.006		0.073	0.0483	3.60
1.4		0.004		0.049	0.0715	5.33
1.5		0.003		0.040	0.0866	6.46

Observa-se que, na zona sísmica 1.3, é necessário confinar o betão por forma a aumentar a ductilidade em curvatura disponível.

A tabela 5.24 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância II e estrutura 2.

Tabela 5.24 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, sem delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	0.013	0.0134	0.107	0.0328	2.45
1.2		0.011		0.089	0.0394	2.93
1.3		0.008		0.068	0.0513	3.82
1.4		0.007		0.057	0.0615	4.58
1.5		0.006		0.049	0.0718	5.35

Analisando os resultados da tabela 5.24, é possível verificar que os valores da ductilidade em curvatura disponível da estrutura 2 são semelhantes aos da estrutura 1. Isto acontece porque a taxa de armaduras longitudinais à tração, na largura efetiva, é idêntica nas duas estruturas.

Conclui-se que o betão vai delaminar nas zonas sísmicas 1.1 a 1.3. Nas zonas sísmicas 1.4 e 1.5 não é necessário adotar armaduras de confinamento para aumentar a ductilidade em curvatura.

A tabela 5.25 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão, para a classe de importância II e estrutura 2.

Tabela 5.25 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, com delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	0.0054	0.0134	0.063	0.0555	4.14
1.2		0.0045		0.053	0.0667	4.97
1.3		0.0034		0.041	0.0854	6.37
1.4		0.0030		0.032	0.1083	8.07
1.5		0.0025		0.028	0.1237	9.22

Observa-se que, para verificar a ductilidade em curvatura, não são necessárias armaduras de confinamento em todas as zonas sísmicas.

Como referido anteriormente, para a classe de importância IV, é impraticável a pormenorização da estrutura 2 nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2.

A tabela 5.26 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância IV e estrutura 2.

Tabela 5.26 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.016		0.133	0.0262	1.96
1.4		0.011		0.089	0.0394	2.93
1.5		0.008		0.068	0.0513	3.82

Analisando os resultados da tabela 5.26, conclui-se que o betão vai delaminar, uma vez que os valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura disponível são inferiores à $\mu_{\phi exigida} = 4$.

Comparativamente à estrutura 1, verifica-se que existe uma redução da ductilidade em curvatura disponível, consequência da adoção de uma maior quantidade de armaduras longitudinais à tração, na largura efetiva. Este aumento de armaduras de flexão baixa a posição da linha neutra, visível através do modelo de cálculo apresentado anteriormente no capítulo 3.1, figura 3.1. Com esta alteração da posição da linha neutra, a curvatura última reduz que, por sua vez, diminui a ductilidade em curvatura disponível.

A tabela 5.27 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão, para a classe de importância IV e estrutura 2.

Tabela 5.27 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 2, com delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.007		0.080	0.0437	3.26
1.4		0.004		0.053	0.0656	4.89
1.5		0.003		0.041	0.0854	6.37

Considerando que existe delaminação do betão de recobrimento, verifica-se que são necessárias armaduras de confinamento para a estrutura 2, na zona sísmica 1.3, por forma a verificar a ductilidade em curvatura.

A tabela 5.28 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância II e estrutura 3.

Tabela 5.28 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, sem delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$
1.1	4	0.016	0.0134	0.133	0.0262	1.96
1.2		0.013		0.107	0.0328	2.45
1.3		0.008		0.068	0.0513	3.82
1.4		0.007		0.057	0.0615	4.59
1.5		0.006		0.049	0.0718	5.35

Analisando os resultados da tabela 5.28, verifica-se uma diminuição da ductilidade em curvatura disponível para as zonas de maior sismicidade, quando comparadas com as estruturas 1 e 2. Em acréscimo, observa-se que o betão de recobrimento delamina nas zonas sísmicas 1.1 a 1.3.

Posteriormente, verificou-se a ductilidade em curvatura disponível considerando que existe delaminação do betão.

A tabela 5.29 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão, para a classe de importância II e estrutura 3.

Tabela 5.29 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, com delaminação do betão, para classe de importância II.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$
1.1	4	0.0067	0.0134	0.079	0.0444	3.31
1.2		0.0054		0.063	0.0555	4.14
1.3		0.0034		0.041	0.0854	6.37
1.4		0.0030		0.032	0.1083	8.08
1.5		0.0025		0.028	0.1237	9.22

Observa-se que, para verificar a ductilidade em curvatura, apenas são necessárias armaduras de confinamento para a zona sísmica 1.1.

Como referido anteriormente, para a classe de importância IV, é impraticável a pormenorização da estrutura nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2.

A tabela 5.30 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que não existe delaminação do betão, para a classe de importância IV e estrutura 3.

Tabela 5.30 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, sem delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.016		0.133	0.0262	1.96
1.4		0.011		0.089	0.0394	2.93
1.5		0.008		0.067	0.0525	3.91

Analisando os resultados da tabela 5.30, é possível verificar que o valor da ductilidade em curvatura disponível é inferior à exigida nas zonas sísmicas 1.3 a 1.5. Conclui-se que o betão de recobrimento vai delaminar.

A tabela 5.31 apresenta os valores da ductilidade em curvatura disponível obtidos no cálculo, considerando que existe delaminação do betão, para a classe de importância IV e estrutura 3.

Tabela 5.31 - Ductilidade em curvatura disponível, estrutura 3, com delaminação do betão, para classe de importância IV.

Zona Sísmica	$\mu_{\phi exigida}$	ρ'_{beff}	ϕ_y [m ⁻¹]	x_u [m]	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$
1.1	4	-	0.0134	-	-	-
1.2		-		-	-	
1.3		0.007		0.076	0.0458	3.41
1.4		0.004		0.053	0.0667	4.97
1.5		0.003		0.042	0.0832	6.20

Observa-se que é necessário confinar o betão na zona sísmica 1.3, de forma a aumentar os coeficientes de ductilidade em curvatura disponível.

5.3.2.4. Dimensionamento das armaduras de confinamento

O dimensionamento das armaduras de confinamento, para as três estruturas e classes de importância II e IV, foi feito utilizando a expressão 3.9, tendo em conta o fator de eficácia e a taxa mecânica volumétrica de armadura transversal.

As seguintes tabelas apresentam as armaduras de confinamento necessárias para garantir que a ductilidade em curvatura disponível seja superior à exigida para as três estruturas, classes de importância II e IV e zonas sísmicas onde é necessário o aumento da capacidade de deformação do betão, após a delaminação do betão de recobrimento.

Tabela 5.32 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 1.

Zona Sísmica	α_n	α_s	$\alpha_s \alpha_n$	αw_w	w_w	A_{sw}/s [cm ² /m]
1.3	0.54	0.57	0.31	0.00201	0.0065	4.21

Tabela 5.33 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 2.

Zona Sísmica	α_n	α_s	$\alpha_s \alpha_n$	αw_w	w_w	A_{sw}/s [cm ² /m]
1.3	0.58	0.61	0.36	0.00404	0.0114	7.31

Tabela 5.34 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância II e estrutura 3.

Zona Sísmica	α_n	α_s	$\alpha_s \alpha_n$	αw_w	w_w	A_{sw}/s [cm ² /m]
1.1	0.58	0.60	0.35	0.00369	0.0106	6.84

Tabela 5.35 - Armaduras de confinamento para garantir a ductilidade em curvatura, para a classe de importância IV e estrutura 3.

Zona Sísmica	α_n	α_s	$\alpha_s \alpha_n$	αw_w	w_w	A_{sw}/s [cm ² /m]
1.3	0.56	0.59	0.33	0.00309	0.0092	5.96

Através da análise dos resultados das tabelas anteriores, verifica-se que, em geral, as armaduras transversais calculadas pela capacidade real são suficientes para garantir uma boa ductilidade da zona laje-pilar.

5.3.2.5. Verificação da ductilidade em curvatura

Após o cálculo das armaduras de confinamento, determinou-se o coeficiente de ductilidade em curvatura e o coeficiente de comportamento.

As seguintes tabelas apresentam os valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura disponível e os coeficientes de comportamento, considerando o aumento da capacidade de deformação do betão, conferido pelo confinamento, através da adoção das armaduras transversais calculadas anteriormente.

Tabela 5.36 - Coeficiente de ductilidade em curvatura disponível e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 1.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$	q
1.1	22.64	0.0052	0.0820	6.12	3.6
1.2	22.64	0.0043	0.0881	6.57	3.8
1.3	22.64	0.0038	0.0930	6.93	4.0
1.4	18.08	0.0035	0.1081	8.06	4.5
1.5	18.08	0.0036	0.1274	9.50	5.3

Tabela 5.37 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 1.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$	q
1.3	0.2264	0.0057	0.0781	5.82	3.4
1.4	0.2264	0.0043	0.0881	6.57	3.8
1.5	0.1808	0.0037	0.0921	6.87	3.9

Tabela 5.38 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 2.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponível}$	q
1.1	0.2264	0.0052	0.0820	6.12	3.6
1.2	0.2264	0.0045	0.0865	6.45	3.7
1.3	0.2264	0.0038	0.0930	6.93	4.0
1.4	0.1808	0.0035	0.1081	8.06	4.5
1.5	0.1808	0.0036	0.1274	9.50	5.3

Tabela 5.39 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 2.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$	q
1.3	0.3216	0.0071	0.0881	6.57	3.8
1.4	0.2264	0.0046	0.0861	6.42	3.7
1.5	0.2264	0.0038	0.0930	6.93	4.0

Tabela 5.40 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância II e estrutura 3.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$	q
1.1	0.3216	0.0070	0.0886	6.60	3.8
1.2	0.3216	0.0059	0.0932	6.95	4.0
1.3	0.2264	0.0038	0.0930	6.93	4.0
1.4	0.2264	0.0035	0.1081	8.06	4.5
1.5	0.1808	0.0036	0.1274	9.50	5.3

Tabela 5.41 - Coeficiente de ductilidade em curvatura e coeficiente de comportamento para classe de importância IV e estrutura 3.

Zona Sísmica	A_{sw}/s [cm ² /m]	$\epsilon_{cu,2}$	ϕ_u [m ⁻¹]	$\mu_{\phi disponivel}$	q
1.3	0.3216	0.0068	0.0893	6.66	3.8
1.4	0.2264	0.0045	0.0865	6.45	3.7
1.5	0.2264	0.0039	0.0921	6.87	3.9

Através da análise dos resultados das tabelas anteriores, verifica-se que, em geral, a ductilidade em curvatura disponível conferida pelas armaduras transversais é superior a 6.0, sendo possível a exploração de um coeficiente de comportamento superior a 3.0, em todas as estruturas. Como referido anteriormente, no caso de estruturas classificadas como classe de importâncias IV localizadas nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2, a sua pormenorização seria impraticável. Deste modo, deve-se reduzir a participação do sistema fungiforme na resistência aos sismos.

Pode-se concluir que esta metodologia de dimensionamento permite a exploração dos sistemas fungiformes na resistência à ação sísmica através da adoção de armaduras transversais que garantem a resistência ao esforço transversal e confinam a secção de betão e, por consequência, aumentam a sua capacidade de deformação.

6. CONCLUSÕES

Apresentam-se, no presente capítulo, alguns comentários finais relativos aos resultados obtidos na elaboração desta dissertação.

O objetivo desta dissertação consiste em avaliar uma metodologia de dimensionamento, de modo a permitir a exploração de sistemas de lajes fungiformes na resistência à ação sísmica, focando-se na implementação das disposições definidas em "Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares", E.T.05/2020 [2].

Sendo estas disposições relativamente exigentes no que se refere ao dimensionamento do sistema fungiforme, importa verificar se as armaduras longitudinais e transversais obtidas na verificação ao estado limite último são implementáveis na prática. Por outro lado, interessa também perceber se o comportamento para o estado limite de serviço, no que se refere aos danos induzidos em elementos não estruturais, é adequado.

Relativamente aos requisitos de limitação de danos, os edifícios analisados apresentam uma deformada por corte, justificada pela redução do deslocamento relativo entre pisos, em altura. Para os edifícios classificados como classe de importância II, verificou-se que os deslocamentos relativos são inferiores ao estipulado pela NP EN 1998-1:2010 [1], 0,5%. Para a situação em que o edifício seja classificado como pertencendo à classe de importância IV, os deslocamentos relativos entre pisos aumentaram consideravelmente, respeitando o limite imposto de 0,5% nas zonas sísmicas 1.4 e 1.5. Porém, verificou-se que, nas zonas sísmicas 1.2 e 1.3, os deslocamentos relativos são superiores a 0,5% e inferiores a 0,75%, nas estruturas 1 e 2. Conclui-se, desde modo, que devem ser adotados elementos não estruturais dúcteis nos edifícios classificados como classe de importância IV, como hospitais, em zonas de elevada sismicidade ou, em alternativa, devem-se colocar elementos estruturais verticais que controlem estes deslocamentos.

No que se refere ao estado limite último e às armaduras de flexão, verificou-se que a combinação sísmica é a mais condicionante, comparativamente à combinação para cargas gravíticas. Em acréscimo, constatou-se que, em algumas zonas sísmicas e para os edifícios classificados como classe de importância IV, as taxas de armaduras de flexão, na largura efetiva, seriam tão elevadas que tornaria inviável a sua pormenorização.

Esta elevada taxa de armaduras de flexão é resultado do requisito estabelecido nas E.T.05/2020 [2] que impõe a colocação da totalidade das armaduras que resistem aos momentos transmitidos das lajes aos pilares na largura efetiva, de maneira a garantir o efeito pórtico. Conclui-se, deste modo, que este requisito constitui um condicionamento importante para as estruturas cuja integridade é vital para a proteção civil (classe de importância IV), localizadas em zonas de elevada sismicidade.

A tabela 6.1 resume a viabilidade de pormenorização para cada uma das estruturas analisadas, para cada classe de importância e zona sísmica.

Tabela 6.1 - Viabilidade de pormenorização das 3 estruturas.

Estrutura		1 (30%)		2 (50%)		3 (60%)	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV
Zona Sísmica	1.1	Viável	Inviável	Viável	Inviável	Evitar	Inviável
	1.2		Evitar		Evitar	Viável	Evitar
	1.3		Viável		Viável	Viável	Viável
	1.4		Viável		Viável	Viável	Viável
	1.5		Viável		Viável	Viável	Viável

Para edifícios pertencentes à classe de importância IV, localizados nas zonas sísmicas 1.1 e 1.2 a participação do sistema fungiforme na resistência aos sismos deverá ser reduzida para valores inferiores a 30%.

No que se refere às armaduras transversais e armaduras de confinamento, verificou-se que as armaduras transversais calculadas pela capacidade real são, em geral, suficientes para garantir uma boa ductilidade da zona laje-pilar, constatando-se que a ductilidade em curvatura exigida é, por norma, inferior à ductilidade em curvatura disponível.

A tabela 6.2 resume os valores dos coeficientes de ductilidade em curvatura disponíveis com a utilização das armaduras de confinamento, para cada um dos edifícios analisados, para cada classe de importância e zona sísmica.

Tabela 6.2 - Coeficientes de ductilidade em curvatura disponível.

Estrutura		1 (30%)		2 (50%)		3 (60%)	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV
Zona Sísmica	1.1	6.12	-	6.12	-	6.60	-
	1.2	6.57		6.45		6.95	
	1.3	6.93	5.82	6.93	6.57	6.93	6.66
	1.4	8.06	6.57	8.06	6.42	8.06	6.45
	1.5	9.50	6.87	9.50	6.93	9.50	6.87

A tabela 6.3 resume os valores dos coeficientes de comportamento associados à ductilidade oferecida pelas armaduras de confinamento, para cada um dos edifícios analisados, para cada classe de importância e zona sísmica.

Tabela 6.3 - Coeficientes de comportamento.

Estrutura		1 (30%)		2 (50%)		3 (60%)	
Classe de Importância		II	IV	II	IV	II	IV
Zona Sísmica	1.1	3.6	-	3.6	-	3.8	-
	1.2	3.8		3.7		4.0	
	1.3	4.0	3.4	4.0	3.8	4.0	3.8
	1.4	4.5	3.8	4.5	3.7	4.5	3.7
	1.5	5.3	3.9	5.3	4.0	5.3	3.9

Tendo, por base, a fiabilidade necessária para as estruturas classificadas como classe de importância IV, conclui-se que esta metodologia de dimensionamento que permite a exploração dos sistemas fungiformes na resistência à ação sísmica, estabelece alguns requisitos de elevada exigência para a adoção destas soluções estruturais em zonas de sismicidade elevada.

Todavia, face ao limitado conhecimento relativo ao comportamento dos sistemas fungiformes, é necessário adotar metodologias de dimensionamento conservadoras de modo a dotar estes sistemas de um desempenho adequado sob os efeitos induzidos pelos sismos. Importa ainda referir que, a consideração destes sistemas como elementos sísmicos secundários conduz a metodologias de dimensionamento que poderão ser ainda mais gravosas que as apresentadas nesta dissertação.

Tal como referido anteriormente, a NP EN 1998-1:2010 [1] não contempla a participação do sistema de lajes fungiformes na resistência aos sismos como elemento sísmico primário, embora não o proíba. Na opção de considerar os sistemas fungiformes como elementos sísmicos secundários, estes sistemas deverão ser dimensionados e pormenorizados para os efeitos das cargas gravíticas quando sujeitos às deformações máximas durante a situação de projeto sísmica, situação que é, como referido, muito exigente.

Desenvolvimentos futuros

Embora se tenha desenvolvido investigação no domínio do comportamento sísmico dos sistemas fungiformes, constata-se que ainda não existe um conhecimento adequado do desempenho deste tipo de estruturas, pelo que será necessário progredir na investigação nomeadamente no que se refere:

- à avaliação da capacidade da ligação pilar-laje ao corte sob efeito de ações cíclicas que desenvolvam deformações plásticas significativas;
- à ductilidade da ligação pilar-laje com e sem armaduras transversais;
- à avaliação do comportamento do sistema com lajes de espessura média e elevada, uma vez que parte relevante dos estudos publicados se referem a lajes de pequena espessura que dificilmente traduzem o comportamento das lajes usadas nos edifícios de serviços;
- ao desenvolvimento de metodologias de dimensionamento com base nos resultados obtidos através de estudos anteriores.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Eurocódigo NP EN1998-1:2010 – *Projecto de Estruturas para Resistência aos sismos – Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios*, 2010.
- [2] Instituto Superior Técnico, *Especificações Técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares - E.T.05/2020*, 2020.
- [3] Eurocódigo NP EN1992-1-1:2010 – *Projecto de Estruturas de betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, 2010.
- [4] Lima A., Gomes G., Melo C., Melo G., *Estudo Experimental e Analítico de Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado Utilizando Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como Armadura de Cisalhamento*, CILAMCE 2016.
- [5] Costa, A., *Apontamentos de apoio às aulas de Estruturas de Betão II*, IST, 2013/2014
- [6] Appleton J., *Estruturas de Betão*, Volume 2, Costa A.: Capítulo 10 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, 1ª Edição, Edições Orion, Lisboa, 2013.
- [7] A. Almeida, M. Inácio, *Punçoamento de Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas – Relatório 11, Projeto F.L.A.T.*, 2014.
- [8] Husain M., Eisa A., Roshdy R., *Alternatives to Enhance Flat Slab Ductility*, International Journal of Concrete Structures and Materials, Publicado a 28 de Fevereiro de 2017.
- [9] ACI Committee 318 (2005), *Building Code Requirements of Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 48331.
- [10] Pan, A., and Moehle, J. P., *Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates*, ACI Structural Journal, V. 86, No. 3, Maio - Junho, 1989, pp. 250-258.
- [11] NP EN 206-1:2007 – *Betão - Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade*, 2007.
- [12] Fédération Internationale du Béton (*fib*), *Model Code 2010 – First complete draft*, fédération internationale du béton, Bulletin 56, Lausannem Switzerland, vol. 2, 2010
- [13] FERCA Construções Racionalizadas e Estruturas, *Manual Técnico - Sistema COBIAX*, V.01/2011.
- [14] FERCA Construções Racionalizadas e Estruturas, *Ficha Técnica – COBIAX CBCM-S-200*, Referência: FT/45.06/v01, Emitido a 26 de Setembro de 2011.
- [15] Eurocódigo NP EN1990:2009 – *Bases para o projeto de estruturas*, 2009.

ANEXOS

Anexo A – Espectros de resposta

Apresenta-se, em seguida, os valores dos períodos de vibração e das respectivas acelerações espectrais de cálculo, que definem os espectros de resposta, para o sismo tipo 1, as zonas sísmicas 1.1 a 1.5, terreno do tipo B, coeficiente de comportamento 2.5 e para classe de importância II.

Tabela 0.1 - Períodos de vibração e acelerações espectrais de cálculo, para a classe de importância II.

Zona Sísmica 1.1		Zona Sísmica 1.2		Zona Sísmica 1.3		Zona Sísmica 1.4		Zona Sísmica 1.5	
T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)
0.000	1.9583	0.0000	1.6444	0.000	1.2917	0.000	0.9000	0.000	0.5400
0.035	2.3010	0.0350	1.9322	0.035	1.5177	0.035	1.0575	0.035	0.6345
0.065	2.5948	0.0650	2.1789	0.065	1.7115	0.065	1.1925	0.065	0.7155
0.100	2.9375	0.1000	2.4667	0.100	1.9375	0.100	1.3500	0.100	0.8100
0.600	2.9375	0.6000	2.4667	0.600	1.9375	0.600	1.3500	0.600	0.8100
0.850	2.0735	0.8500	1.7412	0.850	1.3676	0.850	0.9529	0.850	0.5718
1.000	1.7625	1.0000	1.4800	1.000	1.1625	1.000	0.8100	1.000	0.4860
1.060	1.6627	1.0600	1.3962	1.060	1.0967	1.060	0.7642	1.060	0.4585
1.100	1.6023	1.1000	1.3455	1.100	1.0568	1.100	0.7364	1.100	0.4418
1.155	1.5260	1.1550	1.2814	1.155	1.0065	1.155	0.7013	1.155	0.4208
1.200	1.4688	1.2000	1.2333	1.200	0.9688	1.200	0.6750	1.200	0.4050
1.215	1.4506	1.2150	1.2181	1.215	0.9568	1.215	0.6667	1.215	0.4000
1.300	1.3558	1.3000	1.1385	1.300	0.8942	1.300	0.6231	1.300	0.3738
1.500	1.1750	1.5000	0.9867	1.500	0.7750	1.500	0.5400	1.500	0.3240
1.800	0.9792	1.8000	0.8222	1.800	0.6458	1.800	0.4500	1.800	0.2700
2.000	0.8813	2.0000	0.7400	2.000	0.5813	2.000	0.4050	2.000	0.2430
2.500	0.5640	2.5000	0.4736	2.500	0.3720	2.500	0.2592	2.500	0.1555
2.660	0.5000	2.6600	0.4183	2.660	0.3286	2.660	0.2290	2.660	0.1374
2.725	0.5000	2.7250	0.4000	2.725	0.3131	2.725	0.2182	2.725	0.1309
2.785	0.5000	2.7850	0.4000	2.785	0.3000	2.785	0.2089	2.785	0.1253
2.850	0.5000	2.8500	0.4000	2.850	0.3000	2.850	0.2000	2.850	0.1200
3.000	0.5000	3.0000	0.4000	3.000	0.3000	3.000	0.2000	3.000	0.1200

Apresenta-se, em seguida, os valores dos períodos de vibração e das respectivas acelerações espectrais de cálculo, que definem os espectros de resposta, para o sismo tipo 1, as zonas sísmicas 1.1 a 1.5, terreno do tipo B, coeficiente de comportamento 2.5 e para classe de importância IV.

Tabela 0.2 - Períodos de vibração e acelerações espectrais de cálculo, para a classe de importância IV.

Zona Sísmica 1.1		Zona Sísmica 1.2		Zona Sísmica 1.3		Zona Sísmica 1.4		Zona Sísmica 1.5	
T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)	T (s)	S _a (m/s ²)
0.000	3.2663	0.000	2.6435	0.000	2.2055	0.000	1.6190	0.000	1.0427
0.035	3.8188	0.035	3.0906	0.035	2.5786	0.035	1.8928	0.035	1.2191
0.065	4.3063	0.065	3.4852	0.065	2.9078	0.065	2.1345	0.065	1.3747
0.100	4.8750	0.100	3.9455	0.100	3.2918	0.100	2.4164	0.100	1.5563
0.600	4.8750	0.600	3.9455	0.600	3.2918	0.600	2.4164	0.600	1.5563
0.850	3.4412	0.850	2.7851	0.850	2.3237	0.850	1.7057	0.850	1.0986
1.000	2.9250	1.000	2.3673	1.000	1.9751	1.000	1.4498	1.000	0.9338
1.060	2.7594	1.060	2.2333	1.060	1.8633	1.060	1.3678	1.060	0.8809
1.100	2.6591	1.100	2.1521	1.100	1.7956	1.100	1.3180	1.100	0.8489
1.155	2.5325	1.155	2.0496	1.155	1.7100	1.155	1.2553	1.155	0.8085
1.200	2.4375	1.200	1.9728	1.200	1.6459	1.200	1.2082	1.200	0.7781
1.215	2.4074	1.215	1.9484	1.215	1.6256	1.215	1.1933	1.215	0.7685
1.300	2.2500	1.300	1.8210	1.300	1.5193	1.300	1.1153	1.300	0.7183
1.500	1.9500	1.500	1.5782	1.500	1.3167	1.500	0.9666	1.500	0.6225
1.800	1.6250	1.800	1.3152	1.800	1.0973	1.800	0.8055	1.800	0.5188
2.000	1.4625	2.000	1.1837	2.000	0.9876	2.000	0.7249	2.000	0.4669
2.500	0.9750	2.500	0.7800	2.500	0.6320	2.500	0.4639	2.500	0.2988
2.660	0.9750	2.660	0.7800	2.660	0.5850	2.660	0.4098	2.660	0.2639
2.725	0.9750	2.725	0.7800	2.725	0.5850	2.725	0.3905	2.725	0.2515
2.785	0.9750	2.785	0.7800	2.785	0.5850	2.785	0.3900	2.785	0.2408
2.850	0.9750	2.850	0.7800	2.850	0.5850	2.850	0.3900	2.850	0.2340
3.000	0.9750	3.000	0.7800	3.000	0.5850	3.000	0.3900	3.000	0.2340

Anexo B – Fatores de participação modal

Apresenta-se, em seguida, os primeiros 6 modos de vibração, respectivos períodos e as percentagens de participação de massa resultantes da análise modal dos três edifícios.

Tabela 0.3 - Fatores de participação modal da estrutura 1.

Modos de Vibração	Estrutura 1 (30%)			
	T(s)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	ΣR_z (%)
1	1.23	0.0	85.0	0.0
2	1.06	81.0	85.0	0.0
3	0.97	81.0	85.0	81.0
4	0.39	81.0	95.0	81.0
5	0.32	93.0	95.0	81.0
6	0.30	93.0	95.0	93.0

Tabela 0.4 - Fatores de participação modal da estrutura 2.

Modos de Vibração	Estrutura 2 (50%)			
	T(s)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	ΣR_z (%)
1	1.24	0.0	85.0	0.0
2	1.15	85.0	85.0	0.0
3	1.04	85.0	85.0	85.0
4	0.40	85.0	95.0	85.0
5	0.37	95.0	95.0	85.0
6	0.33	95.0	95.0	95.0

Tabela 0.5 - Fatores de participação modal da estrutura 3.

Modos de Vibração	Estrutura 3 (60%)			
	T(s)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	ΣR_z (%)
1	1.26	0.0	85.0	0.0
2	1.22	85.0	85.0	0.0
3	1.10	85.0	85.0	85.0
4	0.40	85.0	95.0	85.0
5	0.39	95.0	95.0	85.0
6	0.36	95.0	95.0	95.0

Verifica-se que, em todas as estruturas, o primeiro modo de vibração está associado à translação segundo Y, o segundo modo de vibração está associado à translação segundo X e o terceiro modo de vibração está associado à rotação.

Uma vez que os cálculos foram feitos para a direção X, considerou-se, nesta dissertação, os períodos fundamentais correspondentes à translação segundo X, correspondendo ao segundo modo de vibração.

Anexo C – Efeitos acidentais de torção

Apresenta-se, em seguida, as forças de inércia e momentos acidentais de torção, calculados para cada estrutura, classe de importância e zona sísmica.

Tabela 0.6 - Massa dos pisos e excentricidade acidental.

Pisos	Área (m ²)	P _{sd} (kN/m ²)	P _{sd} (kN)	Massa dos pisos (ton)	e _{ai} (m)
1 a 5	1155	11.5	13276	1355	1.50

Tabela 0.7 - Força de corte basal da estrutura 1 (30%), na direção X, classe de importância II.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
F _{b,x} [kN]	9524	7995	6283	4377	2637

Tabela 0.8 - Forças de inércia e respectivos momentos acidentais de torção da estrutura 1 (30%).
Classe Importância II.

		Estrutura 1 (30%) – Classe de Importância II									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]
Pisos	1	635	952	533	800	419	628	292	438	176	264
	2	1270	1905	1066	1599	838	1257	584	875	352	527
	3	1905	2857	1599	2399	1257	1885	875	1313	527	791
	4	2540	3810	2132	3198	1676	2513	1167	1751	703	1055
	Cobertura	3175	4762	2665	3998	2094	3142	1459	2188	879	1318

Tabela 0.9 - Força de corte basal da estrutura 1 (30%), na direção X, classe de importância IV.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
F _{b,x} [kN]	15891	12877	10716	7839	5072

Tabela 0.10 - Forças de inércia e respectivos momentos acidentais de torção da estrutura 1 (30%).
Classe Importância IV.

		Estrutura 1 (30%) – Classe de Importância IV									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]	F _{ix} [kN]	M _{aiX} [kNm]
Pisos	1	1059	1589	858	1288	714	1072	523	784	338	507
	2	2119	3178	1717	2575	1429	2143	1045	1568	676	1014
	3	3178	4767	2575	3863	2143	3215	1568	2352	1014	1522
	4	4238	6356	3434	5151	2858	4286	2091	3136	1353	2029
	Cobertura	5297	7946	4292	6439	3572	5358	2613	3920	1691	2536

Tabela 0.11 - Força de corte basal da estrutura 2 (50%), na direção X, classe de importância II.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
F_{b,x} [kN]	9137	7619	5993	4181	2418

Tabela 0.12 - Forças de inércia e respetivos momentos acidentais de torção da estrutura 2 (50%).
Classe Importância II.

		Estrutura 2 (50%) – Classe de Importância II									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]
Pisos	1	609	914	508	762	400	599	279	418	161	242
	2	1218	1827	1016	1524	799	1199	558	836	322	484
	3	1827	2741	1524	2286	1199	1798	836	1254	484	725
	4	2437	3655	2032	3048	1598	2397	1115	1673	645	967
	Cobertura	3046	4568	2540	3810	1998	2997	1394	2091	806	1209

Tabela 0.13 - Força de corte basal da estrutura 2 (50%), na direção X, classe de importância IV.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
F_{b,x} [kN]	14567	12216	10237	7489	4664

Tabela 0.14 - Forças de inércia e respetivos momentos acidentais de torção da estrutura 2 (50%).
Classe Importância IV.

		Estrutura 2 (50%) – Classe de Importância IV									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]
Pisos	1	971	1457	814	1222	682	1024	499	749	311	466
	2	1942	2913	1629	2443	1365	2047	999	1498	622	933
	3	2913	4370	2443	3665	2047	3071	1498	2247	933	1399
	4	3884	5827	3258	4886	2730	4095	1997	2996	1244	1865
	Cobertura	4856	7283	4072	6108	3412	5119	2496	3745	1555	2332

Tabela 0.15 - Força de corte basal da estrutura 3 (60%), na direção X, classe de importância II.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
F_{b,x} [kN]	8354	7013	5509	3839	2303

Tabela 0.16 - Forças de inércia e respectivos momentos acidentais de torção da estrutura 3 (60%).
Classe Importância II.

		Estrutura 3 (60%) – Classe de Importância II									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]
Pisos	1	557	835	468	701	367	551	256	384	154	230
	2	1114	1671	935	1403	735	1102	512	768	307	461
	3	1671	2506	1403	2104	1102	1653	768	1152	461	691
	4	2228	3342	1870	2805	1469	2204	1024	1535	614	921
	Cobertura	2785	4177	2338	3506	1836	2754	1280	1919	768	1152

Tabela 0.17 - Força de corte basal da estrutural 3 (60%), na direção X, classe de importância IV.

	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
$F_{b,x}$ [kN]	13818	11218	9360	6869	4425

Tabela 0.18 - Forças de inércia e respectivos momentos acidentais de torção da estrutura 3 (60%).
Classe Importância IV.

		Estrutura 3 (60%) – Classe de Importância IV									
		Zona sísmica 1.1		Zona sísmica 1.2		Zona sísmica 1.3		Zona sísmica 1.4		Zona sísmica 1.5	
		F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]	F_{ix} [kN]	M_{aiX} [kNm]
Pisos	1	921	1382	748	1122	624	936	458	687	295	442
	2	1842	2764	1496	2244	1248	1872	916	1374	590	885
	3	2764	4145	2244	3365	1872	2808	1374	2061	885	1327
	4	3685	5527	2991	4487	2496	3744	1832	2748	1180	1770
	Cobertura	4606	6909	3739	5609	3120	4680	2290	3434	1475	2212

Anexo D – Estado de limitação de danos

Apresenta-se, em seguida, os deslocamentos elásticos, segundo X, obtidos para cada estrutura, classe de importância e zona sísmica.

Tabela 0.19 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 1.

Piso	d _e [mm]									
	Classe de Importância II					Classe de Importância IV				
	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
1	11.3	9.5	7.4	5.2	3.1	18.8	15.3	12.7	9.3	6.0
2	28.5	23.9	18.8	13.1	7.8	47.3	38.5	32.0	23.4	15.1
3	45.0	37.7	29.7	20.6	12.4	74.7	60.8	50.6	37.0	23.8
4	58.1	48.7	38.3	26.7	16.0	96.5	78.5	65.4	47.8	30.8
Cobertura	67.0	56.3	44.2	30.8	18.5	111.3	90.6	75.4	55.2	35.5

Tabela 0.20 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 2.

Piso	d _e [mm]									
	Classe de Importância II					Classe de Importância IV				
	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
1	15.7	13.1	10.3	7.2	4.3	25.3	21.0	17.6	12.9	8.2
2	35.3	29.4	23.1	16.1	9.6	56.7	47.1	39.5	28.9	18.5
3	52.3	43.6	34.3	23.9	14.3	84.1	69.9	58.6	42.8	27.5
4	64.9	54.1	42.5	29.7	17.7	104.3	86.7	72.7	53.2	34.1
Cobertura	72.2	60.2	47.4	33.0	19.7	116.2	96.5	80.9	59.2	38.0

Tabela 0.21 - Deslocamentos elásticos, segundo X, da estrutura 3.

Piso	d _e [mm]									
	Classe de Importância II					Classe de Importância IV				
	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5	Zona sísmica 1.1	Zona sísmica 1.2	Zona sísmica 1.3	Zona sísmica 1.4	Zona sísmica 1.5
1	17.2	14.5	11.4	7.9	4.7	28.4	23.2	19.4	14.2	9.2
2	37.5	31.7	24.9	17.3	10.4	62.1	50.6	42.4	31.0	20.2
3	55.3	46.4	36.5	25.4	15.2	91.0	74.3	62.2	45.5	29.6
4	68.3	57.3	45.1	31.4	18.8	112.4	91.7	76.9	56.2	36.6
Cobertura	75.8	63.7	50.0	34.9	20.8	124.8	101.8	85.3	62.4	40.6

Anexo E – Esforços e armaduras de flexão

Apresentam-se, em seguida, as tabelas com os cálculos intermédios das armaduras de flexão.

Tabela 0.22 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 1 para classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As^{FC} [cm ² /m]	As^{beff} [cm ² /m]	$As^{adj.}$ [cm ² /m]	$As^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	As_{sis}^{beff} [cm ² /m]	As^{beff} adop.	As^{beff} adop. [cm ² /m]	As_{beff}^{-} adop.	As_{beff}^{-} adop. [cm ² /m]
1.1	576	442	1019	240	0.133	0.146	20.15	30.58	15.0	φ20//0.20	412	0.229	0.275	37.95	φ25//0.125	39.27	φ16//0.125	16.08
1.2	484		926	218	0.121	0.132	18.22	27.65	13.6	φ16//0.15	345	0.192	0.220	30.36	φ20//0.10	31.42	φ16//0.15	13.40
1.3	380		822	193	0.107	0.115	15.87	24.09	11.8	φ12//0.175	271	0.151	0.167	23.05	φ20//0.125	25.13	φ16//0.20	10.05
1.4	264		707	166	0.092	0.096	13.25	20.11	9.9	φ16//0.20	189	0.105	0.112	15.46	φ20//0.15	20.94	φ12//0.125	9.05
1.5	160		602	142	0.079	0.084	11.59	17.60	8.6	φ12//0.125	114	0.063	0.066	9.11	φ20//0.175	17.95	φ12//0.15	7.54

Tabela 0.23 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 1 para classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As^{FC} [cm ² /m]	As^{beff} [cm ² /m]	$As^{adj.}$ [cm ² /m]	$As^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	As_{sis}^{beff} [cm ² /m]	As^{beff} adop.	As^{beff} adop. [cm ² /m]	As_{beff}^{-} adop.	As_{beff}^{-} adop. [cm ² /m]
1.1	952	442	1394	328	0.182	0.210	28.98	43.99	21.6	-	680	0.378	0.570	78.66	-	-	-	-
1.2	779		1221	287	0.160	0.179	24.70	37.49	18.4	-	556	0.309	0.410	56.58	-	-	-	-
1.3	648		1090	257	0.143	0.155	21.39	32.47	15.9	φ20//0.20	463	0.257	0.320	44.16	φ25//0.11	44.63	φ20//0.175	17.95
1.4	474		917	216	0.120	0.131	18.08	27.44	13.5	φ16//0.15	339	0.188	0.219	30.22	φ20//0.10	31.42	φ16//0.15	13.40
1.5	306		749	176	0.098	0.107	14.77	22.41	11.0	φ16//0.175	219	0.122	0.133	18.35	φ20//0.125	22.41	φ12//0.15	7.54

Tabela 0.24 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 2 para classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	$A_s^{adj.}$ [cm ² /m]	$A_s^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	A_s^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	A_s^{beff} adop. [cm ² /m]	A_s^{-beff} adop.	A_s^{-beff} adop. [cm ² /m]
1.1	620	442	1063	250	0.139	0.155	21.39	32.47	15.9	φ16//0.125	443	0.246	0.300	41.4	φ25//0.125	39.27	φ16//0.125	16.08
1.2	517		960	226	0.125	0.137	18.91	28.70	14.1	φ16//0.125	370	0.205	0.240	33.12	φ25//0.15	32.72	φ16//0.125	13.40
1.3	407		849	200	0.111	0.120	16.56	25.14	12.3	φ16//0.15	290	0.161	0.180	24.84	φ20//0.125	25.13	φ16//0.15	10.05
1.4	283		726	171	0.095	0.100	13.80	20.95	10.3	φ16//0.20	202	0.112	0.120	16.56	φ20//0.15	20.95	φ16//0.20	9.05
1.5	171		614	144	0.080	0.085	11.73	17.80	8.7	φ12//0.125	122	0.068	0.066	9.11	φ20//0.175	17.95	φ12//0.125	7.54

Tabela 0.25 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 2 para classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	A_s^{FC} [cm ² /m]	A_s^{beff} [cm ² /m]	$A_s^{adj.}$ [cm ² /m]	$A_s^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	A_s^{beff} [cm ² /m]	A_s^{beff} adop.	A_s^{beff} adop. [cm ² /m]	A_s^{-beff} adop.	A_s^{-beff} adop. [cm ² /m]
1.1	1021	442	1464	344	0.191	0.219	30.22	45.87	22.5	-	729	0.405	0.560	77.28	-	-	-	-
1.2	829		1271	299	0.166	0.185	25.53	38.75	19.0	-	592	0.329	0.456	62.93	-	-	-	-
1.3	695		1138	268	0.149	0.167	23.05	34.98	17.2	φ20//0.175	497	0.276	0.355	48.99	φ25//0.10	49.09	φ20//0.15	19.64
1.4	508		951	224	0.124	0.139	19.18	29.12	14.3	φ20//0.20	363	0.202	0.233	32.15	φ25//0.15	32.72	φ16//0.15	13.09
1.5	329		772	182	0.101	0.107	14.77	22.41	11.0	φ12//0.10	235	0.131	0.143	19.73	φ20//0.125	25.13	φ16//0.20	10.05

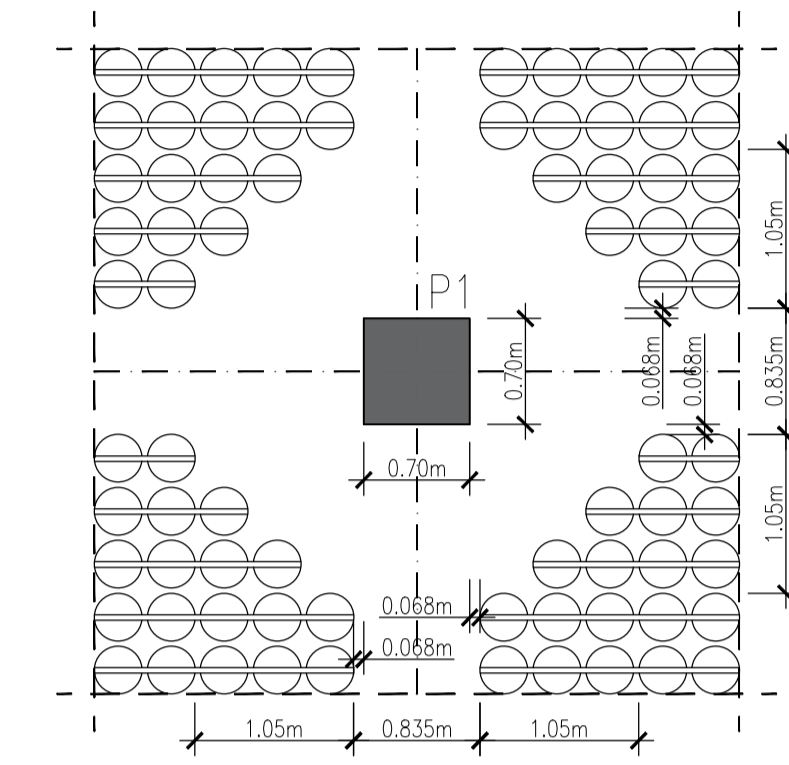
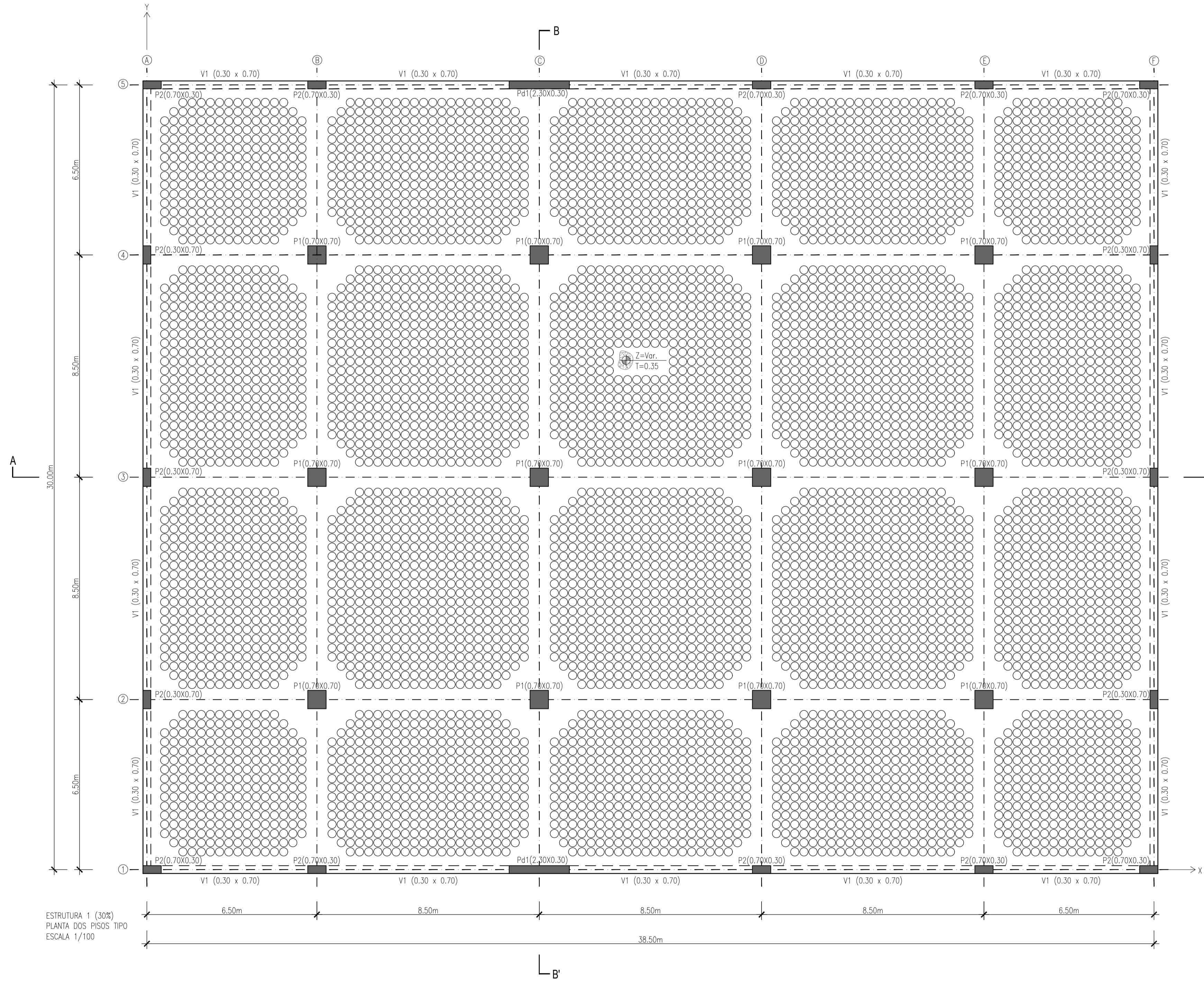
Tabela 0.26 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 3 para classe de importância II.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As^{FC} [cm ² /m]	As^{beff} [cm ² /m]	$As^{adj.}$ [cm ² /m]	$As^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	As_{sis}^{beff} [cm ² /m]	As^{beff} adop.	As^{beff} adop. [cm ² /m]	As_{beff}^{-} adop.	As_{beff}^{-} adop. [cm ² /m]
1.1	643	442	1085	255	0.142	0.158	21.80	33.10	16.3	φ25//0.175	459	0.255	0.315	43.47	φ25//0.10	49.09	φ16//0.10	20.11
1.2	540		982	231	0.128	0.143	19.73	29.95	14.7	φ25//0.20	385	0.214	0.250	34.50	φ25//0.125	39.27	φ16//0.125	16.08
1.3	424		866	204	0.113	0.122	16.84	25.55	12.6	φ20//0.15	303	0.168	0.190	26.22	φ20//0.125	25.13	φ16//0.20	10.05
1.4	295		738	174	0.096	0.100	13.80	20.95	10.3	φ20//0.20	211	0.117	0.130	17.94	φ20//0.15	20.94	φ12//0.125	9.05
1.5	184		626	147	0.082	0.086	11.87	18.01	8.8	φ16//0.15	131	0.073	0.077	10.63	φ20//0.175	17.95	φ12//0.15	7.54

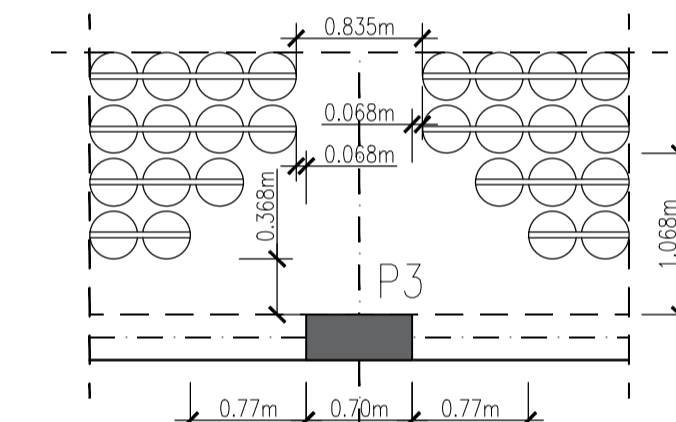
Tabela 0.27 - Esforços e armaduras de flexão da estrutura 3 para classe de importância IV.

Zona Sísmica	M_{sis} [kNm]	M_{qp}^{FC} [kNm]	M_{sd} [kNm]	m_{sd} [kNm/m]	μ	ω	As^{FC} [cm ² /m]	As^{beff} [cm ² /m]	$As^{adj.}$ [cm ² /m]	$As^{adj.}$ adop.	m_{sis}^{beff} [kNm/m]	μ	ω	As_{sis}^{beff} [cm ² /m]	As^{beff} adop.	As^{beff} adop. [cm ² /m]	As_{beff}^{-} adop.	As_{beff}^{-} adop. [cm ² /m]
1.1	1091	442	1533	361	0.200	0.233	32.15	48.81	24.0	-	779	0.433	0.680	93.84	-	-	-	-
1.2	861		1303	307	0.170	0.192	26.50	40.22	19.8	-	615	0.342	0.478	65.96	-	-	-	-
1.3	723		1165	274	0.152	0.168	23.18	35.19	17.3	φ20//0.175	516	0.287	0.365	50.37	φ25//0.10	49.09	φ20//0.15	20.94
1.4	527		970	228	0.127	0.140	19.32	29.33	14.4	φ20//0.20	377	0.209	0.245	33.81	φ25//0.15	32.72	φ16//0.15	13.40
1.5	358		800	188	0.105	0.111	15.32	23.25	11.4	φ16//0.175	256	0.142	0.156	21.53	φ25//0.20	24.54	φ12//0.125	9.05

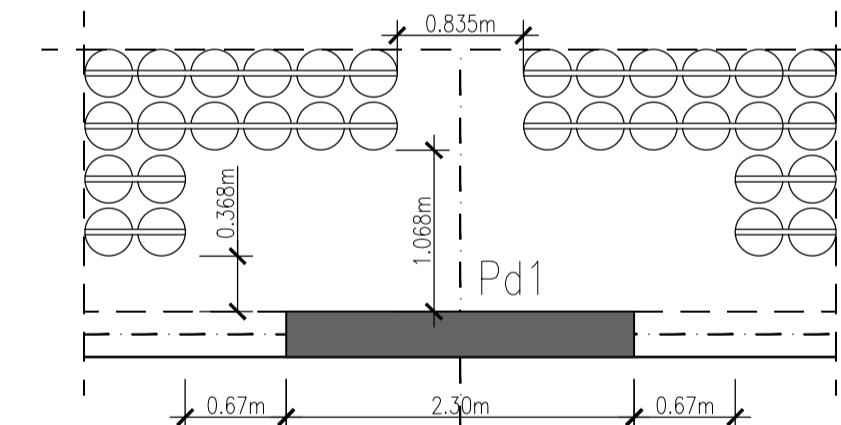
Anexo F – Desenhos



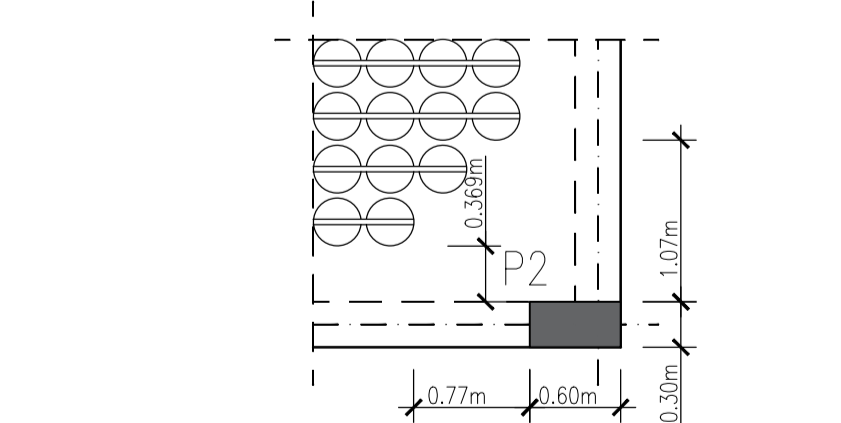
PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALGERAMENTOS JUNTO DOS PILARES INTERIORES
ESCALA 1/50



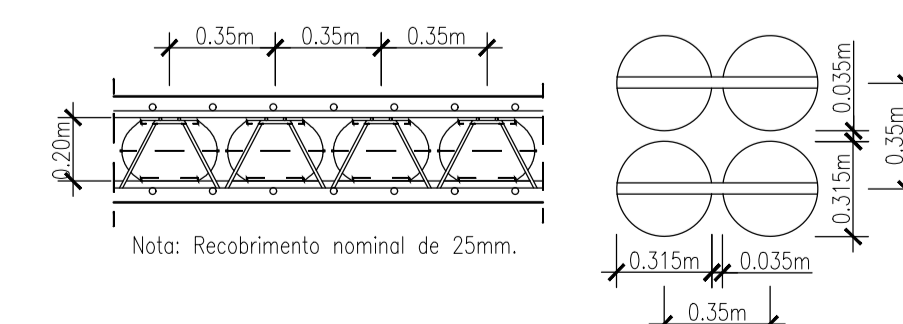
PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALGERAMENTOS JUNTO DOS PILARES P3 DE BORDO
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALGERAMENTOS JUNTO DAS PAREDES Pd1
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALGERAMENTOS JUNTO DOS PILARES DE CANTO
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALGERAMENTOS (COBIAX S200)
ESCALA 1/25

PILARES	DIMENSÕES		ESQUEMA
	A (m)	B (m)	
P1	0.70	0.70	<p>"A" - MAIOR DIMENSÃO EM PLANTA "B" - MENOR DIMENSÃO EM PLANTA</p>
P2	0.70	0.30	
Pd1	2.30	0.30	

AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

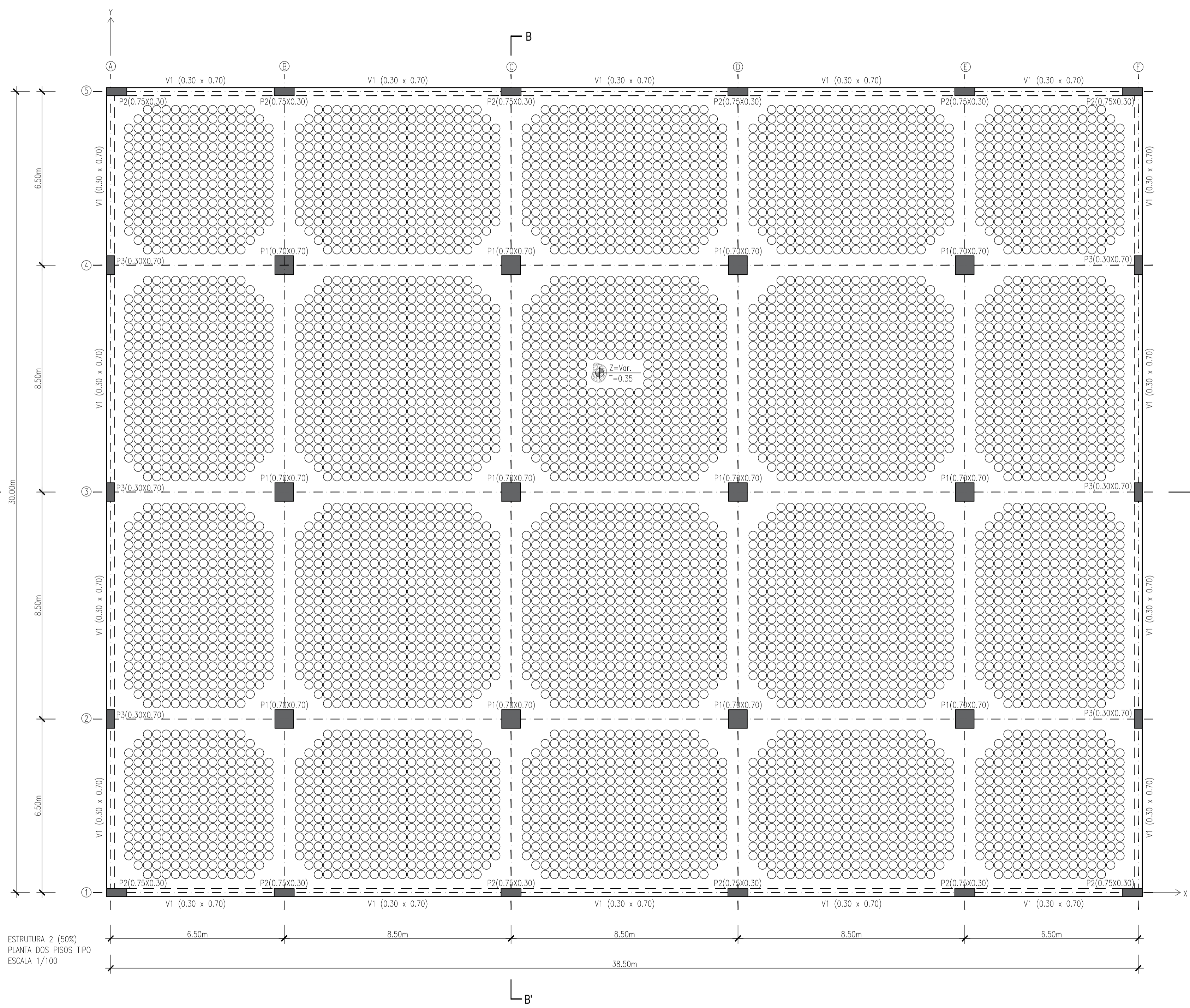
COBERTURA:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²
PISO 1 AO PISO 4:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²

QUADRO DE MATERIAIS

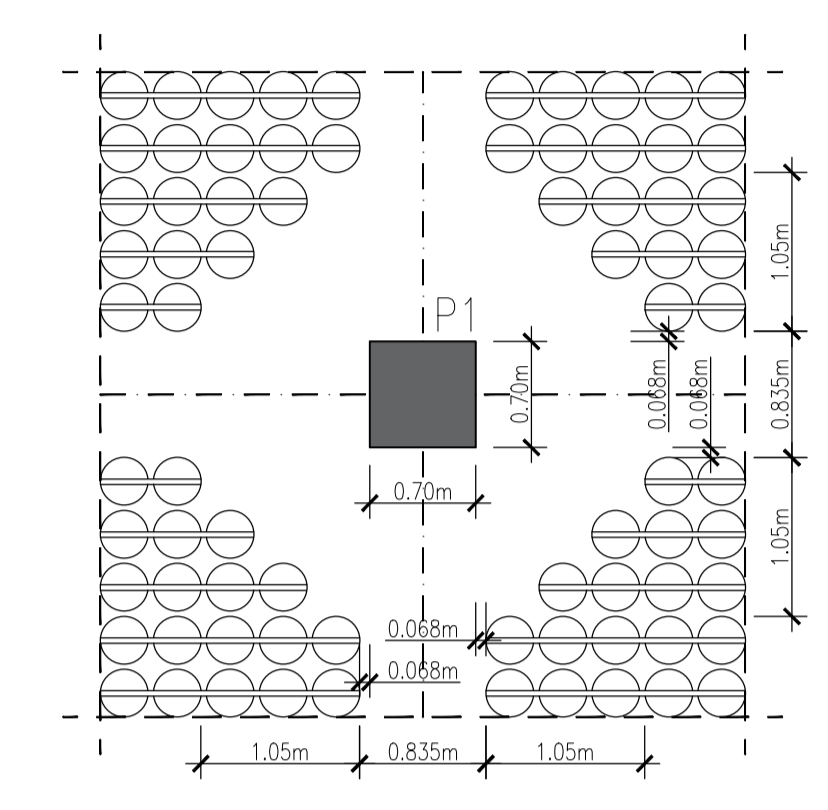
BETÃO	
VIGAS:	C30/37
PILARES / PAREDES:	C30/37
LAIAS:	C30/37
ARMADURAS	
ARMADURAS EM VARÃO:	A500 NR SD

LEGENDA:	
■ PILAR / PAREDE	
NOMENCLATURA DOS PILARES PH (LARGURA x ALTURA) (p ex. P1 (0.30x0.70))	
NOMENCLATURA DAS LAIAS Z (COTA DO TOSCO) T (ESPESSURA DA LAJE)	
Nota: As plantas representam os pisos tipo. As cotas do toco das lajes de cada piso são apresentadas nos cortes das respetivas estruturas.	
NOMENCLATURA DAS VIGAS V (N ^o x N ^o - V N ^o DE VIGA - LARGURA x ALTURA) (p ex. V1 (0.30x0.70))	

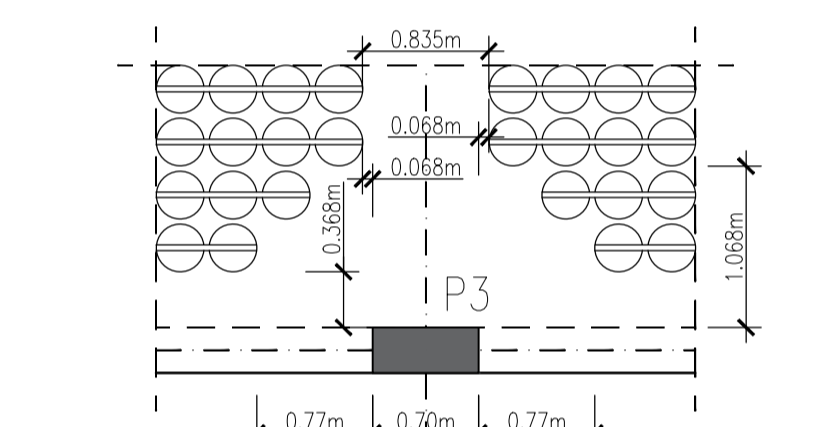
CLIENTE:	INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
ESPECIALIDADE:	ESTRUTURA
FASE:	ESTUDO PRÉVIO
TÍTULO:	ESTRUTURA 1 (30%) - GEOMETRIA - PLANTA DOS PISOS TIPO
DATA:	OUTUBRO 2021
ESCALAS:	INDICADAS
PROJETOU:	85633 - JAIME ALEXANDRE ISAIAS PINTO
DESENHO Nº:	1



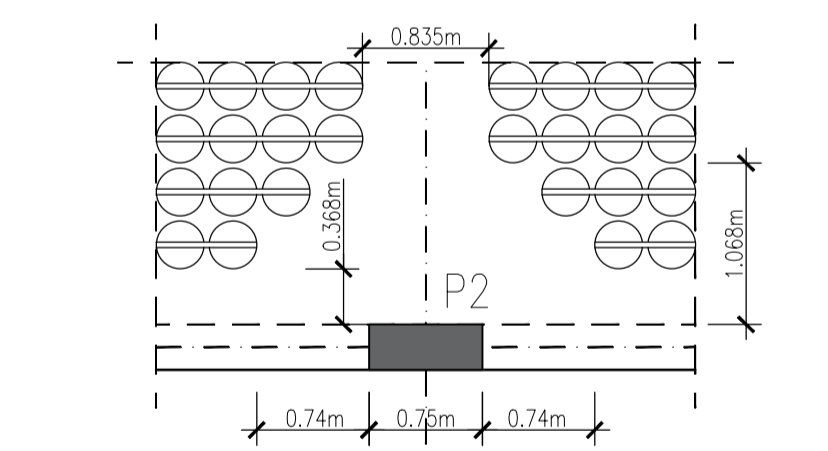
ESTRUTURA 2 (50%)
PLANTA DOS PISOS TIPO
ESCALA 1/100



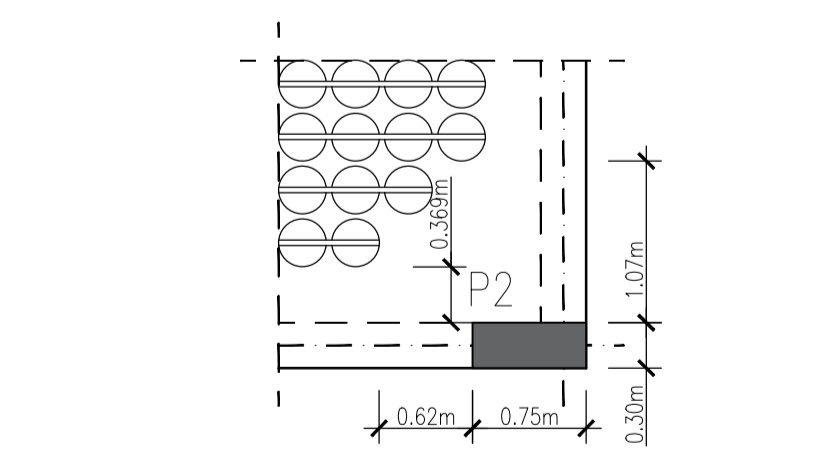
PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES INTERIORES
ESCALA 1/50



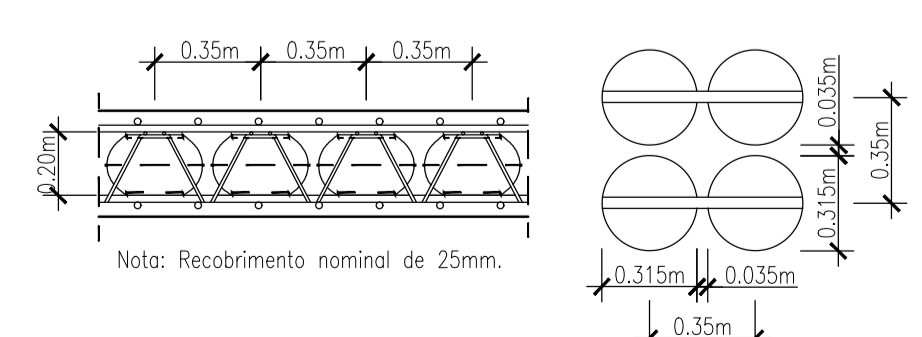
PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES P3 DE BORDO
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES P2 DE BORDO
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES DE CANTO
ESCALA 1/50



PORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS (COBIAX S200)
ESCALA 1/25

PILARES	DIMENSÕES		ESQUEMA
	A (m)	B (m)	
P1	0.70	0.70	<p>"A" - MAIOR DIMENSÃO EM PLANTA "B" - MENOR DIMENSÃO EM PLANTA</p>
P2	0.75	0.30	
P3	0.70	0.30	

AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

COBERTURA:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²
PISO 1 AO PISO 4:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²

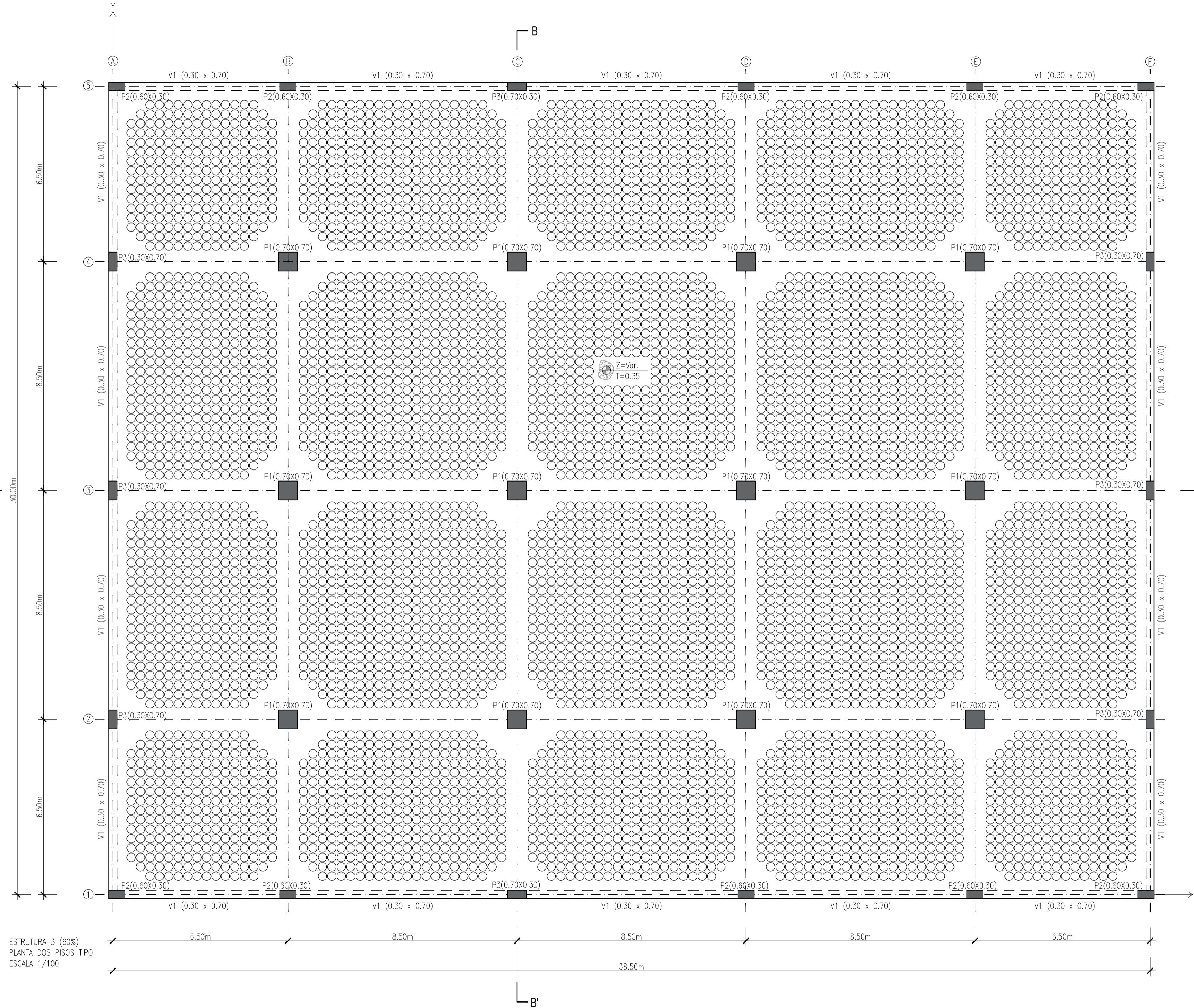
QUADRO DE MATERIAIS

BETÃO	
VIGAS:	C30/37
PILARES / PAREDES:	C30/37
LAJES:	C30/37
ARMADURAS	
ARMADURAS EM VARÃO:	A500 NR SD

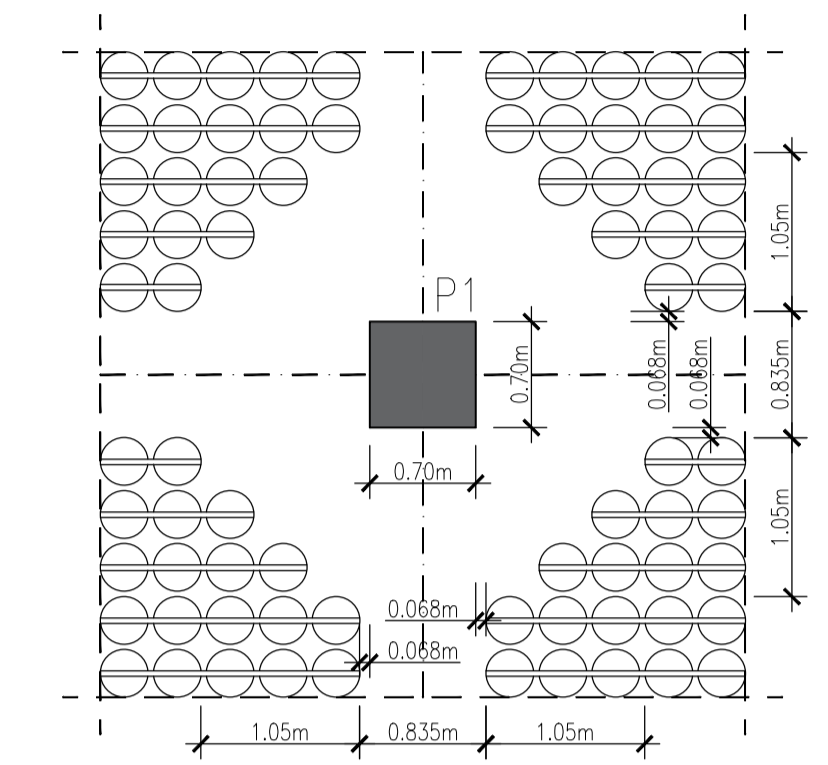
LEGENDA:
 PILAR / PAREDE
 NOMENCLATURA DOS PILARES | PH (LARGURA x ALTURA) (ex: P1 (0.30x0.70))

NOMENCLATURA DAS LAJES | Z (COTA DO TOSCO) | T (ESPESSURA DA LAJE)
 Nota: As plantas representam os pisos tipo. As cotas do toco das lajes de cada piso são apresentadas nos cortes das respetivas estruturas.

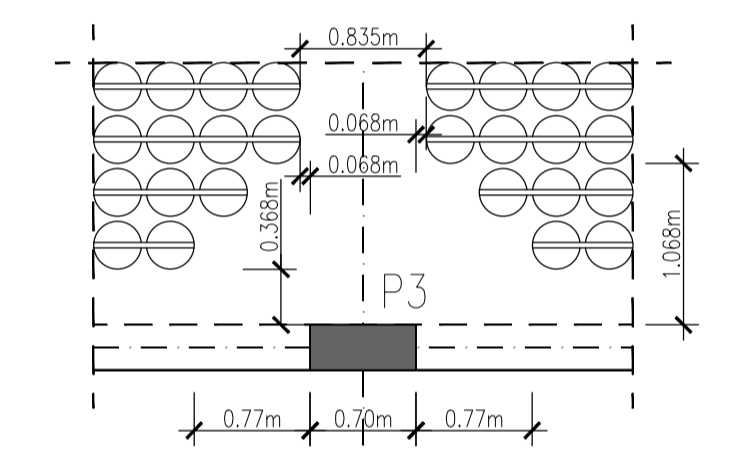
CLIENTE:	INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
ESPECIALIDADE:	ESTRUTURA
FASE:	ESTUDO PRÉVIO
TÍTULO:	ESTRUTURA 2 (50%) - GEOMETRIA - PLANTA DOS PISOS TIPO
DATA:	OUTUBRO 2021
ESCALAS:	INDICADAS
PROJETOU:	85633 - JAIME ALEXANDRE ISAIAS PINTO
DESENHO Nº:	2



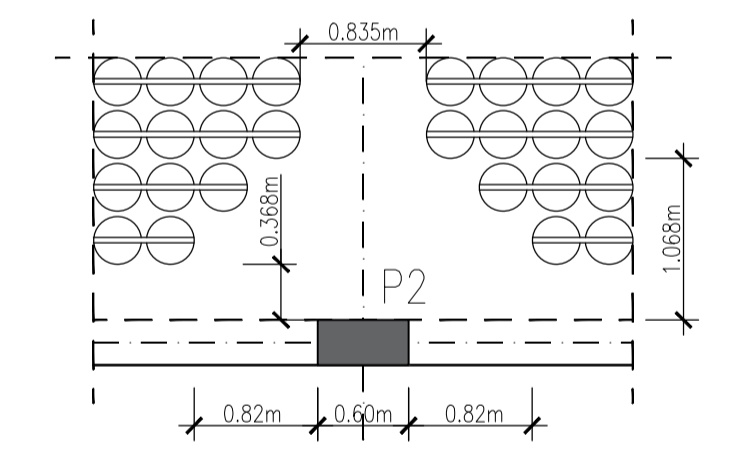
ESTRUTURA 3 (60%)
PLANTA DOS PISOS TIPO
ESCALA 1/100



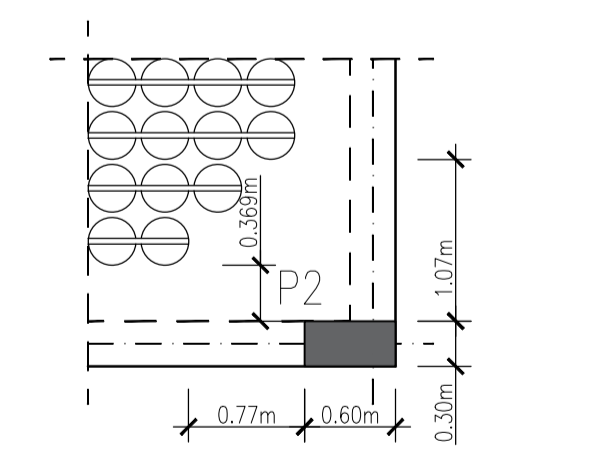
FORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES INTERIORES
ESCALA 1/50



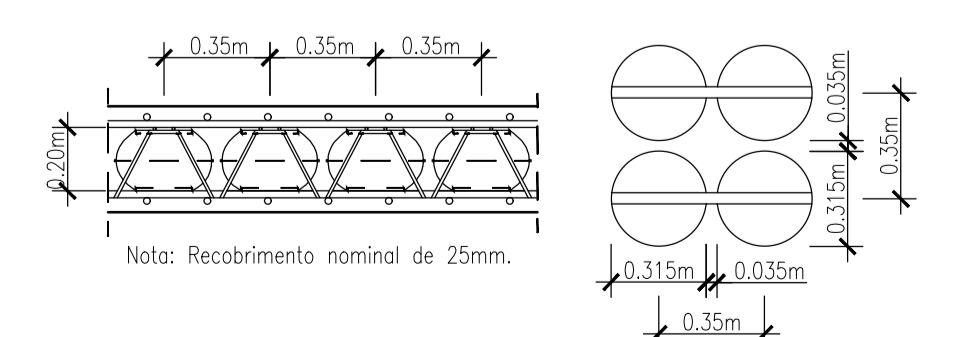
FORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES P3 DE BORDO
ESCALA 1/50



FORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES P2 DE BORDO
ESCALA 1/50



FORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS JUNTO DOS PILARES DE CANTO
ESCALA 1/50



FORMENOR DA DISPOSIÇÃO DOS ALIGEIRAMENTOS (COBIAX S200)
ESCALA 1/25

PILARES	DIMENSÕES		ESQUEMA
	A (m)	B (m)	
P1	0.70	0.70	
P2	0.60	0.30	
P3	0.70	0.30	

"A" - MAIOR DIMENSÃO EM PLANTA
"B" - MENOR DIMENSÃO EM PLANTA

AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

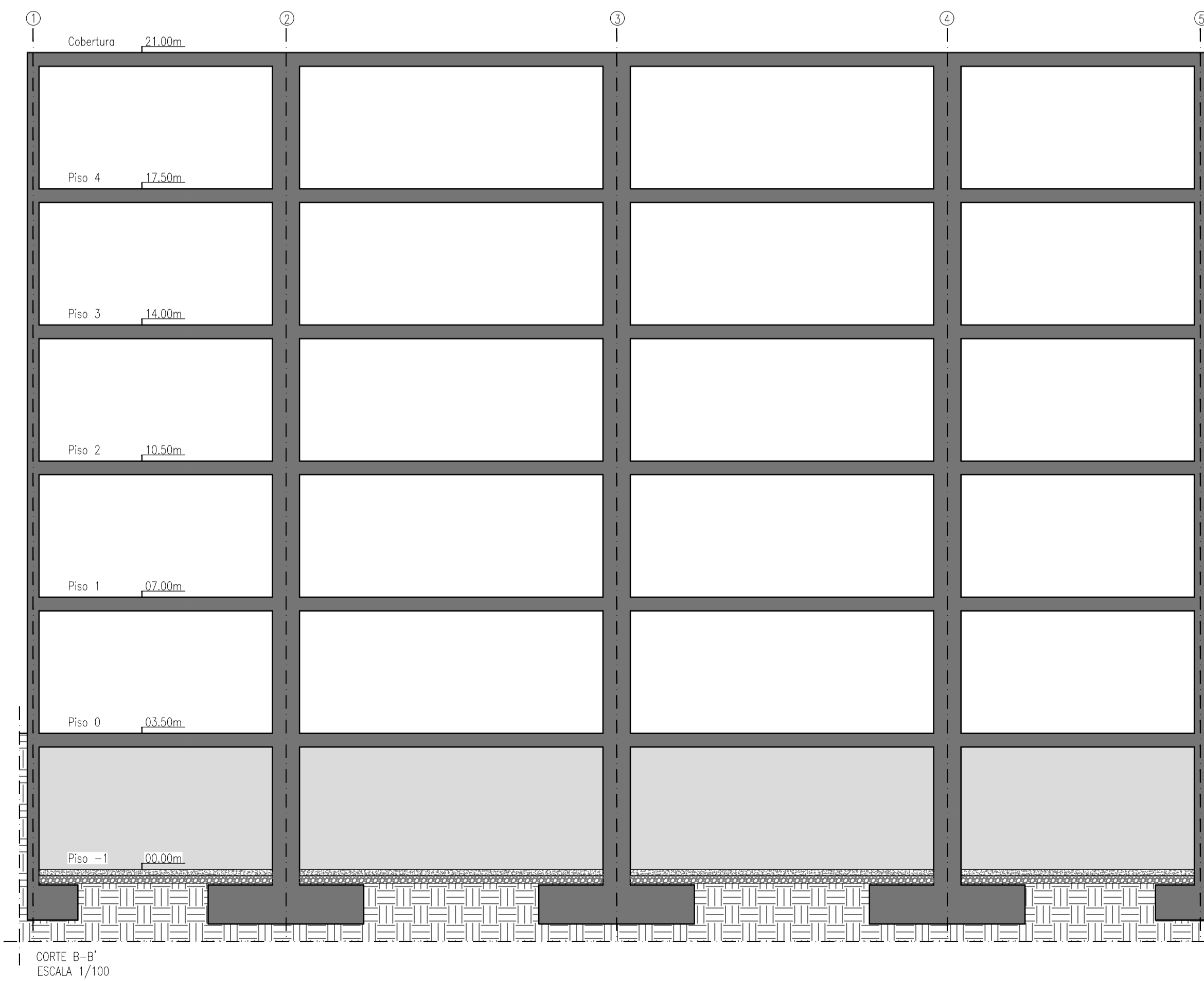
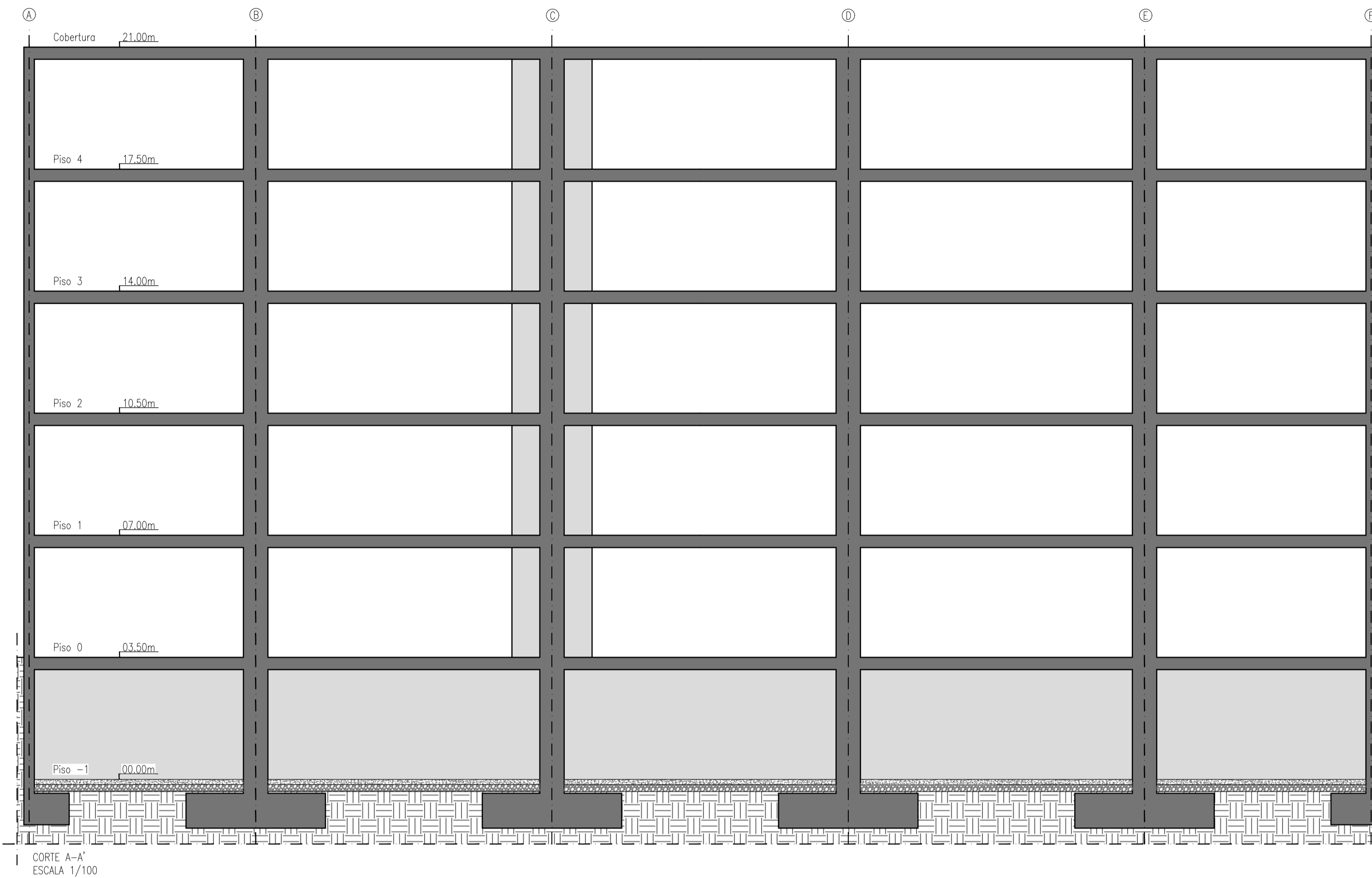
COBERTURA:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²
PISO 1 AO PISO 4:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²

QUADRO DE MATERIAIS

BETÃO	
VIGAS:	C30/37
PILARES / PAREDES:	C30/37
LAJES:	C30/37
ARMADURAS	
ARMADURAS EM VARÃO:	A500 NR SD

LEGENDA:
 PILAR / PAREDE
 NOMENCLATURA DOS PILARES | PH (LARGURA x ALTURA) (ex: P1 (0.30x0.70))
 NOMENCLATURA DAS LAJES | Z (COTA DO TOSCO) | T (ESPESSURA DA LAJE)
 Nota: As plantas representam os pisos tipo. As cotas do toco das lajes de cada piso são apresentadas nos cortes das respetivas estruturas.
 NOMENCLATURA DAS VIGAS | V (esp x alt) - V (NÚM DE VIGA - LARGURA x ALTURA) (ex: V1 (0.30x0.70))

CLIENTE: INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
 ESPECIALIDADE: ESTRUTURA
 FASE: ESTUDO PRÉVIO
 TÍTULO: ESTRUTURA 3 (60%) - GEOMETRIA - PLANTA DOS PISOS TIPO
 DATA: OUTUBRO 2021
 ESCALAS: INDICADAS
 PROJETOU: 85633 - JAIME ALEXANDRE ISAIAS PINTO
 DESENHO Nº: 3



AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

COBERTURA:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²
PISO 1 AO PISO 4:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²

QUADRO DE MATERIAIS

BETÃO	
VIGAS:	C30/37
PILARES / PAREDES:	C30/37
LAJES:	C30/37
ARMADURAS	
ARMADURAS EM VARÃO:	A500 NR SD

LEGENDA:

■ PILAR / PAREDE

□ NOMENCLATURA DOS PILARES | P (PILAR) (LARGURA x ALTURA) (p. ex. P1 (0.30x0.70))

□ NOMENCLATURA DAS LAJES | Z (COTA DO TOSCO) | T (ESPESSURA DA LAJE)

Nota: As plantas representam os pisos tipo. As cotas do topo das lajes de cada piso são apresentadas nos cortes das respetivas estruturas.

□ NOMENCLATURA DAS VIGAS | V (VIGA) (LARGURA x ALTURA) (p. ex. V1 (0.30x0.70))

CLIENTE: INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

ESPECIALIDADE: ESTRUTURA

FASE: ESTUDO PRÉVIO

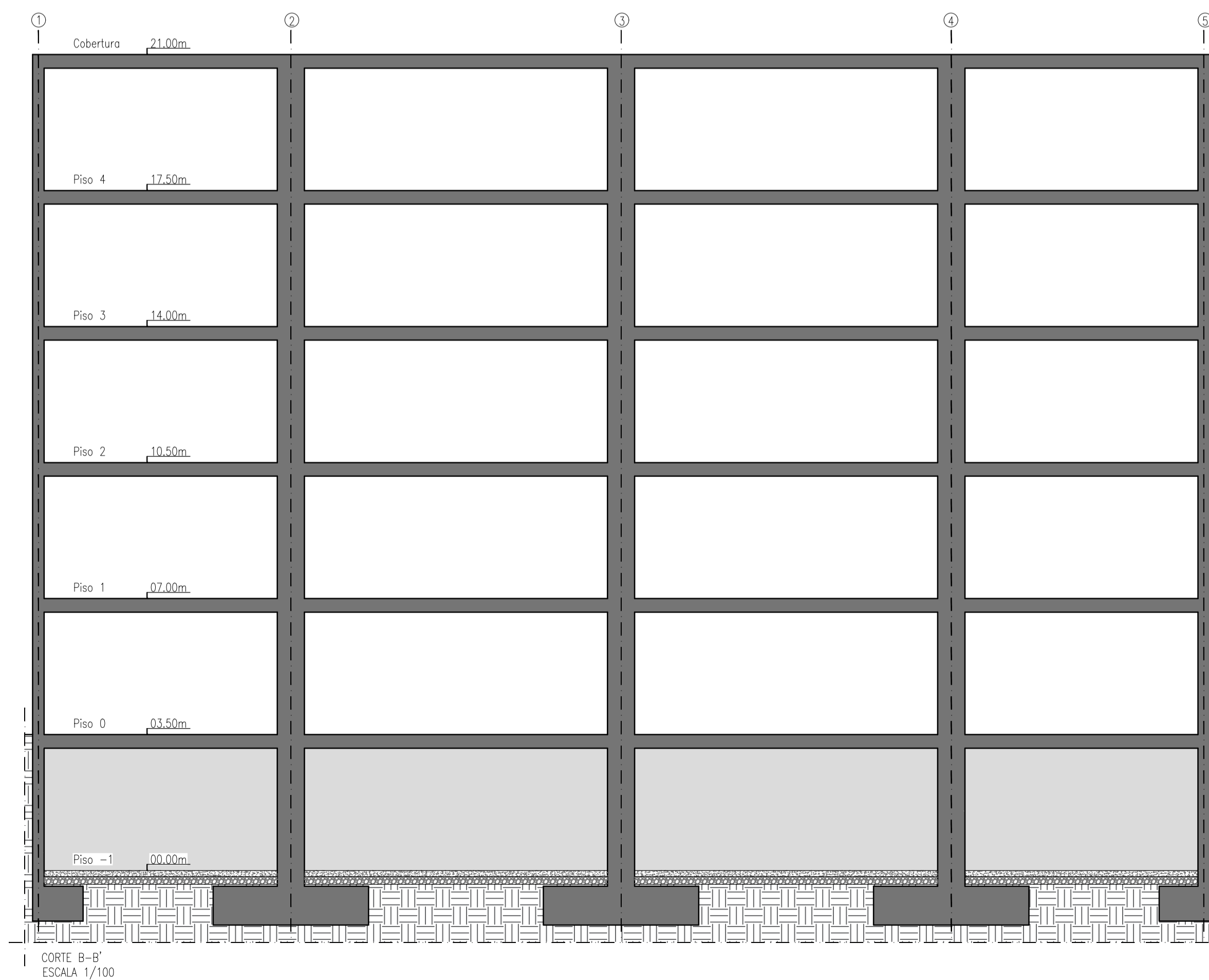
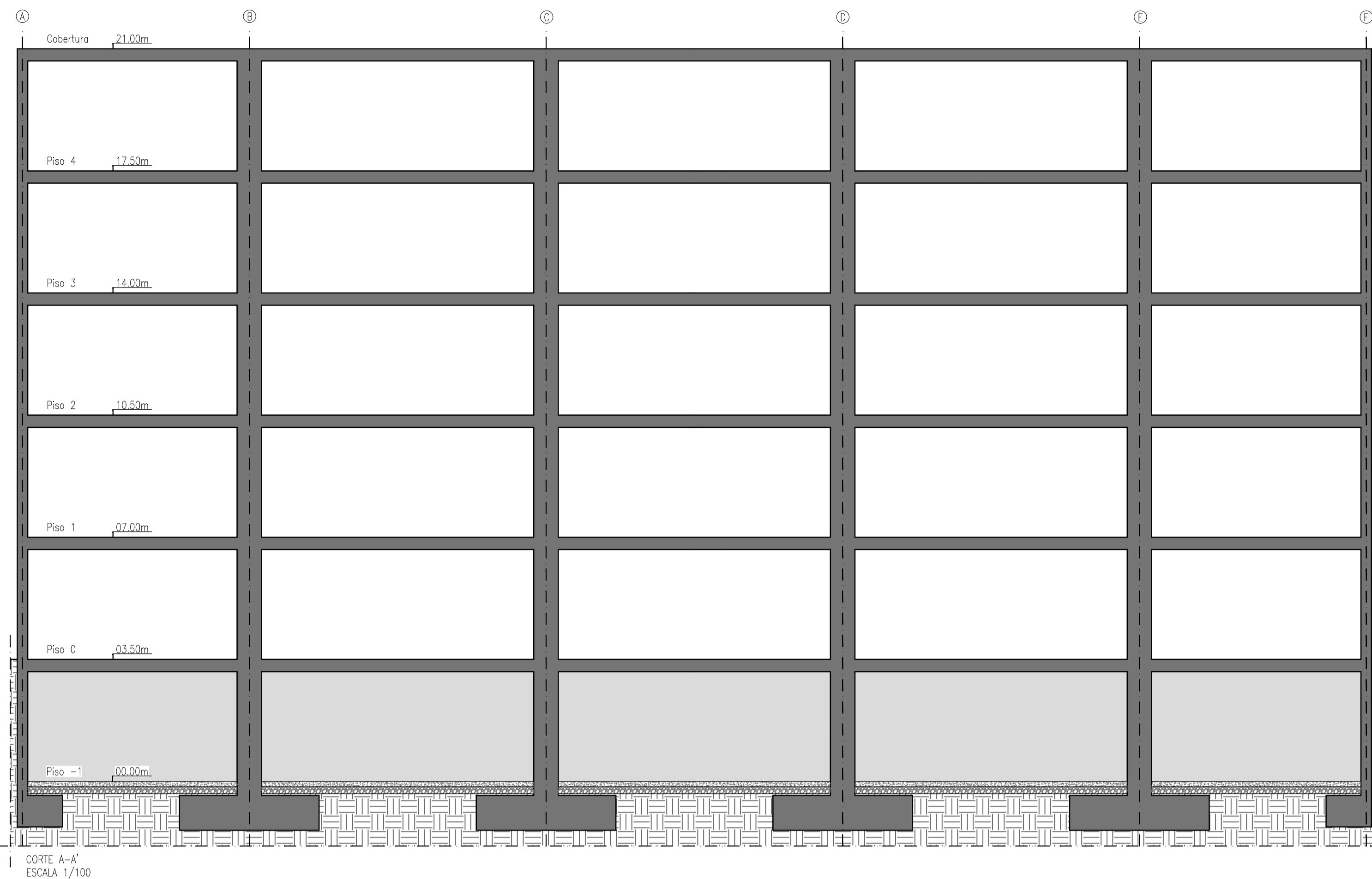
TÍTULO: ESTRUTURA 1 (30%) - GEOMETRIA - CORTES

DATA: OUTUBRO 2021

ESCALAS: INDICADAS

PROJETOU: 85633 - JAIME ALEXANDRE ISAIAS PINTO

DESENHO Nº: 4



AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

COBERTURA:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²
PISO 1 AO PISO 4:	RCP = 3.00kN/m ² SC = 4.00kN/m ²

QUADRO DE MATERIAIS

BETÃO	
VIGAS:	C30/37
PILARES / PAREDES:	C30/37
LAJES:	C30/37
ARMADURAS	
ARMADURAS EM VARÃO:	A500 NR SD

LEGENDA:

	PILAR / PAREDE
	NOMENCLATURA DOS PILARES P (PILAR) (LARGURA x ALTURA) (p. ex. P1 (0.30x0.70))
	NOMENCLATURA DAS LAJES Z (COTA DO TOSCO) T (ESPESURA DA LAJE)
	NOMENCLATURA DAS VIGAS V (VIGA) (LARGURA x ALTURA) (p. ex. V1 (0.30x0.70))

Nota: As plantas representam os pisos tipo. As cotas do toco das lajes de cada piso são apresentadas nos cortes das respetivas estruturas.

CLIENTE:	INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
ESPECIALIDADE:	ESTRUTURA
FASE:	ESTUDO PRÉVIO
TÍTULO:	ESTRUTURA 2 (50%) E ESTRUTURA 3 (60%) - GEOMETRIA - CORTES
DATA:	OUTUBRO 2021
ESCALAS:	INDICADAS
PROJETO:	85633 - JAIME ALEXANDRE ISAIAS PINTO
DESENHO Nº:	5