



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Guilherme Aliski Bento

**APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-
TENSÃO EM LAJES DE EDIFÍCIOS
CORRENTES**

Dissertação de mestrado na área de especialização em Estruturas,
realizada no âmbito do Mestrado em Engenharia Civil, orientada
pelo Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves e apresentada ao
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Setembro de 2023

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Guilherme Aliski Bento

APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO EM LAJES DE EDIFÍCIOS CORRENTES

PRESTRESS APPLICATION BY POST-TENSIONING IN CONVENTIONAL BUILDINGS SLABS

Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2023



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Chega ao fim este incrível e desafiante capítulo. Com certeza uma das decisões mais difíceis da minha vida foi escolher atravessar o mundo e estudar em Portugal, começando uma vida praticamente do zero em um país completamente diferente do meu habitual. A entrega desta dissertação serve para comprovar que realmente valeu a pena toda esta experiência.

Começo por agradecer à minha família, por todo o esforço e pela oportunidade de seguir este desafio. Aos meus pais, à minha irmã e à minha avó fica aqui o meu muito obrigado, sem vocês e o vosso apoio incondicional, nada disto seria possível.

Aos meus amigos do Brasil, que mesmo distantes, sempre me apoiaram e me incentivaram a seguir o caminho que sempre quis.

Aos amigos que fiz em Portugal, agradeço por sempre tentarem me fazer sentir em casa. Por todas as viagens, saídas à noite, idas ao café, longas noites de estudo na sala 24 e todas as outras experiências que vivenciamos juntos.

À minha namorada, Joana Pinto, obrigado por estar sempre disponível quando precisei, por todo o apoio e paciência neste ano complicado. Sou muito grato por poder contar contigo sempre que preciso e saber que estará ao meu lado nos bons e maus momentos.

Ao meu orientador, Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves, por todo o apoio e orientação para realização desta dissertação. Por todos os ensinamentos transmitidos ao longo do curso, durante a realização da minha tese e por todas as dúvidas esclarecidas.

Ao Engenheiro Tiago Alves e à empresa *Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda.*, pela oportunidade que me deram de conhecer de perto uma obra em Coimbra com a utilização da técnica de pós-tensionamento em lajes, tema de grande interesse para a conclusão desta dissertação e o qual eu nunca tinha tido contato pessoalmente.

Enfim, um obrigado a todos que de alguma forma contribuíram para a conclusão do meu percurso académico em Coimbra.

RESUMO

A técnica de pré-esforço em estruturas de betão armado já é amplamente utilizada em diversas obras de Engenharia Civil, como por exemplo em pontes, reservatórios de água e fundações de edifícios. Esta técnica consiste em introduzir na estrutura esforços internos de intensidade controlada através da utilização de aço de alta resistência, buscando contrariar os efeitos associados às cargas que serão aplicadas na estrutura e minimizando fatores como a deformação e a fendilhação.

Esta técnica apresenta diversas vantagens e nos últimos anos passou a ser cada vez mais utilizada para a conceção de lajes de edifícios correntes ao redor do Mundo. Em Portugal, é cada vez mais comum o uso da técnica de pós-tensionamento em lajes, apesar de que não são muitas ainda as empresas especializadas no assunto a nível nacional.

Neste sentido, este trabalho foi desenvolvido com o objetivo de se estudar o processo de análise e dimensionamento de lajes pré-esforçadas através da utilização do método de pós-tensionamento, verificando os principais aspetos construtivos e principalmente analisando as particularidades da aplicação desta técnica em lajes de edifícios correntes.

Foram estudados os diferentes tipos de sistemas de pós-tensionamento usados nas lajes de edifícios, analisando seus acessórios e componentes, a metodologia de análise, o dimensionamento e as verificações de segurança baseadas no Eurocódigo 2.

Por fim, realizou-se a análise de uma laje pós-tensionada com o auxílio do *software* de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* e a verificação de uma solução de laje pós-tensionada utilizada recentemente em um edifício real construído em Portugal.

Palavras-chave: Betão pré-esforçado, Pré-esforço, Pós-tensão, Lajes pós-tensionadas.

ABSTRACT

The pre-stressing technique in reinforced concrete structures is already widely used in several Civil Engineering projects such as bridges, water reservoirs, and buildings foundations. This technique involves introducing internally controlled intensity forces into the structure using high-strength steel, trying to counteract the effects associated with the applied loads on the structure and minimize factors such as deformation and cracking.

This technique offers several advantages and has become increasingly utilized in recent years for designing conventional buildings slabs worldwide. In Portugal, the use of post-tensioning in slabs is becoming more common, although there are still relatively few specialized companies nationally.

In this context, this study was developed to explore the process of analysis and design of pre-stressed slabs using the post-tensioning method, verifying the main construction aspects, and primarily analysing the application peculiarities of this technique in conventional building slabs.

Different types of post-tensioning systems used in building slabs were studied, analysing their accessories and components, the analysis methodology, the design, and the safety verifications based on Eurocode 2.

Finally, an analysis of a post-tensioned slab was performed using the *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* structural calculation *software*, along with the validation of a recently used post-tensioned slab solution in a real building constructed in Portugal.

Key words: Prestressed concrete, Prestress, Post-tensioning, Post-tensioned slabs.

ÍNDICE

Agradecimentos	iii
Resumo	iv
Abstract	v
Índice	vi
Índice de Figuras	viii
Índice de Tabelas	xi
Simbologia	xii
Abreviaturas	xiv
1. INTRODUÇÃO	15
1.1. Considerações Gerais	15
1.2. Enquadramento	15
1.3. Objetivos do Trabalho	19
1.4. Organização da Dissertação	20
2. O PRÉ-ESFORÇO EM EDIFÍCIOS	21
2.1. Introdução ao Conceito de Pré-Esforço	21
2.2. Sistemas de Pré-Esforço em Edifícios	25
2.2.1. Aspetos Gerais do Pré-Esforço	27
2.2.2. Pré-esforço Aderente ou Não Aderente?	33
2.3. Tipos de Lajes Pré-Esforçadas em Edifícios	35
2.3.1. Relação Espessura / Vão	38
2.3.2. Traçado dos Cabos de Pré-Esforço em Lajes	39
2.3.3. Traçado em Perfil	39
2.3.4. Traçado em Planta	40
3. EXECUÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO EM LAJES DE EDIFÍCIOS CORRENTES	43
3.1. Acessórios e Componentes dos Sistemas de Pré-Esforço por Pós-Tensão	43
3.2. Processo Construtivo	47
4. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO EM LAJES DE EDIFÍCIOS CORRENTES	
50	
4.1. Tipos de Ações	50
4.2. Combinações de Ações	50
4.3. Ação do Pré-Esforço	52
4.3.1. Perdas de Pré-Esforço	52
4.3.2. O Pré-Esforço Útil	54

4.3.3. Cargas Equivalentes.....	55
4.4. Verificação de Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)	57
4.4.1. Controlo da Fendilhação	57
4.4.2. Limitação das Tensões	58
4.4.3. Controlo da Deformação	59
4.5. Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	60
4.5.1. Flexão.....	60
4.5.2. Esforço Transverso	60
4.5.3. Punçoamento	61
4.6. Zonas de Ancoragens	62
5. GUIA DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO PARA LAJES PÓS-TENSIONADAS	64
6. MODELAÇÃO E ANÁLISE DE LAJE PÓS-TENSIONADA	68
6.1. Modelação de uma Laje no <i>Robot</i>	68
6.2. Avaliação da Laje Pré-Esforçada.....	71
7. CASO DE ESTUDO REAL – CCAM (CAIXA DE CRÉDITO AGRÍCOLA MÚTUO DA MEALHADA)	73
7.1. Descrição do Edifício e Análise da Solução Estrutural	73
8. CONCLUSÃO	79
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80
ANEXO A – GEOMETRIA DA LAJE DO CAPÍTULO 6.....	9-A-1
ANEXO B – TRAÇADO DOS MONOCORDÕES DA LAJE DO CAPÍTULO 6.....	B-1
ANEXO C – CARGAS EQUIVALENTES (BANDAS INTERIORES) DA LAJE DO CAPÍTULO 6	C-1
ANEXO D - RESULTADOS OBTIDOS NO <i>ROBOT</i> PARA A LAJE DO CAPÍTULO 6 .D-1	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Cordões de pré-esforço introduzidos na laje do edifício da UC Biomed em Coimbra, antes de serem tensionados	16
Figura 1.2 - Princípio do pré-esforço aplicado a um barril de madeira (Lin & Burns, 1981)..	16
Figura 1.3 – Engenheiro civil Eugène Freyssinet (Structurae, 2023)	17
Figura 1.4 – Ponte Luzancy, em França (Structurae, 2023).....	18
Figura 1.5 – Ponte Annet-sur-Marne, em França (Structurae, 2023)	18
Figura 2.1 – Viga de betão armado tradicional (www.carluc.com.br)	21
Figura 2.2 – Casa de François Coignet, França (Structurae, 2023).....	21
Figura 2.3 – Efeito do pré-esforço numa viga (Costa, 2014)	22
Figura 2.4 – Diagramas tensão x extensão para diferentes tipos de aço (Costa, 2014)	23
Figura 2.5 – Laje pós-tensionada da Escola Secundária de Baião (Fercanorte, 2023)	25
Figura 2.6 – Passos básicos da aplicação de pré-tensionamento (a) e pós-tensionamento (b) (Aalami, 2014).....	26
Figura 2.7 – Plataforma das Artes, Guimarães. Estrutura realizada com pós-tensionamento da empresa MK4 e projeto da empresa Fercanorte (Fercanorte, 2023)	27
Figura 2.8 – Viaduto com aplicação de pré-esforço exterior (Freyssinet, 2023)	27
Figura 2.9 – Exemplo de sistema de pré-esforço aderente com bainha achatada (à esquerda) e com bainha circular (à direita) (Fercanorte, 2023)	29
Figura 2.10 – Laje do Hotel Real Marina (Olhão) com pré-esforço aderente de bainhas circulares (Ferca, 2023).....	30
Figura 2.11 - Laje do Empreendimento Scala Plaza (Luanda, Angola) com pré-esforço aderente de bainhas achatadas (Fercanorte, 2023)	31
Figura 2.12 – Exemplo de sistema de pré-esforço com monocórdão não aderente (Fercanorte, 2023)	32
Figura 2.13 – Constituição típica de um monocórdão não-aderente de pré-esforço (Fapricela, 2023)	32
Figura 2.14 – Edifício Torre Ambiente, Luanda. Lajes executadas com pós-tensionamento utilizando monocórdões não aderentes (www.angocasa.com).....	34
Figura 2.15 – Aplicação de pós-tensionamento das lajes do edifício da UC Biomed por um operário, com utilização de um macaco hidráulico	35

Figura 2.16 – Exemplo de laje maciça vigada armada em duas direções (www.midasstructure.com)	36
Figura 2.17 – Exemplo de laje maciça fungiforme sem capiteis (à esquerda) e com capiteis (à direita) (www.midasstructure.com)	36
Figura 2.18 – Exemplo de edifício realizado com laje fungiforme nervurada (www.structville.com)	37
Figura 2.19 - Traçado em perfil de um cordão de pré-esforço resultante da ação da gravidade (Adaptada de Aalami, 2014)	40
Figura 2.20 – Representação das cargas equivalentes ao pré-esforço em uma distribuição uniforme de cabos (Bernardo e Lopes, 2013)	41
Figura 2.21 – Exemplos de distribuições de cabos em planta em lajes fungiformes (Bernardo e Lopes, 2013).....	42
Figura 3.1 - Rolos de cordões de pré-esforço na obra do edifício da UC Biomed, Coimbra ..	43
Figura 3.2 – Configuração de ancoragem do tipo “E” utilizando o sistema TTM (Ferca, 2023) 45	
Figura 3.3 – Exemplo de bainha metálica circular (à esquerda) e bainha plástica achatada (à direita) (www.mtt-maxim.com e Ferca, 2023).....	45
Figura 3.4 – Exemplo de macaco hidráulico utilizado para o tensionamento de monocordões (Ferca, 2023)	46
Figura 3.5 – Exemplo de utilização de um tubo de purga em um cabo de pré-esforço com bainha metálica circular (Ferca 2023).....	47
Figura 3.6 – Posicionamento de ancoragens e armaduras ativas em uma laje pós-tensionada (VSL, 2023).....	48
Figura 3.7 – Betonagem de uma laje pós-tensionada (www.colunaitalo.com.br).....	49
Figura 3.8 – Tensionamento de um monocordão (www.structuraltechnologies.com)	49
Figura 4.1 – Representação das ações exercidas na armadura ativa (acima) e no betão (abaixo) em uma viga pré-esforçada (Costa, 2014).....	55
Figura 4.2 – Carregamento equivalente ao pré-esforço nas zonas de ancoragens (Costa, 2014) 56	
Figura 4.3 – Carregamento equivalente ao pré-esforço ao longo de uma armadura ativa com traçado parabólico (Costa, 2014).....	56
Figura 4.4 - Carregamento equivalente ao pré-esforço ao longo de uma armadura ativa com traçado poligonal (Costa, 2014)	57
Figura 4.5 – Transmissão de cargas em lajes sem armadura de esforço transversal (Bernardo e Lopes, 2013).....	61

Figura 4.6 – Mecanismo de rotura por punçoamento (Costa, 2014)	62
Figura 4.7 – Trajetória das tensões na zona de ancoragem (Costa, 2014)	63
Figura 6.1 – Configuração da ancoragem tipo S 6-1 Mono da VSL (VSL, 2015).....	69
Figura 6.2 – Representação das cargas equivalentes no Robot	70
Figura 6.3 - Representação das cargas equivalentes no Robot, vista frontal	70
Figura 6.4 – Localização dos cortes realizados no Robot	71
Figura 7.1 – Edifício sede da Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Aguieira	73
Figura 7.2 - Disposição dos conjuntos de dois monocordões nos montantes (STRUPLANO)	74
Figura 7.3 – Sistema de pós-tensionamento utilizado nas lajes (VSL, 2015).....	74
Figura 7.4 – Disposição dos cabos ao longo da laje do piso 1, corte longitudinal (STRUPLANO)	74
Figura 7.5 – Disposição dos cabos ao longo da laje do piso 1, corte transversal (STRUPLANO)	75
Figura 7.6 – Modelo do edifício da CCAM no Robot	75
Figura 7.7 – Deformações do edifício da CCAM apenas para o peso próprio.....	75
Figura 7.8 - Deformações do edifício da CCAM apenas para a ação do pré-esforço	76
Figura 7.9 - Deformações do edifício da CCAM para a combinação de ações quase- permanente (incluindo o pré-esforço).....	76
Figura 7.10 - Localização do pós-tensionamento no edifício	77
Figura 7.11 - Fases do processo construtivo do edifício sede da Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Aguieira	78

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Diâmetros usuais dos cordões de pré-esforço (Adaptado de Costa, 2014).....	28
Tabela 2.2 - Principais características do aço de pré-esforço Y 1860 (VSL, 2013).....	28
Tabela 2.3 - Comparação das soluções de pré-esforço aderente com bainhas circulares e achatadas	31
Tabela 2.4 - Relações vão (L) / altura útil (d) usuais para diferentes tipos de lajes pós- tensionadas (Adaptado de Bernardo e Lopes, 2013)	38
Tabela 4.1 – Valores recomendados de w_{max} (mm) para elementos pré-esforçados (Adaptado da NP EN 1992-1-1, 2010).....	58
Tabela 6.1 – Momentos fletores e flechas máximos obtidos para as duas soluções	72

SIMBOLOGIA

A – Ação acidental

A_p – Área da secção transversal da armadura de pré-esforço

d – Altura útil da laje

E_p – Módulo de Elasticidade ou de Young

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

f_{pk} – valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ – valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

G – Ação permanente

G_k – Valor característico para as ações permanentes

P – Ação do Pré-Esforço

P_0 – Valor do pré-esforço inicial na extremidade ativa da armadura de pré-esforço, imediatamente após a aplicação do pré-esforço após perdas instantâneas.

P_0' – Valor do pré-esforço inicial na extremidade ativa da armadura de pré-esforço

$P_{máx}$ – Valor máximo do pré-esforço que pode ser aplicado na extremidade ativa

P_∞ – Valor do pré-esforço útil ou a tempo infinito

Q – Ação variável

Q_k – Valor característico para as ações variáveis

q^* – Valor da carga equivalente de pré-esforço uniformemente distribuída

Q^* – Valor da resultante da carga equivalente de pré-esforço uniformemente distribuída

v_{ed} – Valor de cálculo do esforço atuante de punçoamento

$v_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento sem armadura de punçoamento

V_{ed} – Esforço transversal de cálculo

$V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal

w_{max} – Valor limite para abertura de fendas

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

γ_P – Coeficiente parcial relativo às de pré-esforço

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

$\Delta P_0(x)$ – Somatório das perdas instantâneas de pré-esforço

$\Delta P_\infty(x)$ – Somatório das perdas diferidas de pré-esforço

ε_{uk} – valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou pré-esforçado na carga máxima

σ_c – Tensão de compressão no betão

$\sigma_{p,máx}$ – Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

ψ_0 – Coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável

ψ_1 – Coeficiente para determinação do valor frequente de uma ação variável

ψ_2 – Coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

ABREVIATURAS

ACI – American Concrete Institute

EC2 – Eurocódigo 2 – “NP EN 1992-1-1 2010”

ETA – European Technical Assessment

EOTA - European Organization for Technical Approvals

EUA – Estados Unidos da América

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

PTI – Post-Tensioning Institute

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Com o avanço cada vez mais frequente nas técnicas construtivas para as estruturas da Engenharia Civil e sabendo das imposições arquitetônicas que cada vez mais condicionam o desenvolvimento dos projetos estruturais, devido por exemplo ao reduzido número de pilares, esbelteza dos edifícios e necessidade de espaços mais amplos, a necessidade de utilização de soluções não tradicionais passa muitas vezes a ser necessária.

Sendo assim, o conceito do pré-esforço é de extrema relevância, uma vez que sua utilização pode muitas vezes ser uma solução alternativa ao tradicional, com resultados satisfatórios para contornar estas condicionantes e fornecer soluções estruturais de boa qualidade, garantindo ainda a segurança do edifício. Muitas vezes utilizado para soluções estruturais de pontes e viadutos, esta técnica passou também a ser cada mais utilizada para lajes de edifícios, como será visto ao longo desta dissertação.

A utilização de novas técnicas construtivas tem também outras vantagens, nomeadamente com a utilização de betões e aços de alta resistência que permitem uma redução do peso da estrutura, permitindo assim a redução da espessura das lajes por exemplo e conseqüentemente a possibilidade de um ganho de altura do edifício. Pode, porém, apresentar em alguns casos desvantagens, como possibilidade de existência de maiores custos e dificuldade de implementação de alterações na estrutura devido à existência das armaduras de pré-esforço.

1.2. Enquadramento

De acordo com a definição fornecida pelo American Concrete Institute (ACI), o betão pré-esforçado é um betão no qual foram introduzidos esforços internos com determinada magnitude e distribuição de forma que os esforços resultantes de ações externas sejam reduzidos. Este conceito está relacionado com o método de pré-tensionar cordões, fios ou cabos de aço de alta resistência dentro do próprio elemento de betão, quando este já recebeu resistência suficiente, e mantê-los tensionados a partir de ancoragens introduzidas nas extremidades.

A figura 1.1 mostra a disposição de cordões de pré-esforço em uma laje de um edifício corrente, antes de serem tensionados.



Figura 1.1 - Cordões de pré-esforço introduzidos na laje do edifício da UC Biomed em Coimbra, antes de serem tensionados

A utilização da técnica de pré-esforço é antiga e já era utilizada há séculos atrás, quando se colocavam bandas metálicas na sua posição definitiva ao redor de um barril de madeira, como se verifica na Figura 1.2. Quando estas bandas eram posicionadas, originavam-se tensões de tração no metal e conseqüentemente tensões de compressão nas aduelas de madeira, o que contribuía para a resistência à pressão causada pelos líquidos que posteriormente seriam colocados no interior do barril.

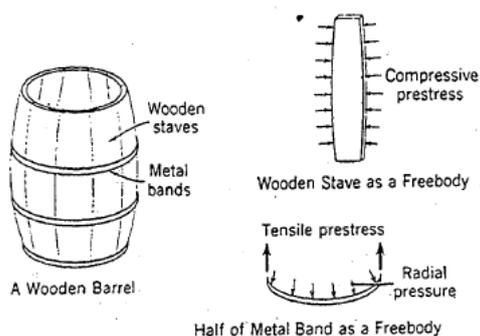


Figura 1.2 - Princípio do pré-esforço aplicado a um barril de madeira (Lin & Burns, 1981)

Por volta do século XIX, alguns países como a Alemanha e os Estados Unidos da América começaram a tentativa de implementar esta técnica de pré-esforço nos elementos de betão, baseado no princípio de que ao introduzir um estado de pré-esforço no aço introduzido no betão,

causaria no betão um estado de tensão de compressão o qual seria benéfico para resistir às cargas que seriam aplicadas.

No entanto, estas primeiras tentativas não foram muito bem-sucedidas. O pré-esforço era introduzido a níveis muito baixos, visto não existirem ainda aços de alta resistência, e, portanto, era logo perdido (ou no máximo uma pequena porção continuava a atuar) devido aos fenómenos de fluência e retração do betão, o que não fazia com que esta técnica fosse economicamente viável.

Relativamente ao desenvolvimento moderno do betão pré-esforçado, este é por norma creditado ao engenheiro francês Eugène Freyssinet (Figura 1.3). De acordo com Freyssinet, “Foi em 1903 quando eu tive pela primeira vez a ideia de fortalecer betão por pré-esforço. Precisei de 25 anos de testes em laboratório e muitos pensamentos profundos para descobrir as dificuldades envolvidas e uma forma de superá-las. Finalmente em 1928, decidi que para concretizar a minha ideia, teria de dedicar todos os meus esforços e todo o dinheiro que eu tinha ganhado em 15 anos.” (Shushkewich et al., 2010).



Figura 1.3 – Engenheiro civil Eugène Freyssinet (Structurae, 2023)

Em outubro de 1928, Eugène Freyssinet aplicou para uma patente relativamente ao “processo de fabricação para elementos de betão reforçados”. Com este estudo, pela primeira vez foi introduzido o conceito do pré-esforço com a utilização de cabos de aço de alta resistência, de maneira a conseguir contornar as perdas devidas à fluência e retração do betão.

Após dedicar boa parte de sua vida no estudo da técnica de pré-esforço, no ano de 1939 aplicou para uma nova patente, desta vez acerca de um “sistema de ancoragem por cabos tensionados

para construção em betão pré-esforçado”. De acordo com Freyssinet, este foi o seu maior progresso desde 1928 nos métodos de tensionamento de cabos.

Esta invenção permitiu Eugène Freyssinet desenvolver em 1941 a Ponte Luzancy sobre o Rio Marne, na França (Figura 1.4). Foi utilizada a técnica de pré-esforço longitudinalmente e transversalmente, o que permitiu a execução de um vão de 55 metros, um recorde mundial para esta época.



Figura 1.4 – Ponte Luzancy, em França (Structurae, 2023)

A execução desta ponte com sucesso, permitiu que Freyssinet executasse outras cinco pontes similares sobre o Rio Marne, contendo vãos de 74 metros, como é o caso da ponte Annet-sur-Marne indicada na Figura 1.5. Estas cinco pontes, assim como a Ponte Luzancy, contaram também com a utilização de técnicas de pré-fabricação.



Figura 1.5 – Ponte Annet-sur-Marne, em França (Structurae, 2023)

Apesar de ser na França e na Bélgica que se desenvolveram os primeiros conceitos de betão pré-esforçado, esta técnica logo passou a ser utilizada em outros países. Por exemplo na Alemanha, desde 1965, aproximadamente 47% de todas as pontes construídas eram de betão pré-esforçado. Já nos Estados Unidos da América o pré-esforço desenvolveu-se de maneira diferente, sendo aplicado maioritariamente em tanques de armazenamento.

De maneira a permitir uma cooperação no âmbito do pré-esforço entre as diversas empresas existentes nesta área, foi criado em 1976 o Instituto de Pós-Tensionamento (*“Post-Tensioning Institute”, PTI*). De acordo com o PTI, estima-se que 20 milhões de metros quadrados de lajes fungiformes para edifícios foram pós-tensionadas em 1974, confirmando então que este sistema estrutural é muito competitivo relativamente às outras soluções tradicionalmente utilizadas.

Em relação aos primeiros registos da utilização de lajes pós-tensionadas, estes começaram a surgir no início dos anos de 1950 nos EUA, quando engenheiros pensaram em utilizar esta técnica em lajes fungiformes finas de maneira a tentar eliminar fendas e reduzir as suas deformações. A utilização começou a ser mais bem compreendida quando se introduziu o conceito de “balancear o carregamento”, permitindo aos engenheiros a visualização dos efeitos do pós-tensionamento como uma forma de redução dos carregamentos aplicados na estrutura, facilitando assim sua perceção.

1.3. Objetivos do Trabalho

Sendo a aplicação do pré-esforço em lajes de edifícios correntes uma solução estrutural não muito comum ainda em Portugal, uma vez que este sistema geralmente é utilizado em pontes, viadutos, reservatórios, etc., desenvolveu-se então esta dissertação com o objetivo de se estudar e analisar as vantagens da utilização de lajes pré-esforçadas, principalmente para os aspectos económicos e funcionais da estrutura.

Este trabalho pretende inicialmente dar uma breve explicação sobre o conceito de pré-esforço e suas particularidades, como os materiais que são utilizados, seus componentes e acessórios, as diferentes possibilidades para os traçados dos cabos utilizados e seu processo construtivo no âmbito das lajes pós-tensionadas.

De seguida, o foco será a análise, dimensionamento e execução de lajes pré-esforçadas por pós-tensão, verificando com base nas normas utilizadas atualmente em Portugal os tipos de ações a serem considerados, as verificações de segurança a serem feitas e os pormenores construtivos necessários.

Será ainda analisado um caso de estudo com auxílio do *software* de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, de forma a verificar como é possível fazer a modelação e análise de uma laje pós-tensionada usando ferramentas computacionais.

De maneira a ter um maior contato com a utilização da técnica do pós-tensionamento em lajes de edifícios, nomeadamente ao seu processo construtivo, o autor deste trabalho acompanhou a execução das lajes pré-esforçadas do novo edifício em construção na cidade de Coimbra, o UC Biomed, com o auxílio e colaboração da empresa *Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda.*, responsável pelo projeto de pré-esforço utilizado no edifício.

1.4. Organização da Dissertação

Esta dissertação é composta por 8 capítulos, sendo que em cada um deles serão abordados os seguintes aspectos:

- Capítulo 1: Apresentação do tema, objetivos do trabalho e enquadramento histórico.
- Capítulo 2: Conceito e particularidades do pré-esforço, descrição dos tipos de lajes pré-esforçadas, comparação do betão armado tradicional com o pré-esforçado, traçado dos cabos pós-tensionados e escolha de sistemas de pré-esforço aderentes ou não aderentes.
- Capítulo 3: Componentes do pré-esforço e processo construtivo.
- Capítulo 4: Tipos de ações, a ação do pré-esforço e suas perdas e verificações de segurança aos Estados Limites com base no Eurocódigo 2.
- Capítulo 5: “Step-by-step example” para o dimensionamento de lajes pós-tensionadas.
- Capítulo 6: Caso de estudo com exemplo de laje pós-tensionada utilizando um programa computacional de cálculo estrutural.
- Capítulo 7: Análise de solução pós-tensionada utilizada em um edifício corrente de Portugal.
- Capítulo 8: Principais conclusões do trabalho.

2. O PRÉ-ESFORÇO EM EDIFÍCIOS

2.1. Introdução ao Conceito de Pré-Esforço

A utilização da combinação de betão com aço, o betão armado, já é uma técnica utilizada há muitos anos (a Figura 2.1 mostra um exemplo de uma viga de betão armado tradicional). A ideia de utilizar estes dois materiais em conjunto surgiu nos anos 1850s, quando os franceses Lambot e Monier tentaram criar estruturas com um material alternativo à madeira que era normalmente utilizada. Em 1853, foi construída em Paris por François Coignet a sua casa, considerada a primeira estrutura de betão armado da história (Figura 2.2).



Figura 2.1 – Viga de betão armado tradicional (www.carluc.com.br)



Figura 2.2 – Casa de François Coignet, França (Structurae, 2023)

A principal diferença entre o betão armado tradicional e o betão armado pré-esforçado, é que com a utilização do pré-esforço existe uma introdução de esforços e deformações na estrutura antes mesmo da aplicação de cargas, ou seja, os materiais de construção estão logo tensionados antes das cargas serem aplicadas na estrutura. Além disso, um relevante aspeto da construção com betão armado pré-esforçado é que esta técnica se baseia sempre na utilização de materiais mais resistentes, nomeadamente betões e aços de alta resistência. Já é sabido que um menor desempenho existente em estruturas de betão armado durante sua fase de serviço, ocorre muitas vezes pela baixa resistência do betão à tração, sendo que o controle deste tipo de tensão é essencial para melhorar o funcionamento estrutural. As regiões tracionadas do betão podem ter suas tensões reduzidas por meio da introdução de cabos de pré-esforço, que introduzirão tensões de compressão nestas zonas, reduzindo, portanto, as trações indesejáveis (como se pode verificar na Figura 2.3), além de que seu desempenho pode ainda ser melhorado com a utilização de betões de classes mais elevadas.

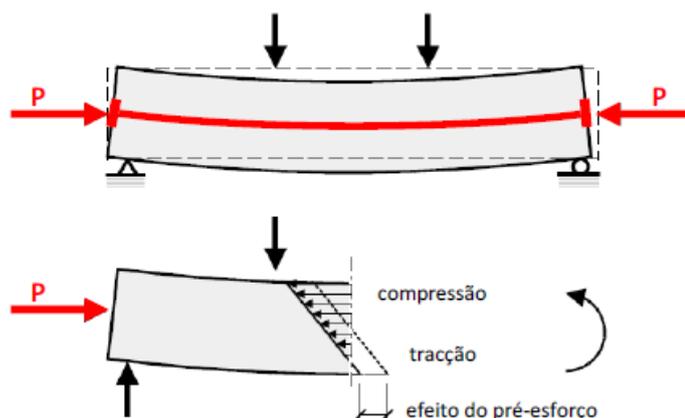


Figura 2.3 – Efeito do pré-esforço numa viga (Costa, 2014)

Para os betões, a utilização de classes de resistência mais elevadas conduz muitas vezes a existência de menores deformações na estrutura (por exemplo, menores deformações por fluência e retração) e a utilização de secções com menores espessuras, conduzindo assim a uma diminuição das ações atuantes, nomeadamente menor peso próprio, e, possibilidade de redução da altura no edifício ou então aumento do número de pisos.

Outra vantagem da utilização destes tipos de betões é sua maior resistência à compressão, principalmente em idades jovens do betão, o que é fundamental no âmbito da utilização do pré-esforço uma vez que o tensionamento dos cabos pode ser realizado antes do betão atingir toda

a sua capacidade resistente, e, portanto, uma alta resistência nos dias iniciais da sua fase de endurecimento é crucial.

Relativamente a armadura de pré-esforço, também conhecida como armadura activa, utilizam-se aços de alta resistência, diferentes dos aços utilizados tradicionalmente no betão armado. O aço utilizado para armaduras ativas possui maior teor em carbono e é sujeito a diferentes processos térmicos, o que aumenta sua resistência, porém penaliza sua ductilidade, não apresentando um patamar de cedência como o aço tradicional, como é indicado na Figura 2.4.

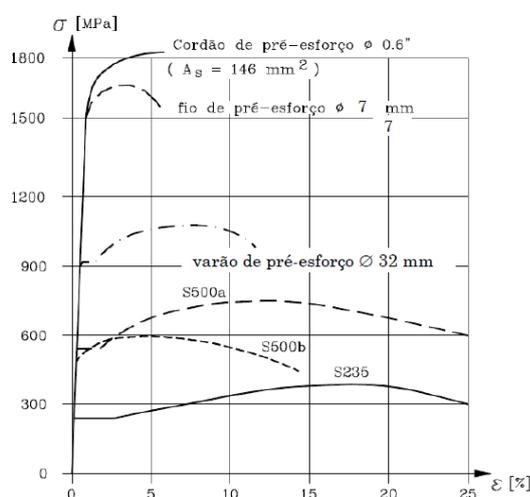


Figura 2.4 – Diagramas tensão x extensão para diferentes tipos de aço (Costa, 2014)

Com base nas informações presentes no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1 2010), é possível verificar algumas características das armaduras de pré-esforço. Segundo a norma, estas armaduras devem seguir requisitos que obedeçam a norma EN 10138 ou alguma Aprovação Técnica Europeia (*ETA – European Technical Assessment*) aplicável. A NP EN 1992-1-1 2010 ainda diz que a classificação das armaduras de pré-esforço baseia-se em: resistência à tração (f_{pk}), tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{p0,1k}$) e extensão na carga máxima (ϵ_{uk}).

Relativamente a nomenclatura destes aços, de acordo com a EN 10138 esta deve ser feita da seguinte maneira: Y f_{pk} . Por exemplo, a nomenclatura Y 1860, corresponde a um aço de pré-esforço com valor nominal da tensão de rotura de tração de 1860 MPa.

A escolha da utilização da técnica de pré-esforço baseia-se nas diversas vantagens que esta pode apresentar. O foco deste trabalho é a técnica de pós-tensionamento em lajes (um exemplo da

aplicação desta técnica é indicado na Figura 2.5), pelo que serão abordadas agora as vantagens e inconvenientes do emprego deste recurso. Algumas das principais vantagens conhecidas são:

- Possibilidade de utilização de menores espessuras das lajes, com redução do peso próprio e possibilidade de redução da altura total da estrutura ou aumento do número de pisos do edifício.
- Redução da quantidade de armadura passiva utilizada, uma vez que boa parte da resistência fornecida geralmente por elas, será agora dada pelas armaduras de pré-esforço.
- Possibilidade de as lajes vencerem vãos maiores com um menor número de pilares do que o habitual, garantindo a existência de espaços mais amplos.
- Melhora do comportamento em serviço para os problemas de fendilhação (garantindo maior proteção das armaduras contra corrosão) e deformações, os quais diminuem significativamente ou podem até mesmo ser inexistentes, sendo então este um dos critérios mais utilizados para justificação da escolha do pós-tensionamento em lajes.
- Utilização mais racional dos materiais, visto serem utilizados betões e aços de alta resistência.
- Maior resistência ao punçoamento quando adotada uma correta disposição das armaduras de pré-esforço sobre os pilares, sendo benéfico principalmente em lajes fungiformes, anulando a necessidade do uso de capitéis.
- Elimina a necessidade de existência de vigas interiores.
- Redução do tempo de obra, visto que após a aplicação total do pós-tensionamento as cofragens e escoramentos podem logo ser retirados.

Relativamente aos inconvenientes da utilização de pós-tensionamento nas lajes, pode-se mencionar:

- Possibilidade de maiores custos, associados por exemplo ao maior preço dos betões e aços de alta resistência ou às ancoragens que podem ser relativamente caras.
- Necessidade de utilização de mão-de-obra especializada, que pode encarecer o custo ou mesmo inviabilizar a aplicação, uma vez que as empresas aplicadoras do pré-esforço podem estar situadas a grandes distâncias da obra em questão.
- Redução na possibilidade de alterações no edifício quando não previstas em projeto, como possíveis aberturas na laje por exemplo.
- O rompimento dos cabos por causas acidentais como incêndios, sismos e explosões (principalmente nos casos que não existam ancoragens intermédias) pode ser relevante no que diz respeito a segurança da estrutura.

- A execução de obras futuras ou reabilitações pode ser em alguns casos complexa, devido a presença das armaduras de pré-esforço ao longo da laje.



Figura 2.5 – Laje pós-tensionada da Escola Secundária de Baião (Fercanorte, 2023)

2.2. Sistemas de Pré-Esforço em Edifícios

Atualmente existem duas diferentes maneiras de aplicação do pré-esforço, sendo o pré-esforço por pré-tensão e o pré-esforço por pós-tensão.

O pré-esforço por pré-tensão, também conhecido como pré-tensionamento, consiste na aplicação do tensionamento das armaduras antes de sua colocação no interior do betão, sendo que a transferência de forças neste caso é realizada por aderência. Os cabos são previamente tensionados e é feita uma amarração exterior, a qual é mantida até o betão atingir determinada resistência. Após este ponto, os cabos tensionados tem tendência a voltar a sua posição inicial, o que causa então um estado de pré-compressão no betão. Este processo é comumente utilizado na construção por pré-fabricação.

Já o pré-esforço por pós-tensão, ou apenas pós-tensionamento, é uma técnica geralmente aplicada *in situ* e consiste na colocação de armaduras no interior de bainhas, sendo o tensionamento das mesmas feito apenas após o betão adquirir resistência. Aplica-se o tensionamento das armaduras até que se atinja o valor esperado, para então ancorá-las no betão, garantindo assim o travamento do tensionamento aplicado na armadura e a compressão adquirida no betão. Neste caso, a transferência de forças ocorre ao longo das armaduras e nas ancoragens. Para evitar a existência de espaços vazios entre as armaduras e a bainha, é necessário realizar um preenchimento, o qual é feito tanto com materiais flexíveis como graxas

ou ceras ou então com materiais rígidos como calda de cimento. É notável que a aplicação do pós-tensionamento, ao longo do tempo, causará algumas perdas na força aplicada (atualmente por volta dos 10 a 15% do valor inicial). Esta, porém, pode previamente ser calculada e considerada no dimensionamento.

A aplicação da pré-tensão e pós-tensão pode ser percebida com base na Figura 2.6, indicada a seguir:

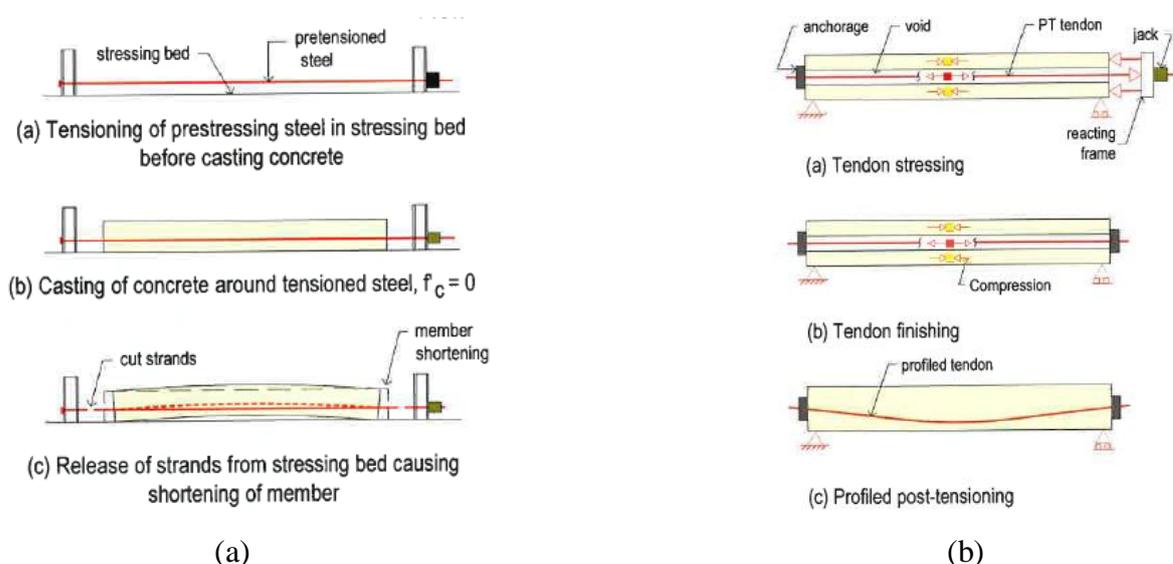


Figura 2.6 – Passos básicos da aplicação de pré-tensionamento (a) e pós-tensionamento (b) (Aalami, 2014)

Relativamente aos sistemas de pré-esforço por pós-tensionamento, estes são homologados e possuem certificação técnica aprovada pela ETA, como por exemplo o documento ETA06/0006 (2019) que corresponde ao certificado emitido para a empresa *VSL International Ltd*. A escolha dos diferentes sistemas de pós-tensão baseia-se geralmente nos custos e apoios técnicos prestados pelas empresas, uma vez que as diferenças entre os sistemas das diversas marcas são mínimas. Atualmente, os sistemas de pós-tensionamento mais conhecidos e comercializados são:

- Dywidag
- Freyssinet
- MK4
- Tensacciai
- VSL

Como exemplo, cita-se a empresa portuguesa *Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda.*, a qual utiliza os sistemas de pré-esforço da MK4, como o aplicado na estrutura da Plataforma das Artes em Guimarães, indicada na Figura 2.7.

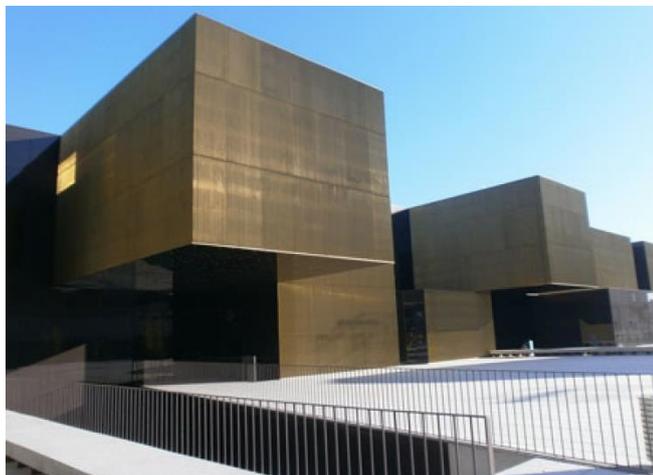


Figura 2.7 – Plataforma das Artes, Guimarães. Estrutura realizada com pós-tensionamento da empresa MK4 e projeto da empresa Fercanorte (Fercanorte, 2023)

2.2.1. Aspetos Gerais do Pré-Esforço

O pré-esforço possui algumas particularidades, as quais são relevantes para a escolha das soluções estruturais a se adotar. A aplicação do pré-esforço por pós-tensão tem duas diferentes possíveis posições para a armadura de pré-esforço, sendo o pré-esforço interior aquele em que as armaduras pós-tensionadas encontram-se localizadas no interior do betão, enquanto na solução de pré-esforço exterior as armaduras ficam na parte exterior da secção (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Viaduto com aplicação de pré-esforço exterior (Freyssinet, 2023)

As armaduras de pré-esforço possuem diferentes formas, sendo elas em fios, cordões ou varões e esta distinção é relevante nas lajes, uma vez que a utilização de algumas destas pode não ser viável. Os fios possuem diâmetros usuais de 3 mm, 4 mm, 5 mm e 6 mm sendo eles usados para formar os cordões de pré-esforço, os quais geralmente são compostos por 7 fios (6 fios agrupados ao redor de um fio central). Já os varões de pré-esforço podem ser lisos ou roscados e possuem geralmente diâmetros entre os 25 mm aos 36 mm. Em Portugal, as características relevantes para cada um destes tipos de armaduras são especificadas pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil).

Em lajes é habitual a utilização dos cordões de pré-esforço com 7 fios, com as dimensões dos cordões as indicadas na Tabela 2.1

Tabela 2.1 - Diâmetros usuais dos cordões de pré-esforço (Adaptado de Costa, 2014)

Designação	Secção nominal (cm ²)	Diâmetro (mm)
0,5"	0,99	12,70
0,6"N	1,40	15,20
0,6"S	1,50	15,70

O aço geralmente utilizado para estas armaduras possui como principais características as indicadas a seguir na Tabela 2.2:

Tabela 2.2 - Principais características do aço de pré-esforço Y 1860 (VSL, 2013)

Designação	f_{pk} (MPa)	$f_{p0,1k}$ (MPa)	E_p (Gpa)
Y 1860	≈ 1860	≈ 1640	195 ± 10

Outra importante decisão a se fazer na escolha do sistema de pré-esforço tem relação com o uso de sistemas aderentes (armaduras de pré-esforço ficam aderentes à secção de betão) ou não aderentes (armaduras de pré-esforço mantêm-se desligadas do betão). Como dito anteriormente, o preenchimento dos espaços vazios entre os fios e a bainha pode ser realizado com injeção de materiais rígidos (como caldas de cimento) que são usados nos casos de pré-esforço aderente ou então materiais flexíveis (como graxas ou ceras) os quais são utilizados no âmbito do pré-esforço não aderente.

No caso dos sistemas aderentes, como por exemplo os indicados na Figura 2.9, utilizam-se bainhas metálicas ou plásticas e geralmente onduladas (sendo benéficas para uma boa aderência) posicionadas previamente na obra, para que depois do betão ganhar presa, proceda-se ao tensionamento dos cabos. De seguida, injeta-se um material rígido que preenche os espaços vazios e após seu endurecimento, garante aderência entre o betão que envolve as bainhas e a armadura pré-esforçada. Com a utilização deste sistema, a transferência de tensões se dá tanto nas extremidades ancoradas como ao longo das armaduras. As bainhas plásticas são mais recentes e previstas para começarem a substituir as bainhas metálicas, principalmente por questões de durabilidade.

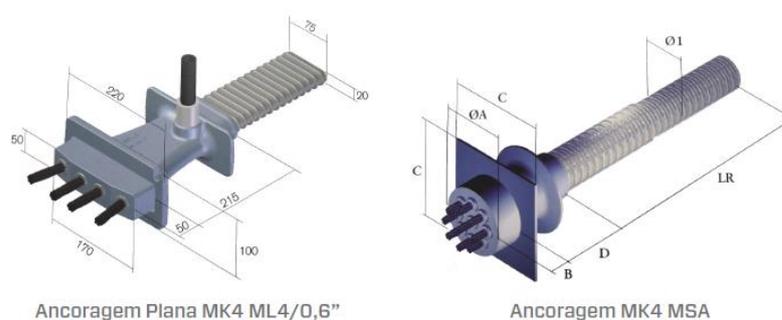


Figura 2.9 – Exemplo de sistema de pré-esforço aderente com bainha achatada (à esquerda) e com bainha circular (à direita) (Fercanorte, 2023)

Existem 2 soluções distintas relativamente aos sistemas de pré-esforço aderentes, sendo eles os sistemas com bainhas circulares (Figura 2.10) e os sistemas com bainhas achatadas (Figura 2.11). Apesar de serem soluções usuais em algumas estruturas, os sistemas de pré-esforço aderentes com bainhas circulares nem sempre são vantajosos para serem utilizados em lajes, uma vez que o seu formato reduz consideravelmente a excentricidade dos cabos ou mesmo não se torna viável para ser utilizado em lajes finas. Além desta questão, é habitual em lajes pós-tensionadas a existência de cabos nas duas direções, sendo que o problema da excentricidade passa a ser ainda mais grave em zonas de cruzamento de cabos.



Figura 2.10 – Laje do Hotel Real Marina (Olhão) com pré-esforço aderente de bainhas circulares (Ferca, 2023)

De forma a contornar o problema da excentricidade, nos casos em que existam diversos cordões dentro do cabo, e, portanto, um grande diâmetro, desenvolveram-se soluções de bainhas com secção circular e que apresentam apenas um cordão, sendo então o diâmetro final menor. Esta solução, porém, apesar de permitir maiores excentricidades, acaba por ser muitas vezes economicamente inviável, visto que implica na utilização de muitas ancoragens (uma para cada cordão) devido ao grande número de cordões nas soluções pré-esforçadas de lajes e as quais na maioria das vezes possuem a geometria das ancoragens de múltiplos cordões, o que acaba por ocupar um espaço muito grande.

Em razão dos problemas anteriormente citados, a utilização de sistemas de pré-esforço aderente com bainhas achatadas passa a ser uma alternativa. Estes sistemas são dimensionados para conterem entre dois e cinco cordões posicionados lado a lado (como se confirma na Figura 2.9 e na Figura 2.11), o que quando comparado ao sistema de bainhas circulares permite ter com o mesmo número de cordões excentricidades muito maiores, possibilitando assim a adoção de soluções de lajes com espessuras não muito elevadas.



Figura 2.11 - Laje do Empreendimento Scala Plaza (Luanda, Angola) com pré-esforço aderente de bainhas achatadas (Fercanorte, 2023)

Verifica-se na Tabela 2.3 que com os mesmos diâmetros e número de cordões, as soluções de bainhas achatadas possuem diâmetros externos das bainhas muito inferiores relativamente às soluções de bainhas circulares, sendo mais convenientes para a aplicação em lajes de edifícios uma vez que permitem para uma mesma espessura de laje, maiores excentricidades.

Tabela 2.3 - Comparação das soluções de pré-esforço aderente com bainhas circulares e achatadas

Solução	Diâmetro dos cordões	Número de cordões	Diâmetro externo da bainha (mm)
Bainhas circulares	15,2 mm \equiv 0,6"	4	\approx 55
Bainhas achatadas	15,2 mm \equiv 0,6"	4	\approx 20

Relativamente aos sistemas não aderentes, estes geralmente são constituídos por cordões individuais (monocordões) com dimensões similares às da Tabela 2.1 e configuração semelhante às indicada nas Figuras 2.12 e 2.13. Para esta solução, é utilizada uma graxa ou cera de lubrificação para realizar o preenchimento dos espaços vazios existentes, sendo este tipo de material mais vantajoso para reduzir o atrito entre os cordões de pré-esforço e as bainhas, além de ser benéfico na proteção contra a corrosão. Além disso, com a utilização deste sistema ocorre um deslizamento dos cordões de pré-esforço no interior das bainhas após a aplicação de cargas na laje (situação que não se verifica no caso do pré-esforço aderente).



Figura 2.12 – Exemplo de sistema de pré-esforço com monocordão não aderente (Fercanorte, 2023)

No que se refere à composição da bainha dos sistemas não aderentes, estas são por norma constituídas por um material plástico, como por exemplo polietileno ou polipropileno. Sendo neste caso o sistema de injeção também uma proteção ao cordão, considera-se a bainha como proteção primária e a graxa ou cera (material de injeção) uma proteção secundária.

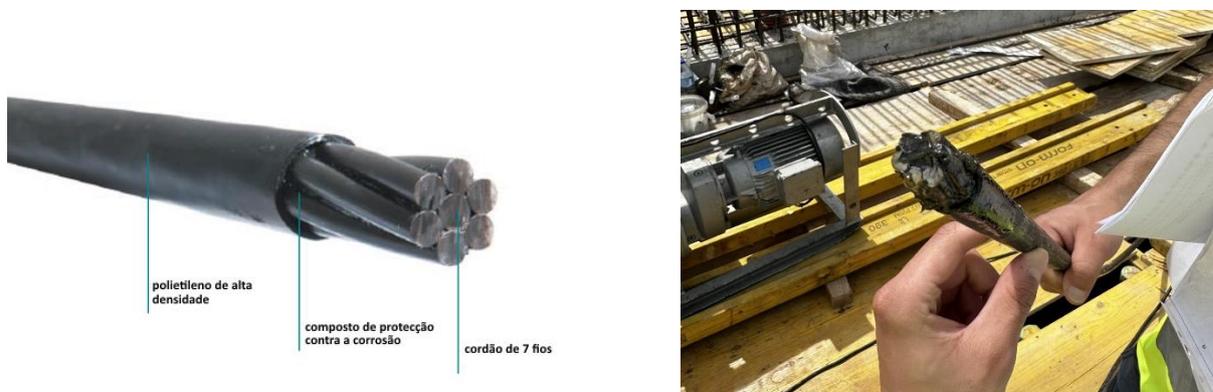


Figura 2.13 – Constituição típica de um monocordão não-aderente de pré-esforço (Fapricela, 2023)

No caso do pré-esforço não aderente, o conjunto de cabo – graxa – bainha já vem pronto de fábrica, sendo neste sistema a transferência de tensões realizada apenas nas extremidades dos cordões, na zona de ancoragem.

Para o sistema de monocordões não-aderentes, tem-se geralmente o diâmetro externo da bainha de aproximadamente 18 mm (para cordões de 0,6”), sendo então este o melhor sistema no quesito obtenção da excentricidade máxima das armaduras pós-tensionadas (comparar com os diâmetros externos indicados na Tabela 2.3).

São exemplos de lajes de edifícios correntes, realizadas com soluções de pré-esforço com monocordões não aderentes, os indicados nas Figuras 1.1 e 2.5 (ambas com projeto da empresa *Fercanorte – Estruturas, Lajes e Cofragens, Lda.*).

2.2.2. Pré-esforço Aderente ou Não Aderente?

A decisão de se utilizar na execução de uma laje pós-tensionada soluções aderentes ou não aderentes é uma importante decisão a ser tomada pelo projetista estrutural. As lajes de edifícios correntes são elementos estruturais que geralmente apresentam pequenas espessuras, o que conduz a excentricidades também pequenas. Sendo assim, o engenheiro tem como um dos principais critérios, a escolha de soluções que permitem se obter as maiores excentricidades possíveis para uma determinada espessura da laje.

Existem algumas características relativas aos sistemas de monocordões não aderentes, que fazem com que estes sejam uma solução vantajosa nas lajes pós-tensionadas de edifícios. Por exemplo, em relação ao recobrimento mínimo para bainhas de pós-tensionamento aderentes, o Eurocódigo 2 na cláusula 4.4.1 indica que este deve ser superior ao mínimo valor entre o diâmetro da bainha e 80 mm, o que não é imposto para as armaduras não aderentes. O Eurocódigo 2 indica ainda que o recobrimento mínimo deve atender à requisitos de condições ambientais em que a estrutura está sujeita, porém no caso das lajes de edifícios correntes (considerando um elemento interior e estrutura com tempo de vida útil de 50 anos, ou seja, Classe de Exposição XC0 e Classe Estrutural S4) este valor é de 10 mm. Sendo assim, é notável que para as soluções de monocordões não aderentes o recobrimento mínimo das armaduras é condicionado por questões de durabilidade (enquanto nas soluções aderentes são os requisitos de aderência os condicionantes), que geralmente fornecem valores baixos de recobrimento, e assim, permitem a existência de maiores excentricidades dos cordões.

Outro ponto a se ter em consideração é de que os monocordões não aderentes são mais flexíveis relativamente às soluções aderentes, permitindo uma fácil colocação em obra e execução de traçado de cabos sem muita complexidade.

A figura 2.14 mostra o Edifício Torre Ambiente em Luanda, o qual tem a estrutura realizada com a utilização de monocordões não aderentes.



Figura 2.14 – Edifício Torre Ambiente, Luanda. Lajes executadas com pós-tensionamento utilizando monocordões não aderentes (www.angocasa.com)

Devido a geometria habitual das lajes, as quais apresentam reduzidas espessuras e consequentemente baixas excentricidades, é de se esperar que o valor do pré-esforço necessário seja sempre elevado. Tendo em conta também as perdas de pré-esforço, é de se esperar que os sistemas de pré-esforço aderentes apresentem maiores perdas por atrito, sendo este um ponto muito relevante na escolha do sistema a se adotar.

Tendo em conta os aspetos anteriormente apresentados, é notável a existência de características positivas relativamente à escolha de sistemas com monocordões não aderentes. Apresentam-se agora as principais vantagens dos sistemas de pré-esforço com monocordões não-aderentes:

- Permite uma fácil colocação em obra devido ao baixo peso e flexibilidade, além de facilitar no processo de tensionamento dos cabos que pode ser realizado com um macaco hidráulico por apenas um operário (Figura 2.15).
- Apresenta pequenas perdas de pré-esforço por atrito, devido ao baixo coeficiente de atrito dos sistemas de injeção utilizados.
- Ao sair logo de fábrica o conjunto cordão-graxa-bainha, este apresenta logo uma dupla proteção à corrosão das armaduras.
- Permite a obtenção de maiores excentricidades para uma dada espessura, visto os cordões terem pequeno diâmetro e necessidade de menores recobrimentos.
- Possibilita o aumento da tensão nos cabos sempre que necessário ao longo de todo tempo de vida útil da estrutura.

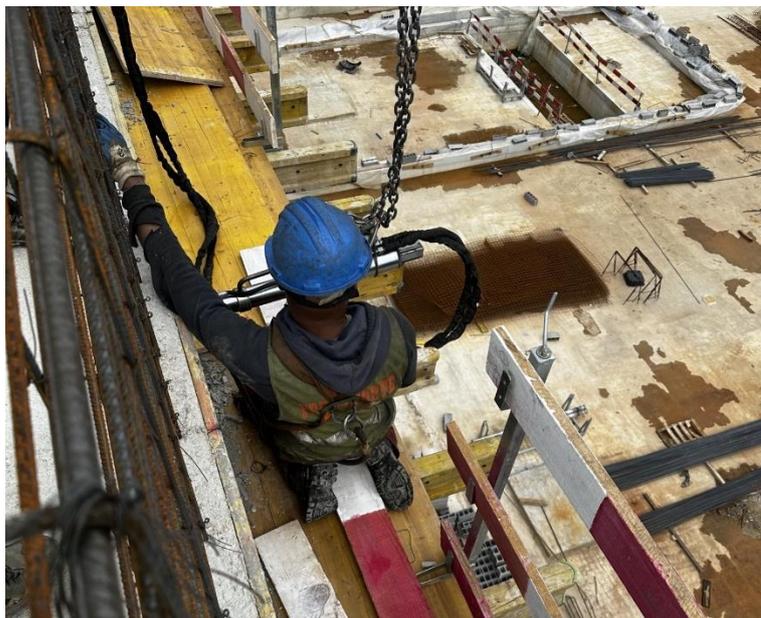


Figura 2.15 – Aplicação de pós-tensionamento das lajes do edifício da UC Biomed por um operário, com utilização de um macaco hidráulico

Apesar de apresentar diversas vantagens, o sistema de monocordões não aderentes tem também algumas desvantagens. Pode-se citar por exemplo a não mobilização da resistência máxima do aço de pré-esforço para a resistência última à flexão, sendo este aspeto, porém, relevante geralmente em casos de edifícios não correntes (com vãos e sobrecargas muito elevados), situação que não é o âmbito de estudo desta dissertação. Outra relevante desvantagem deste sistema é que a rotura accidental de um cordão implica sua desativação e perda total do pré-esforço aplicado (diferente do que acontece no caso das soluções aderentes, onde este problema implica apenas uma perda localizada em um dos cordões do cabo).

2.3. Tipos de Lajes Pré-Esforçadas em Edifícios

Existem diferentes tipos de lajes que podem ser utilizadas para as soluções de pós-tensionamento e de maneira similar ao caso do betão armado tradicional, existem alguns critérios que são decisivos na escolha da solução mais apropriada para determinado edifício, como por exemplo a localização da obra (que influencia diretamente a ação sísmica a que o edifício poderá estar sujeito) e o tipo de utilização do edifício.

As lajes maciças vigadas são as que possuem vigas em seu contorno exterior servindo como apoio para a laje (Figura 2.16), podendo estas serem vigas altas ou rasas. As lajes vigadas podem

ser armadas apenas em uma direção (solução escolhida quando os esforços de flexão são predominantes em uma das direções) ou armadas em duas direções.

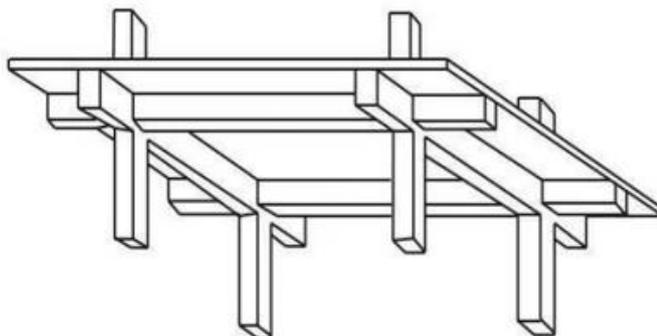


Figura 2.16 – Exemplo de laje maciça vigada armada em duas direções
(www.midasstructure.com)

Relativamente às lajes fungiformes (Figura 2.17), estas apoiam-se diretamente nos pilares sem a existência de vigas. Em comparação às lajes vigadas, é possível em lajes fungiformes obter menores espessuras dos pavimentos (garantindo menor altura do edifício, algo relevante para edifícios altos), possuem a vantagem de facilitar a execução em obra com utilização mais simples das cofragens, além de apresentarem superfícies lisas homogêneas que contribuem para a instalação de condutas por exemplo. Estas, porém, tem algumas desvantagens, como grande concentração de esforços na zona dos pilares gerando problemas de punçoamento (que podem ser resolvidos com introdução de capitéis ou maior quantidade de armaduras nestas zonas) e em geral maior deformabilidade.

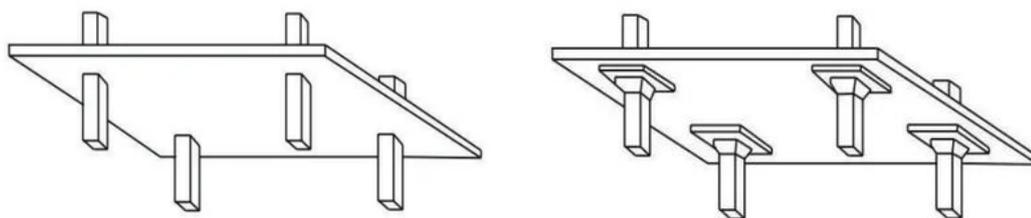


Figura 2.17 – Exemplo de laje maciça fungiforme sem capitéis (à esquerda) e com capitéis (à direita) (www.midasstructure.com)

Para vãos ou sobrecargas elevadas as lajes necessitam de grandes espessuras, pelo que a quantidade de betão utilizada é muito elevada, aumentando significativamente o peso da estrutura. Nestas situações, adotam-se lajes fungiformes aligeiradas ou nervuradas (como se verifica no exemplo indicado na Figura 2.18), as quais podem apresentar blocos de aligeiramento perdidos (geralmente constituídos por betão leve ou polímeros como poliestireno ou propileno) ou então realizados com cofragem recuperável. Estas lajes apresentam complexidade na colocação das armaduras e podem necessitar de mais mão-de-obra para sua execução. Em contrapartida, necessitam de menores quantidades de betão e permitem a obtenção de maiores excentricidades dos cabos de pós-tensionamento.



Figura 2.18 – Exemplo de edifício realizado com laje fungiforme nervurada
(www.structville.com)

Para além dos tipos de lajes anteriormente referidos, é usual também a utilização de técnicas de pré-fabricação em lajes pré-esforçadas, como por exemplo as lajes vigadas com vigotas de betão pré-esforçado e as lajes alveolares.

As lajes vigadas com vigotas de betão pré-esforçado são pré-fabricadas e pré-esforçadas com a utilização da técnica de pré-tensão, possuindo aligeiramento com blocos vazados de betão ou elementos cerâmicos (reduzindo o peso próprio) e realizadas para que não seja necessária a utilização de cofragem, o que é fundamental para a economia da estrutura.

No caso das lajes alveolares, estas são constituídas por um conjunto de painéis pré-fabricados e pré-esforçados, que possuem alvéolos para a redução do peso próprio e são montados através de justaposição lateral, constituindo também uma solução muito versátil.

2.3.1. Relação Espessura / Vão

Em lajes, a verificação de segurança relativamente à deformação é geralmente um aspeto condicionante. Utiliza-se muitas vezes a relação L/d (vão/altura útil) para controlar a deformação, como por exemplo na cláusula 7.4 do Eurocódigo 2. Este critério é também utilizado em alguns casos para uma estimativa inicial da espessura das lajes de betão armado em fase de pré-dimensionamento. Sendo assim em lajes pós-tensionadas, é de se esperar que o valor do pré-esforço a ser aplicado e sua disposição dependem também deste critério, sendo indicados a seguir na Tabela 2.4 alguns valores utilizados para a escolha de uma espessura inicial para determinado tipo de laje pré-esforçada por pós-tensão. Vale ressaltar que estes valores não são exatos, pelo que é importante se estudar mais de uma solução com diferentes valores de espessura, uma vez que com maiores espessuras obtém-se menores deformações, necessitando de menores quantidades de pré-esforço (ou seja, para maiores espessuras tem-se maiores custos associados ao betão, porém menores custos associados ao pós-tensionamento).

Tabela 2.4 - Relações vão (L) / altura útil (d) usuais para diferentes tipos de lajes pós-tensionadas (Adaptado de Bernardo e Lopes, 2013)

Relação L/d	Comprimento do vão (m)				
Tipo de laje	6	8	10	12	20
Laje maciça vigada	≈ 40				
Laje fungiforme maciça		≈ 40 a 35			
Laje fungiforme aligeirada/nervurada			≈ 35		

Atualmente devido às inovações arquitetónicas, procura-se muitas vezes obter edifícios com elevado espaço útil nos pisos, apresentando pequenas espessuras de lajes e originando estruturas mais esbeltas, sendo que utilização de lajes fungiformes é frequentemente a solução escolhida. Estas lajes apresentam maiores níveis de deformação quando comparadas a outros tipos de lajes, pelo que a utilização de pós-tensionamento passa a ser relevante, de forma a reduzir essa deformabilidade e simultaneamente permitir uma diminuição na espessura dos pavimentos.

2.3.2. Traçado dos Cabos de Pré-Esforço em Lajes

O traçado dos cabos de pré-esforço é na maioria das vezes escolhido com base no critério de se utilizar o diagrama de momentos fletores resultante das cargas permanentes. As zonas que provocam maiores trações na estrutura (ou seja, as zonas de momentos fletores máximos) devem ser controladas com a introdução de compressões, as quais são obtidas através dos cabos pós-tensionados. Sendo assim, ao escolher o traçado dos cabos, busca-se obter as maiores excentricidades possíveis nas zonas de momentos fletores máximos, tendo em conta que estas dependem essencialmente do recobrimento mínimo das bainhas dos cabos (que como referido no subcapítulo 2.2.2 é mais gravoso para as soluções de pré-esforço aderente).

2.3.3. Traçado em Perfil

Como já dito anteriormente, o controlo da deformação das lajes é geralmente um critério utilizado para o dimensionamento do pré-esforço, sendo que a utilização do traçado do cabo com base no diagrama de momentos fletores é uma escolha adequada, visto que a deformação da laje depende muito deste fator. O traçado dos cabos em perfil é obtido através de traçados parabólicos ou trapezoidais. Geralmente a utilização de pré-esforço conduz a soluções com traçados parabólicos, visto estes provocarem um efeito similar ao gerado por um carregamento distribuído verticalmente, sendo, portanto, a solução que melhor consegue controlar o efeito desta carga.

Em lajes, porém, adotam-se muitas vezes pequenas espessuras, o que dificulta a utilização de parábolas, que necessitariam de acertos milimétricos na sua execução. Sendo assim, é usual a escolha de soluções com traçados trapezoidais em lajes, uma vez que estes são mais simples de serem realizados e os troços retos dos cabos podem se apoiar diretamente nas armaduras passivas inferiores, facilitando a montagem em obra.

Na fase de construção da laje, ao invés de se utilizarem mecanismos para fixar as armaduras ativas de forma que tenham um traçado completamente parabólico, é mais simples fixá-las nos pontos de excentricidade máxima calculados previamente em projeto (por cima dos apoios e nos vãos) e permitir que elas se posicionem de maneira suave em um traçado adequado através da ação da gravidade, como se verifica na Figura 2.19:

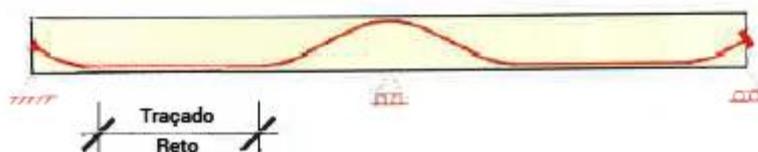


Figura 2.19 - Traçado em perfil de um cordão de pré-esforço resultante da ação da gravidade (Adaptada de Aalami, 2014)

A diferença de desempenho entre este traçado mais natural e o traçado perfeitamente parabólico é pequena, apesar de que o traçado indicado na Figura 2.19 é muito mais fácil de ser executado em obra.

2.3.4. Traçado em Planta

No caso de lajes armadas em duas direções, uma forma de compensar eficazmente os efeitos das cargas verticais distribuídas é aplicar também os cabos de pré-esforço em ambas direções, apesar de que a adoção desta configuração dos cabos não significa necessariamente que o efeito de compensação de carga será uniformemente obtido, tendo em conta que momentos fletores se encontram mais concentrados nas zonas de existência de pilares. Essa concentração de esforços, justifica que a aplicação dos cabos seja realizada nas chamadas “bandas de pré-esforço” que possuem uma maior concentração de cabos e que podem, portanto, apresentar caso necessário maiores espessuras quando possível.

As forças aplicadas nos cabos de pré-esforço e suas excentricidades, geram esforços internos os quais podem ser considerados no dimensionamento através da utilização do conceito de cargas equivalentes (que será tratado com mais detalhes no subcapítulo 4.3). A existência de curvaturas invertidas dos cabos nas zonas entre os pilares (como é notável na Figura 2.20) gera cargas equivalentes para baixo, o que reduz o efeito do pré-esforço para o balanceamento das cargas nestas zonas, e assim, a adoção de soluções com maior concentração de cabos nas bandas entre pilares passa a ser relevante para o equilíbrio de esforços.

Considerando uma laje corrente com distribuição uniforme de pilares, a solução com utilização de maior concentração de cabos nas bandas de pré-esforço pode ser vantajosa em alguns aspetos como por exemplo: uma maior resistência ao punçoamento da laje; uma compensação mais uniforme do carregamento aplicado, uma vez que a distribuição equivalente de momentos

fletores decorrente do pré-esforço é mais próxima da distribuição de momentos fletores do carregamento; maior facilidade de aplicação dos cabos em obra, visto que a distribuição uniforme na laje como um todo necessita de um maior cuidado para que se obtenha perfis similares em todos os cabos.

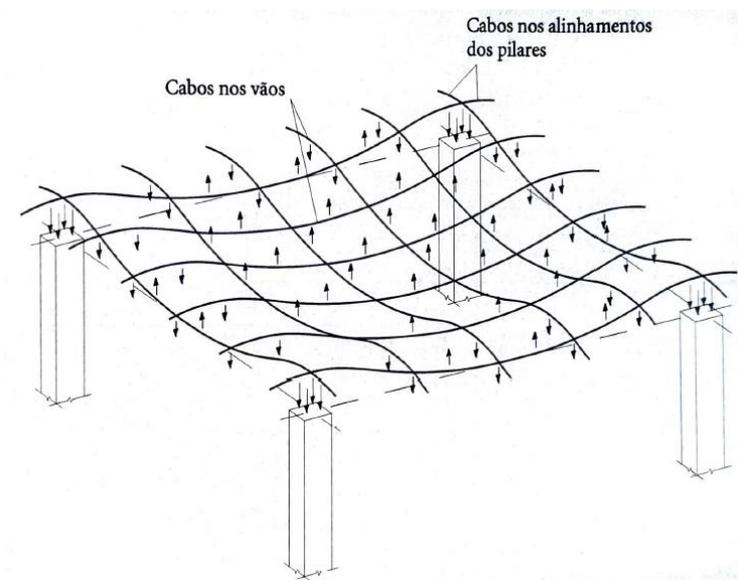


Figura 2.20 – Representação das cargas equivalentes ao pré-esforço em uma distribuição uniforme de cabos (Bernardo e Lopes, 2013)

É evidente que em lajes vigadas, o efeito negativo da existência de curvaturas invertidas nos alinhamentos dos pilares é facilmente compensado pela resistência fornecida pelas vigas, pelo que a utilização de uma maior concentração de cabos nesta zona nem sempre é importante. Em lajes fungiformes, porém, além deste efeito já mencionado, sabe-se que possuem uma maior deformabilidade, pelo que a aplicação de pós-tensionamento passa a ser logicamente uma solução a ser aplicada.

Em lajes fungiformes com adoção de bandas de pré-esforço com concentração de cabos nos alinhamentos dos pilares, é usual que se adote nesta zona entre 50 e 75% do total do pré-esforço que será aplicado e o restante distribuído uniformemente pela laje. A utilização de soluções com esta distribuição, permite que se obtenham reduções nos valores das flechas e esforços máximos na laje, compensação da distribuição de momentos fletores resultantes do carregamento distribuído na laje e melhor resistência ao punçoamento. A Figura 2.21 ilustra algumas possibilidades de distribuição de cabos de pós-tensionamento em lajes fungiformes correntes.

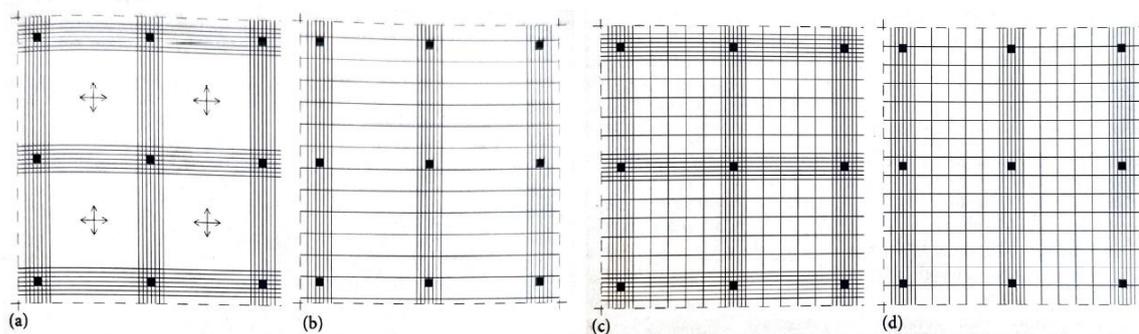


Figura 2.21 – Exemplos de distribuições de cabos em planta em lajes fungiformes (Bernardo e Lopes, 2013)

De maneira geral, tem-se em atenção o comportamento da laje à flexão, à deformação, ao punçoamento e aos aspetos construtivos (como facilidade de disposição dos cabos em obra) para a decisão da solução a adotar para a disposição dos cabos. É necessário também ter cuidado nas situações em que existem cruzamento de cabos, principalmente em lajes maciças fungiformes, pois isso influencia nos valores das excentricidades, pelo que se busca dispor das maiores excentricidades para os cabos que estão dispostos segundo a direção de maior vão (uma vez que para este tipo de laje, é nesta direção que serão obtidos os maiores valores de esforços).

3. EXECUÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO EM LAJES DE EDIFÍCIOS CORRENTES

3.1. Acessórios e Componentes dos Sistemas de Pré-Esforço por Pós-Tensão

Os sistemas de pré-esforço são compostos por diversos componentes, como aço e betão de elevada resistência e sistemas de ancoragem. O betão por exemplo, quando apresenta elevada classe de resistência permite a utilização de secções menores, apresentando menores deformações e menor peso próprio, além de ter elevada resistência em idades jovens permitindo que a aplicação dos pós-tensionamento possa ocorrer poucos dias após a betonagem. A seguir, apresentam-se algumas características principais dos restantes componentes dos sistemas de pré-esforço por pós-tensão utilizados em edifícios:

- Armaduras Ativas

As armaduras ativas são constituídas por aços de alta resistência e são utilizadas para a introdução das forças de pré-esforço na estrutura. Como já mencionado no subcapítulo 2.2.1 estas podem ser em fios, cordões ou varões, sendo nas lajes habitualmente utilizados cordões com 7 fios apresentando geralmente características similares às indicadas nas Tabelas 2.1 e 2.2.

Estas armaduras chegam a obra em forma de rolos, como se pode verificar na Figura 3.1.

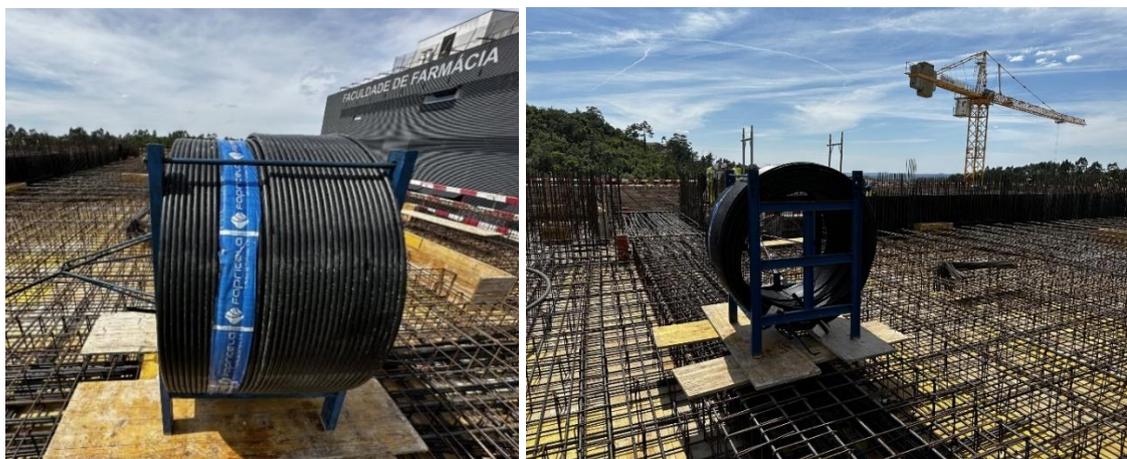


Figura 3.1 - Rolos de cordões de pré-esforço na obra do edifício da UC Biomed, Coimbra

– Armaduras Passivas

As armaduras passivas a serem utilizadas seguem o disposto na secção 3.2 da norma NP EN 1992-1-1 2010 (Eurocódigo 2), sendo então as propriedades das mesmas determinadas de acordo com a norma EN 10080. O aço a ser utilizado deve possuir uma tensão de cedência f_{yk} = 400 a 600 MPa e uma ductilidade adequada, a qual depende do aço utilizado ser laminado a quente ou endurecido a frio.

– Ancoragens e Acopladores

Em relação às ancoragens e acopladores utilizados na aplicação do pré-esforço, estes seguem o disposto na secção 3.4 do Eurocódigo 2, sendo as ancoragens utilizadas para transmitir as forças entre as armaduras e o betão nas zonas de amarração e os acopladores utilizados para conectar armaduras individuais de forma que se obtenham armaduras contínuas. Sendo estes acessórios parte de um sistema de pré-esforço, devem seguir sempre o disposto em alguma Aprovação Técnica Europeia. De salientar que estas zonas necessitam de especial atenção em sua pormenorização, seguindo o disposto nas secções 5.10, 8.10.3 e 8.10.4 do Eurocódigo 2, como será abordado no subcapítulo 4.6 desta dissertação. Além disso, as ancoragens podem ser ativas (as quais permitem o tensionamento) ou passivas (que ficam embebidas no betão).

Os dispositivos de ancoragem devem possuir uma resistência tal que permitam a correta transmissão da força de pós-tensionamento ao betão e garanta que as possíveis fendas que sejam formadas nestas zonas não prejudiquem o adequado funcionamento das ancoragens. A empresa portuguesa *Ferca – Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa, S.A.* por exemplo, utiliza ancoragens para suas obras desenvolvidas com o sistema TTM *tension technology* o qual é certificado pela *European Organization for Technical Approvals (EOTA)*. Para sistemas de monocordões não aderentes, a empresa Ferca costuma utilizar as ancoragens do tipo “E” do sistema TTM, indicados na Figura 3.2 e que possuem diversos níveis de proteção e adaptação que podem ser escolhidos de acordo com as condições ambientais da obra em questão.

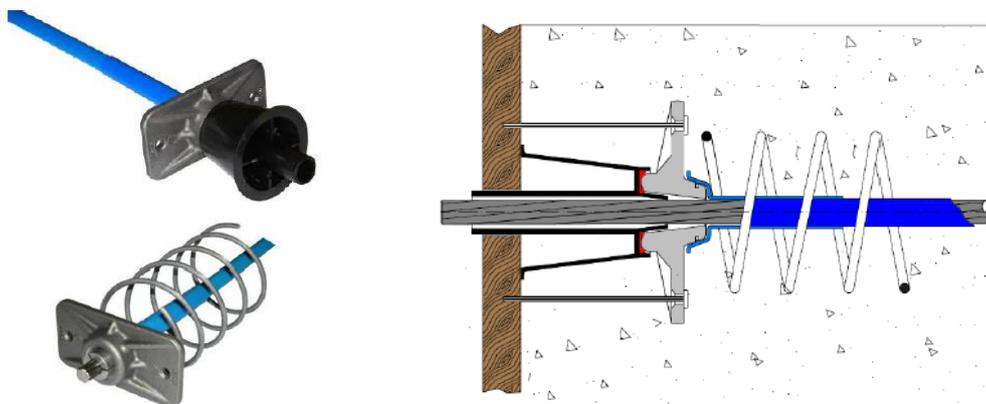


Figura 3.2 – Configuração de ancoragem do tipo “E” utilizando o sistema TTM (Ferca, 2023)

Outros exemplos de ancoragens podem ser vistos no subcapítulo. 2.2.1

– Bainhas

No caso de pré-esforço por pós-tensionamento, as armaduras ativas são colocadas no interior de bainhas e preenchidas com algum material de forma a evitar a existência de espaços vazios entre as armaduras e a bainha. As bainhas também servem como proteção das armaduras de pós-tensionamento contra a corrosão.

Como indicado na Figura 3.3, as bainhas podem ser metálicas ou plásticas, sendo seu formato circular ou achatado de acordo com o tipo de solução de pós-tensionamento escolhida.



Figura 3.3 – Exemplo de bainha metálica circular (à esquerda) e bainha plástica achatada (à direita) (www.mtt-maxim.com e Ferca, 2023)

– Sistemas de injeção

Como anteriormente referenciado, é necessário realizar a injeção de materiais na bainha de pré-esforço para preencher todo o espaço existente, sendo que podem ser utilizados tanto materiais rígidos como flexíveis (o que diferencia o pré-esforço aderente do não aderente, como mais bem explicado no subcapítulo 2.2.1). No caso da utilização de monocordões não aderentes, estes costumam ser auto-embainhados.

– Outros Acessórios

- Macacos Hidráulicos

O tensionamento das armaduras ativas é efetuado com a utilização de macacos hidráulicos, os quais variam entre si de acordo com a empresa e a capacidade da força de tensionamento que pode ser aplicada. Na figura 3.4, verifica-se um exemplo de macaco hidráulico TTM *tension technology* utilizado geralmente para tensionar monocordões, com uma capacidade de tensionamento de até 300 kN.



Figura 3.4 – Exemplo de macaco hidráulico utilizado para o tensionamento de monocordões
(Ferca, 2023)

- Tubos de purga

Muitas vezes utilizam-se tubos de purga nas bainhas (Figura 3.5), devendo estes serem posicionados em pontos onde potencialmente podem se formar bolsas de ar, de forma que se garanta a remoção do mesmo durante a fase de injeção de material entre a armadura ativa e a bainha para pós-tensionamento aderente.



Figura 3.5 – Exemplo de utilização de um tubo de purga em um cabo de pré-esforço com bainha metálica circular (Ferca 2023)

3.2. Processo Construtivo

O processo de construção de uma laje pós-tensionada é bastante similar ao de uma laje de betão armado tradicional, sendo existentes algumas pequenas diferenças relativamente ao posicionamento das armaduras, ao tensionamento das armaduras de pré-esforço e ao faseamento construtivo.

As etapas de construção de uma laje pós-tensionada são constituídas, de maneira geral, da seguinte forma:

1. Montagem das cofragens da laje;
2. Posicionamento das ancoragens de pré-esforço;
3. Colocação das armaduras passivas inferiores e armaduras de bordo;
4. Colocação das armaduras ativas (no caso do pré-esforço aderente pode-se primeiramente posicionar apenas as bainhas, sendo para o pré-esforço não aderente realizado logo o posicionamento dos monocordões), sendo estas fixadas por suportes nas suas posições em planta e perfil, de acordo com os desenhos de projeto;
5. Colocação das armaduras passivas superiores;
6. Betonagem da laje;
7. Tensionamento das armaduras ativas;
8. Remoção das cofragens.
9. Apenas no caso do pré-esforço aderente, realiza-se nesta fase final a injeção do material rígido nas bainhas.

É de salientar que algumas etapas da execução de lajes pós-tensionadas como tensionamento das armaduras ativas e injeção de material nas bainhas no caso do pré-esforço aderente são fases

adicionais não realizadas no caso das lajes de betão armado tradicional. Estas fases, porém, são na grande maioria das vezes realizadas por empresas especializadas em pós-tensionamento, pelo que os trabalhos correntes realizados pelo construtor principal podem continuar a ser realizados normalmente sem interrupções.

Como anteriormente dito, uma importante característica do pós-tensionamento de uma laje é a redução do tempo de execução da obra, visto que logo após o betão ganhar resistência suficiente, pode-se proceder ao tensionamento das armaduras ativas e de seguida, remover todo o escoramento e cofragem.

Algumas das etapas do processo construtivo de lajes pós-tensionadas podem ser vistos a seguir nas Figuras 3.6 a 3.8.



Figura 3.6 – Posicionamento de ancoragens e armaduras ativas em uma laje pós-tensionada (VSL, 2023)



Figura 3.7 – Betonagem de uma laje pós-tensionada (www.colunaitalo.com.br)

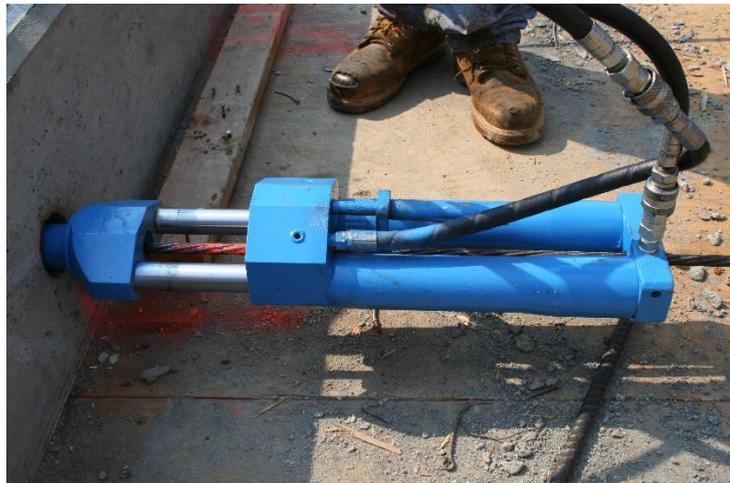


Figura 3.8 – Tensionamento de um monocordão (www.structuraltechnologies.com)

4. DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO EM LAJES DE EDIFÍCIOS CORRENTES

O dimensionamento do pré-esforço em lajes consiste basicamente na determinação do valor necessário de pré-esforço a ser aplicado (considerando suas perdas), seguido da verificação de segurança aos estados limites de utilização e estados limites últimos. Por fim, procede-se a pormenorização das armaduras ativas e correspondentes ancoragens de acordo com a disposição escolhida para os cordões na laje.

4.1. Tipos de Ações

As ações a serem consideradas nos cálculos relativos ao pré-esforço podem ser divididas em três diferentes tipos, sendo estes classificados da seguinte forma de acordo com o Eurocódigo 0 (NP EN 1990 2009):

- Ação Permanente (G): Ação com elevada probabilidade de atuar durante um determinado período e com pequena variação de intensidade no tempo, como por exemplo peso próprio, peso dos revestimentos e peso dos equipamentos fixos.
- Ação Variável (Q): Ação com variação de intensidade no tempo não desprezável, como sobrecargas, ação do vento, ação da neve, entre outras.
- Ação Acidental (A): Ação que geralmente ocorre durante uma curta duração de tempo, mas com elevada intensidade, tendo baixa probabilidade de ocorrência. Como exemplo tem-se explosões e impactos de veículos.

O pré-esforço apesar de ser tratado de forma separada, é considerado segundo o Eurocódigo 0 como uma ação permanente, a qual é causada por uma força ou deformação controladas e impostas a uma estrutura.

4.2. Combinações de Ações

Para a determinação das combinações de ações a serem consideradas, é relevante conhecer as situações de projeto. Para o dimensionamento do pré-esforço, consideram-se as seguintes situações de projeto com base no Eurocódigo 0:

- Situações de projeto persistentes: correspondentes a condições normais de utilização.

- Situações de projeto transitórias: correspondentes a condições temporárias aplicáveis à estrutura, como por exemplo durante sua construção ou reparação.
- Situações de projeto acidentais: correspondentes a condições excepcionais aplicáveis à estrutura como incêndios, explosões, entre outras.
- Situações de projeto sísmicas: correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita à ação dos sismos.

Relativamente às ações, estas são consideradas por norma com base em seu valor característico, o qual exprime o seu valor representativo principal. Tem-se então o valor característico para as ações permanentes G_k e o valor característico para as ações variáveis Q_k .

As combinações de ações a serem consideradas são indicadas no Eurocódigo 0, sendo elas as seguintes:

- Para estados limites de utilização tem-se:

- Combinação característica

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

- Combinação frequente

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

- Combinação quase-permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

- Para estados limites últimos tem-se:

- Combinação para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

- Combinação para situações de projeto acidentais

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

- Combinação para situações de projeto sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

Os valores de coeficientes γ e ψ podem ser retirados no Anexo Nacional do Eurocódigo 0.

4.3. Ação do Pré-Esforço

4.3.1. Perdas de Pré-Esforço

A aplicação do pós-tensionamento não é totalmente mantida nas armaduras ativas, uma vez que existem diferentes fenómenos que causam perdas da força inicialmente aplicada. Sendo assim, é sempre importante contabilizar estas perdas, de forma a se aplicar o correto valor de pós-tensionamento necessário para a estrutura em causa.

É necessário ter em atenção que de acordo com a secção 5.10.2.1 do Eurocódigo 2, a força aplicada à armadura de pré-esforço, na extremidade ativa, não pode exceder:

$$P_{máx} = A_p * \sigma_{p,máx} \quad (7)$$

com:

$$\sigma_{p,máx} = \min \begin{cases} 0,8 * f_{pk} \\ 0,9 * f_{p0,1k} \end{cases} \quad (8)$$

Sendo usual que o tensionamento das armaduras ativas seja realizado a $0,75f_{pk}$ (ou seja, considerando um aço de pré-esforço usual Y1860, tem-se o tensionamento dos cordões de pré-esforço realizados a $0,75f_{pk} = 0,75 \times 1860 = 1395$ MPa).

Tendo isto em consideração, calculam-se as perdas de pré-esforço, de acordo com a secção 5.10 do Eurocódigo 2, sendo estas divididas em perdas instantâneas e diferidas.

- Perdas instantâneas (ocorrem imediatamente após o tensionamento das armaduras)
 - Perdas por atrito: ocorrem devido ao atrito que existe entre as armaduras de pré-esforço e as bainhas.
 - Perdas por reentrada dos cabos: resultante do deslocamento das armaduras ativas nas ancoragens após o tensionamento.
 - Perdas por deformação instantânea do betão: resultado da deformação elástica do betão por ação da força de tensionamento.
- Perdas diferidas (ocorrem ao longo do tempo de vida útil da estrutura)
 - Perdas por relaxação das armaduras ativas: ocorrem devido à perda da força de tensionamento que ocorre na armadura de pré-esforço ao longo do tempo.
 - Perdas por fluência do betão: perdas resultantes da deformação não elástica que ocorre no betão devido à aplicação da força de tensionamento das armaduras de pré-esforço.
 - Perdas por retração do betão: resultam da variação de volume do betão ao longo do tempo.

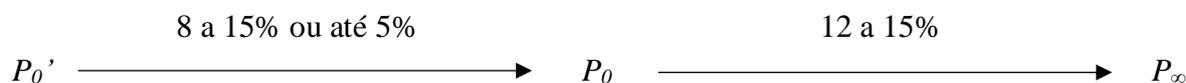
Como alternativa ao cálculo rigoroso das diferentes perdas de pré-esforço, é usual assumir como estimativa em fase de projeto, valores percentuais para as perdas, de maneira que se possa estimar qual a força de pré-esforço necessária. Geralmente, assumem-se perdas instantâneas entre 8 e 15% do pré-esforço aplicado para o pré-esforço aderente e de até 5% para o pré-esforço não aderente. Já para as perdas diferidas, é usual considerar percentuais entre 12 e 15% do valor do pré-esforço aplicado.

Pode-se contabilizar as perdas de pré-esforço da seguinte maneira:

$$P_0(x) = P_0'(x) - \Delta P_0(x) \quad (9)$$

$$P_\infty(x) = P_0(x) - \Delta P_\infty(x) \quad (10)$$

De maneira simplificada, tem-se o seguinte esquema:



Para não tornar esta dissertação muito exaustiva, não se colocam aqui todas as expressões necessárias para a realização dos cálculos rigorosos das perdas de pré-esforço, sendo estas obtidas, como dito anteriormente, com base no disposto na secção 5.10 do Eurocódigo 2.

4.3.2. O Pré-Esforço Útil

O pré-esforço útil corresponde ao valor do pré-esforço obtido após a consideração das perdas instantâneas e diferidas. Em situações gerais de aplicação do pré-esforço, como por exemplo nas vigas, geralmente são utilizados alguns critérios para a determinação de uma estimativa do valor do pré-esforço útil como o balanceamento de cargas, a limitação da deformação, a limitação da fendilhação e o estado limite de descompressão.

Em lajes a utilização de alguns destes critérios isoladamente pode nem sempre ser a melhor escolha. Por exemplo para o caso do critério da descompressão, a verificação deve ser realizada em vários alinhamentos de cabos e em diversos pontos e direções da laje, pelo que passa a ser um processo cansativo e exigente. Sendo assim, considerando que o controlo do valor da flecha final no ponto de máxima deformação da laje com utilização de pós-tensionamento garante que a mesma possua um bom comportamento relativamente à deformação, considera-se como boa escolha a aplicação deste critério. Este processo consiste então em compensar, através da utilização de pós-tensionamento, uma determinada percentagem (geralmente entre 60 e 100%) da deformação causada pelas ações permanentes.

Considerando um traçado parabólico das armaduras de pós-tensionamento, pode-se estimar o valor médio do pré-esforço necessário em uma direção para que se compense determinada percentagem de carregamento vertical da seguinte maneira:

$$P = [K * (g_k + \psi_2 q_k)] \frac{L^2}{8f} \quad (11)$$

Em que P é a força de pré-esforço; K é a percentagem da carga a ser compensada; g_k é o valor característico da carga permanente distribuída; q_k é o valor característico da sobrecarga de utilização; L é o vão da laje; f é a flecha da parábola da armadura de pré-esforço no comprimento L .

Vale ressaltar que para traçados trapezoidais, apesar de se ter uma diferente simulação do efeito do pré-esforço (por cargas pontuais ou distribuídas em pequenos troços por exemplo), é possível também se utilizar a expressão 11 para uma estimativa inicial do valor do pré-esforço útil

necessário, visto que os momentos isostáticos nas secções críticas são similares aos obtidos com utilização de traçados parabólicos.

É comum após a determinação da estimativa do valor do pré-esforço útil, fazer uma estimativa da área de armadura de pré-esforço necessária e analisar possíveis soluções a serem adotadas. Podem também ser feitas verificações expeditas de outros aspetos relevantes como deformação, níveis de tensão no betão causada pelo pré-esforço e análise económica com base na quantidade de material necessário, sendo relevante para a escolha das diferentes soluções estudadas com diferentes espessuras de laje e disposição de armaduras ativas.

4.3.3. Cargas Equivalentes

O pré-esforço corresponde a uma deformação imposta na estrutura, pelo que sua aplicação não introduz esforços adicionais, e corresponde a um sistema auto-equilibrado, uma vez que as resultantes das tensões na secção de betão são iguais e de sinal de contrário à ação da armadura de pré-esforço (no caso de estruturas isostáticas), como se pode verificar na Figura 4.1. No caso das estruturas hiperestáticas isso não ocorre, porém, é possível sempre considerar os efeitos do pré-esforço através do conceito de “cargas equivalentes”, substituindo as ações exercidas pelas armaduras de pré-esforço por carregamentos equivalentes que produzem na estrutura os mesmos esforços internos que seriam produzidos pelo pré-esforço e facilitam a interpretação e análise da sua aplicação.

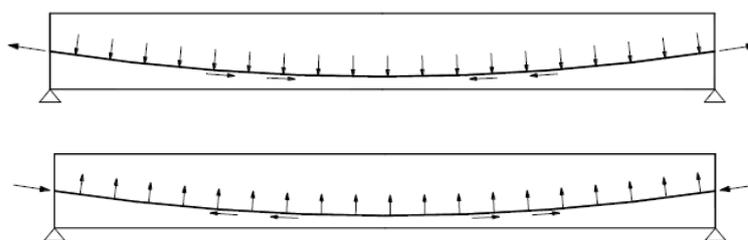


Figura 4.1 – Representação das ações exercidas na armadura ativa (acima) e no betão (abaixo) em uma viga pré-esforçada (Costa, 2014)

A definição das cargas equivalentes consiste na determinação das forças nas ancoragens e ao longo do traçado das armaduras ativas.

Relativamente às forças nas ancoragens, estas podem ser determinadas com base no disposto na Figura 4.2:



Figura 4.2 – Carregamento equivalente ao pré-esforço nas zonas de ancoragens (Costa, 2014)

Para um traçado parabólico das armaduras de pré-esforço, pode-se determinar as cargas equivalentes, de acordo com a Figura 4.3. A determinação do carregamento equivalente neste caso é dada por:

$$q^* = \frac{8f}{L^2} P \quad (12)$$

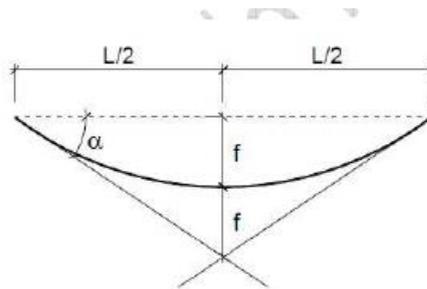


Figura 4.3 – Carregamento equivalente ao pré-esforço ao longo de uma armadura ativa com traçado parabólico (Costa, 2014)

Considerando um traçado trapezoidal para as armaduras ativas, determina-se com base na Figura 4.4 o carregamento equivalente, da seguinte maneira:

$$Q^* = P \tan\beta = P \frac{f}{L_1} \quad (13)$$

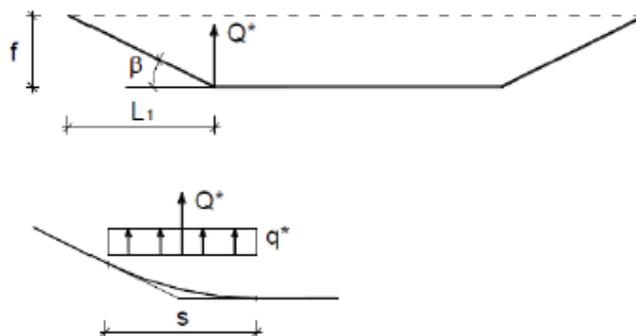


Figura 4.4 - Carregamento equivalente ao pré-esforço ao longo de uma armadura ativa com traçado poligonal (Costa, 2014)

No caso dos cabos com traçado poligonal, como se verifica na Figura 4.4, nas zonas de mudança de inclinação dos troços, os cabos devem possuir um pequeno desenvolvimento em parábola (desenvolvimento ao longo do comprimento s indicado). Para se calcular o valor do carregamento equivalente distribuído uniformemente pode-se utilizar a expressão 14 ou em alternativa considerar o valor da resultante do carregamento equivalente como indicado na expressão 13.

$$q^* = \frac{Q^*}{s} \quad (14)$$

4.4. Verificação de Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação de segurança aos estados limites de utilização é relevante para garantir um correto funcionamento da estrutura, tendo ainda em atenção questões de estética e durabilidade. Em lajes pós-tensionadas, estas verificações passam a ser ainda mais importantes, visto que a utilização do pré-esforço pretende justamente garantir boas condições de funcionamento e serviço da estrutura. Para situações de edifícios correntes, são 3 as verificações usualmente realizadas: controlo da fendilhação, limitação das tensões e controlo da deformação. As verificações relativas aos estados limites de utilização baseiam-se no capítulo 7 da norma NP EN 1992-1-1 2010.

4.4.1. Controlo da Fendilhação

A fendilhação deve ser limitada de forma a garantir um bom funcionamento da estrutura ao longo do seu tempo de vida útil, apesar de ser um fenómeno normal em estruturas de betão armado.

Como se pode verificar na Tabela 4.1, o limite máximo para a largura das fendas que podem existir são maiores no caso de utilização de pré-esforço não aderente. Isto deve-se ao fato de que este tipo de armadura possui bainhas de material plástico, o qual ajuda a proteger as armaduras à ataques de agente químicos, mesmo quando a laje está fissurada. O Eurocódigo 2, indica na secção 7.3 o valor limite para abertura de fendas (w_{max}) e são os seguintes:

Tabela 4.1 – Valores recomendados de w_{max} (mm) para elementos pré-esforçados (Adaptado da NP EN 1992-1-1, 2010)

Classe de Exposição	Pré-esforço com armaduras não aderentes	Pré-esforço com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 + Descompressão para combinação de ações quase-permanente
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	Descompressão

No caso de elementos apenas com armaduras não aderentes, aplicam-se os requisitos relativos aos elementos de betão armado, enquanto nos elementos com armaduras de pré-esforço aderentes e não aderentes, aplicam-se os requisitos relativos a armaduras aderentes.

A quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar as tensões nas zonas que se verifiquem tensões de tração pode ser obtida na secção 7.3.2 do Eurocódigo 2.

Nos casos de lajes de betão armado tradicional ou betão armado pré-esforçado de edifícios, é possível em situações correntes, realizar o controlo da fendilhação sem a utilização de cálculos diretos (cálculo explícito do valor da largura das fendas) recorrendo ao procedimento indicado na secção 7.3.3 do Eurocódigo 2.

4.4.2. Limitação das Tensões

Segundo a secção 7.2 do Eurocódigo 2, é necessário limitar as tensões de compressão no betão para que se evite a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis elevados de fluência.

Para que se evite a formação de fendas longitudinais, sobretudo em zonas com classes de exposição ambientais mais severas e que não dispõem de medidas adicionais para aumento da durabilidade (como maior recobrimento ou cintagem através de armadura transversal), limita-se a tensão no betão (σ_c) com $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$. É usual em projeto, muitas vezes em fase de pré-dimensionamento limitar a tensão média no betão devido ao pré-esforço entre 3 e 4 MPa.

Relativamente as armaduras, deve-se limitar as tensões de tração de forma a evitar a existência de deformações não elásticas e níveis de deformação ou fendilhação inaceitáveis, sendo então no caso das armaduras ordinárias imposto o limite de $0,8f_{yk}$ para a combinação de ações característica (sendo o limite f_{yk} quando a tensão é provocada por uma deformação imposta) e no caso das armaduras de pré-esforço não deve exceder $0,75f_{pk}$.

De acordo com a secção 5.10.2.2 do Eurocódigo 2, deve-se evitar o esmagamento ou fendimento local na extremidade de elementos pré-esforçados, com base em alguma Aprovação Técnica Europeia aplicável. A tensão de compressão no betão resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuam no momento de aplicação do pré-esforço, deve ser limitada a um valor de $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t)$, em que $f_{ck}(t)$ é o valor característico da resistência do betão a compressão na idade t da aplicação do pré-esforço, com t em dias.

4.4.3. Controlo da Deformação

Como anteriormente referido, muitas vezes é utilizado o critério de limitação das deformações causadas pelas cargas permanentes para o pré-dimensionamento do pré-esforço, sendo nestes casos quase sempre assegurado o controlo da deformação, uma vez que utilizando este critério verifica-se que os valores máximos das flechas são inferiores aos indicados nas normas.

Segundo a secção 7.4 da NP EN 1992-1-1 2010, a flecha calculada em uma laje sujeita a ações quase-permanentes deve ser limitada a $v_{\text{lim}}/250$ para que não se altere o aspecto e as condições de utilização da estrutura. No caso de flechas suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura (envidraçados, paredes divisórias, revestimentos, etc.) limita-se para as ações quase permanentes a um valor de $v_{\text{lim}}/500$.

Existem diferentes maneiras para se estimar os valores das deformações, sendo usualmente utilizado o método dos elementos finitos com auxílio de tecnologia computacional. É habitual nas lajes pós-tensionadas, assumir para esta estimativa, a hipótese de não existência de fendilhação na laje. A partir dos valores obtidos, verifica-se se estes estão de acordo com os limites do Eurocódigo 2 anteriormente referenciados.

4.5. Verificação de Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Para se garantir a segurança da estrutura relativamente ao seu colapso parcial ou total, são verificados os estados limites últimos, sendo em lajes pós-tensionadas geralmente verificados os estados limites últimos de resistência à flexão, resistência ao esforço transversal e resistência ao punçoamento no caso de lajes fungiformes.

4.5.1. Flexão

Para a verificação de segurança à flexão em lajes pós-tensionadas é usual a utilização da Teoria da Elasticidade e da Teoria da Plasticidade, assim como usado para a análise de lajes de betão armado tradicional. Na prática, os esforços são calculados com base nas cargas aplicadas, através da Teoria da Elasticidade para lajes finas utilizando por exemplo o método dos pórticos equivalentes, tabelas de cálculo ou o método dos elementos finitos.

Para o dimensionamento das secções, obtém-se os valores de cálculo dos esforços atuantes através da majoração dos esforços anteriormente obtidos. A partir disto, é necessário verificar que o momento fletor atuante nas secções é inferior ao momento fletor resistente.

A verificação de segurança à flexão segue o disposto na secção 6.1 do Eurocódigo 2.

4.5.2. Esforço Transverso

A obtenção do esforço transversal de cálculo para a verificação de segurança pode ser realizada de maneira análoga à indicada anteriormente para a flexão. No caso do esforço transversal, a verificação de segurança segue a secção 6.2 do Eurocódigo 2.

As lajes constituem um dos poucos elementos estruturais que devido a aspetos construtivos, podem não possuir armaduras de esforço transversal. Tendo isto em consideração, a transmissão do carregamento para os pilares faz-se por efeito de arco e consola, como indicado na Figura 4.5. Este aspeto torna a rotura por esforço transversal em lajes sem armadura transversal uma rotura frágil, pelo que é essencial garantir uma resistência suficiente ao esforço transversal.

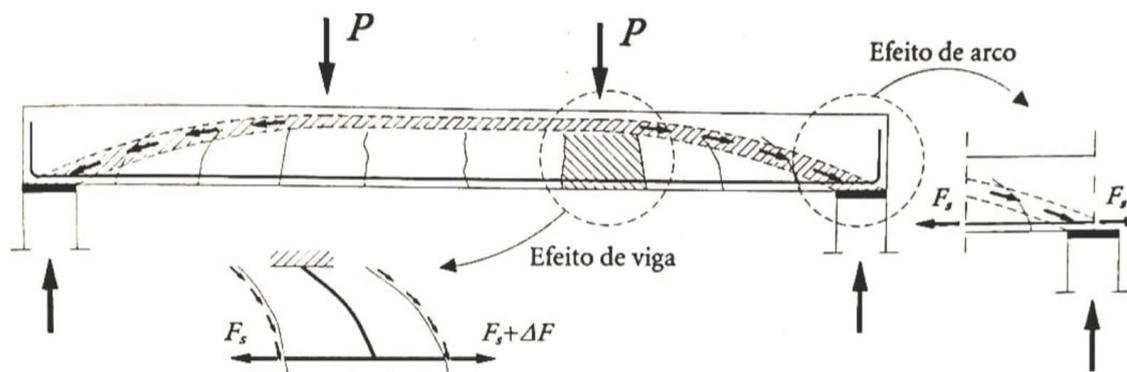


Figura 4.5 – Transmissão de cargas em lajes sem armadura de esforço transversal (Bernardo e Lopes, 2013)

De acordo com a secção 6.2.1 (3) do Eurocódigo 2, verifica-se que em secções onde o esforço transversal de cálculo (V_{ed}) é inferior ao esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal ($V_{Rd,c}$), não é necessário o cálculo de armadura transversal. A cláusula 6.2.1 (8) indica que em elementos sujeitos predominantemente a ações uniformemente distribuídas, como é o caso das lajes, não é necessária a verificação do valor de cálculo do esforço transversal a uma distância inferior a d da face do apoio, sendo d a altura útil da laje.

No caso de lajes que não possuem armadura de esforço transversal, segue-se o disposto em 6.2.2 do Eurocódigo 2 para o cálculo do esforço transversal resistente. Relativamente aos casos específicos em que se adote armadura transversal nas lajes, utilizam-se os procedimentos indicados nas secções 6.2.3 e 9.3.2 EC2.

4.5.3. Punçoamento

O punçoamento é resultado da existência de cargas aplicadas em uma área de pequena dimensão, originando elevados níveis de tensão, sendo principalmente relevante no caso de lajes fungiformes nas zonas ao redor dos pilares. Este mecanismo está também associado a uma rotura frágil a qual é fundamentalmente condicionada pela resistência à tração e compressão do betão (uma vez que por questões construtivas raramente se incorporam armaduras específicas para o punçoamento) e é capaz de gerar um colapso progressivo da estrutura em causa, visto que com a rotura de um pilar específico, a carga transmitida aos outros pilares aumenta.

A verificação da resistência ao punçoamento segue o disposto na secção 6.4 da NP EN 1992-1-1 2010. De acordo com a cláusula 6.4.3 o método de cálculo utilizado baseia-se em efetuar verificações na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo, sendo que não será necessária armadura específica de punçoamento caso se verifique que o valor de cálculo do esforço atuante

de punçoamento (v_{ed}) é inferior ao valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento sem armadura específica ($v_{Rd,c}$). Caso esta verificação não seja cumprida, deve-se adotar uma armadura de punçoamento com base nas secções 6.4.5 e 9.4.3 do EC2.

A rotura por punçoamento está associada a formação de um tronco de cone com tendência a se desligar da laje, como se verifica na Figura 4.6. A aplicação de pós-tensionamento pode ser vantajosa na verificação de segurança ao punçoamento, uma vez que os cordões localizados dentro do cone de punçoamento fazem a transferência das componentes verticais das cargas diretamente para os pilares, tendo um efeito favorável (aliviando o esforço de punçoamento nesta zona) que ajuda na prevenção de colapso da laje. Em contrapartida, os cordões que se localizam fora do cone de punçoamento tem efeito desfavorável.

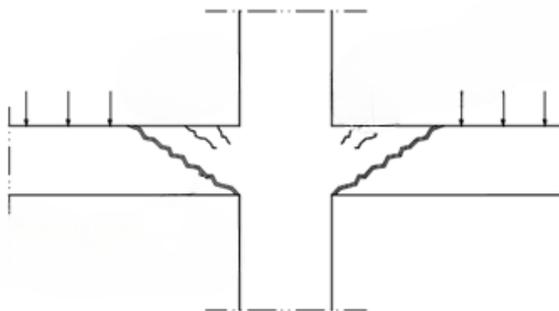


Figura 4.6 – Mecanismo de rotura por punçoamento (Costa, 2014)

4.6. Zonas de Ancoragens

As zonas de ancoragens em elementos pós-tensionados constituem zonas em que atuam forças concentradas, transmitidas ao betão como tensões elevadas distribuídas na placa de distribuição de carga e possuindo uma zona de transição entre o ponto de aplicação da carga e a zona em que as tensões passam a ter uma distribuição linear. Por causa da trajetória das tensões de compressão, surgem forças de tração na direção transversal como se verifica na Figura 4.7:

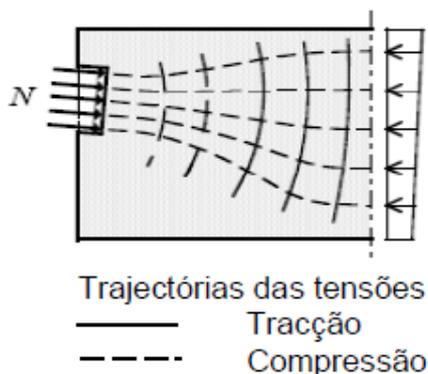


Figura 4.7 – Trajetória das tensões na zona de ancoragem (Costa, 2014)

Segundo as secções 5.10.2.2 e 6.7 do EC2, deve-se evitar o esmagamento ou fendimento local, assim como as forças de tração transversais nas ancoragens de elementos pós-tensionados nas zonas das ancoragens, uma vez que estas são áreas sujeitas a forças concentradas.

Com base na secção 6.7 pode-se calcular o valor limite da força concentrada verificando se a segurança ao esmagamento do betão é cumprida. Caso não se verifique esta condição, uma possível solução seria o aumento da classe do betão, porém é pouco utilizada uma vez que não é uma solução económica dado se tratar de um problema local. Desta forma, geralmente coloca-se uma armadura transversal de confinamento em formato espiral logo atrás da chapa de ancoragem, sendo estas geralmente fornecidas junto com as ancoragens, como se pode verificar na Figura 3.2, para aumentar a resistência do betão à compressão nesta zona.

A cláusula 8.10.3 (4) do EC2 refere que as forças de tração devidas a forças concentradas deverão ser avaliadas por meio de um modelo de escoras e tirantes, sendo as armaduras calculadas considerando um limite de tensão de 300 MPa para que se tenha um controlo da fendilhação.

5. GUIA DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO PARA LAJES PÓS-TENSIONADAS

Para consolidar o processo de análise e dimensionamento de lajes pós-tensionadas com base no que foi constatado nos capítulos anteriores, é indicado um guia que sugere um possível passo a passo a ser seguido para a obtenção de uma solução real. Este guia serve apenas como uma referência e pode apresentar pequenas alterações caso relevante.

Vale ressaltar que atualmente grande parte das empresas projetistas de estruturas utilizam programas computacionais cada vez mais avançados, os quais conseguem realizar facilmente muitos dos passos que serão indicados.

O passo a passo para a análise e dimensionamento de uma laje pós-tensionada é então o seguinte:

1. Seleção da geometria e dimensões estruturais: Nesta etapa é feita a escolha de alguns aspectos como por exemplo: tipo de laje a ser utilizada e sua espessura, vão ideal para maximizar a solução de pós-tensionamento e localização das bandas de pré-esforço.

Esta etapa depende muito da experiência e conhecimento de cada projetista. Muitas vezes estudam-se diferentes possíveis soluções, com diversas espessuras, traçados de cabos e localização/posicionamento dos cabos na laje, para que se obtenha uma solução final ideal. As espessuras a serem utilizadas em fase inicial, podem ser escolhidas de acordo com o disposto na Tabela 2.4.

2. Escolha dos materiais: O próximo passo consiste na escolha dos materiais que serão utilizados em obra como classe de resistência do betão, tipo de armaduras passivas e qual o tipo de sistema de pré-esforço que será adotado.

A escolha dos materiais também costuma variar entre as empresas. O sistema de pré-esforço a ser usado na estrutura depende muitas vezes da disponibilidade do material, dos custos entre os diversos sistemas e dos níveis de pós-tensionamento necessários na estrutura.

3. Análise das cargas atuantes: Nesta fase, verificam-se quais os tipos de cargas e suas intensidades que serão consideradas para o dimensionamento. Verificam-se as cargas permanentes, cargas variáveis, temperatura a qual a estrutura está sujeita caso relevante, etc.

A verificação das cargas atuantes depende do tipo de utilização da estrutura, materiais utilizados, localização do edifício, etc.

4. Verificação dos parâmetros de dimensionamento: Neste ponto, deve-se escolher quais as normas a serem seguidas no dimensionamento. Verifica-se também quais são os esforços admissíveis, largura de fendas permitida e classe de exposição ambiental (para se ter em conta problemas relacionados com a corrosão das armaduras por exemplo).

Em Portugal, o dimensionamento de estruturas pós-tensionadas segue o disposto nos Eurocódigos, como já mencionado ao longo desta dissertação.

5. Escolha dos parâmetros de dimensionamento e soluções do pré-esforço: Para esta etapa deve-se definir: o traçado das armaduras de pós-tensionamento em planta e perfil, os parâmetros e características relevantes da solução de pré-esforço escolhida, a quantidade de cordões de pré-esforço e a intensidade da força de tensionamento em cada um deles, o cálculo e análise das “cargas equivalentes”, a percentagem de deformação que se quer controlar com o pós-tensionamento, etc.

Em relação ao traçado e posicionamento dos cabos, as informações dispostas nos subcapítulos 2.3.3 e 2.3.4 são úteis.

O primeiro aspeto a ser decidido é o critério de dimensionamento. Como anteriormente referenciado, é usual utilizar uma determinada percentagem da deformação causada pelas ações permanentes. Utilizando este critério, é possível calcular o nível médio de pré-esforço necessário através da expressão 11, indicada novamente a seguir:

$$P = [K * (g_k + \psi_2 q_k)] \frac{L^2}{8f}$$

De seguida, verifica-se a largura de influência das bandas de pilares, para que se calcule o pré-esforço total em cada uma destas zonas. Tendo em consideração o disposto no subcapítulo 4.3, sabe-se que é usual tensionar as armaduras de pré-esforço a $0,75f_{pk}$, o que permite calcular um possível valor do nível de tensionamento a ser aplicado em cada cabo.

Por exemplo, considerando um aço Y1860, tem-se que $0,75f_{pk} = 1395$ Mpa. Para soluções que utilizam monocordões 0,6” com uma área de $1,4 \text{ cm}^2$ tem-se:

$$F = \sigma * A = 1395 * 10^3 * 1,4 * 10^{-4} = 195,3 \text{ kN}$$

Ou seja, cada monocórdão seria tensionado com um valor próximo dos 195 kN, respeitando os limites indicados no subcapítulo 4.3.1.

Considerando o cálculo do pré-esforço necessário em cada banda e a força de tensionamento em cada cabo, é possível calcular a quantidade de monocordões:

$$n = \frac{\text{Pré - esforço necessário em uma banda de pilares}}{\text{Força aplicada em cada monocórdão}} = \text{n}^\circ \text{ de monocordões}$$

Com base no determinado no passo 2, nomeadamente as ancoragens a serem utilizadas, também é possível calcular a largura de cada banda pré-esforçada. Tomando como exemplo as ancoragens do tipo S 6-1 Mono da VSL (12,2 cm x 9,4 cm) e admitindo um afastamento livre entre as mesmas de 3 cm, poderia ser calculada a largura da banda da seguinte maneira:

$$b = \text{n}^\circ \text{ de monocordões} * 0,122 + \text{n}^\circ \text{ de espaçamentos entre monocordões} * 0,03$$

O número de espaçamentos entre monocordões pode ser calculado com:

$$\text{n}^\circ \text{ de espaçamentos} = \text{n}^\circ \text{ de monocordões} - 1$$

A partir destes cálculos, procede-se a introdução dos valores obtidos nos programas de cálculos estruturais, para posteriores verificações de admissibilidade, necessidades de alterações e verificações de segurança. Um exemplo de cálculo será apresentado a seguir, no capítulo 6.

6. Verificação de segurança aos Estados Limites de Serviço (ELS): Neste passo são realizadas as combinações de ações para os Estados Limites de Serviço seguidas das verificações de segurança ao controlo da fendilhação, à limitação de tensões e ao controlo das deformações.

As verificações de segurança relativamente aos Estados Limites de Serviço, seguem o disposto no subcapítulo 4.4.

7. Verificação de segurança aos Estados Limites Últimos (ELU): Esta fase está destinada à realização das combinações de ações para os Estados Limites Últimos, que servem para se verificar a segurança relativamente à flexão, ao esforço transversal e ao punçoamento (no caso de lajes fungiformes). Também é necessária a verificação do nível de intensidade das forças concentradas nas zonas das ancoragens.

As verificações de segurança relativamente aos Estados Limites Últimos, seguem o disposto no subcapítulo 4.5.

8. Detalhamento estrutural: Por fim, faz-se a pormenorização das armaduras passivas, detalhamento da solução escolhida para as armaduras ativas e pormenorização das zonas de ancoragens.

Por fim, tem-se o detalhamento da solução escolhida. São feitos desenhos que mostram o traçado dos cabos em planta e perfil, os pormenores construtivos, a localização das armaduras passivas e ativas, o sistema de pré-esforço que será utilizado, etc.

6. MODELAÇÃO E ANÁLISE DE LAJE PÓS-TENSIONADA

6.1. Modelação de uma Laje no *Robot*

Para que se possa perceber como seria de fato realizada a escolha de uma solução pós-tensionada para uma laje de um edifício real utilizando recursos computacionais amplamente empregues atualmente, foi estudada uma laje com auxílio do *software* de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*. A laje em questão é fungiforme maciça de betão armado, com betão de classe de resistência C30/37 e aço de pré-esforço Y1860, com 25 cm de espessura, tendo dimensões de 50 m x 30 m e sendo os vãos de 6 m em uma direção e 10 m na outra, como se pode verificar no Anexo A.

Em relação às cargas, considerou-se o peso próprio da laje, as restantes cargas permanentes com um valor de 3,5 kN/m² e a sobrecarga com um valor de 3,0 kN/m². Para o traçado das armaduras de pré-esforço em perfil, considerou-se uma distância de 5cm entre estas e a face da laje.

O critério de dimensionamento admitido foi o de se equilibrar 60% das cargas permanentes, usando para o cálculo a expressão 11 anteriormente apresentada. Relativamente ao traçado dos cabos em planta, foi considerada a adoção de bandas de pré-esforço na direção de maior vão (direção com vãos de 10 m), considerando a largura de influência das faixas dos pilares igual à dimensão do vão (6 m para as bandas interiores. Para as bandas de bordo, foi considerada uma largura de influência de 50% das restantes bandas, ou seja, 3 m), como se verifica no Anexo A.

Tem-se então:

$$p_{\infty} = [0,60 * (25 * 0,25 + 3,50 + 0,3 * 3,00)] * \frac{10^2}{8 * 0,075} = 1065 \text{ kN/m}$$

Considerando as bandas de pré-esforço com 6 m de largura de influência, o pré-esforço total a ser aplicado na banda é:

$$P_{\infty} = 6 * 1065 = 6390 \text{ kN}$$

Admitindo a utilização de monocordões 0,6” com uma área de 1,4 cm² e uma força de 200 kN aplicada em cada monocordão, calcula-se a quantidade de monocordões necessários em cada banda:

$$n = \frac{6390 \text{ kN}}{200 \text{ kN/monocordão}} = 31,95 \approx 32 \text{ monocordões}$$

Para as ancoragens dos monocordões, recorreu-se à utilização de ancoragens do tipo S 6-1 Mono da VSL dispostas ao alto (9,4 cm x 12,2 cm) e com um afastamento livre entre as mesmas de 2,5 cm, tendo estas a configuração indicada na Figura 6.1.



Figura 6.1 – Configuração da ancoragem tipo S 6-1 Mono da VSL (VSL, 2015)

Com estas informações, calcula-se a largura das bandas pós-tensionadas da seguinte maneira:

$$b = 32 * 0,094 + 31 * 0,025 = 3,79 \text{ m}$$

O *software Autodesk Robot Structural Analysis* não dispõe de funcionalidades capazes de aplicar diretamente o pré-esforço em lajes. Por este motivo, a estratégia foi considerar o dimensionamento através do conceito de cargas equivalentes. Considerando um traçado parabólico para as armaduras ativas (como se pode verificar no Anexo B), utilizou-se a expressão 15 para o cálculo das cargas equivalentes de cada troço da parábola.

$$q = \frac{8fP}{L^2} \quad (15)$$

Tem-se como exemplo o cálculo da carga equivalente para o troço da “Parábola 1”:

$$q_1 = \frac{8 * (0,125 - 0,05) * 200}{(2 * 4)^2} = 1,875 \text{ kN/m}$$

Sendo 32 monocordões por cada banda, tem-se o valor da carga equivalente:

$$q_{1,Total} = 1,875 * 32 = 60 \text{ kN/m}$$

As cargas equivalentes obtidas para o traçado do cabo nas bandas interiores, para todas as parábolas consideradas, são as indicadas no Anexo C.

A introdução das cargas equivalentes em lajes, não pode ser realizada de maneira direta no *software*. Sendo assim, foram introduzidas nas faixas de pilares algumas vigas de dimensões pequenas (ou seja, com resistência irrelevante para a laje, podendo o estudo continuar a ser feito considerando uma laje fungiforme), de maneira a permitir a introdução das cargas equivalentes ao pré-esforço nestas zonas, como se verifica nas Figuras 6.2 e 6.3:

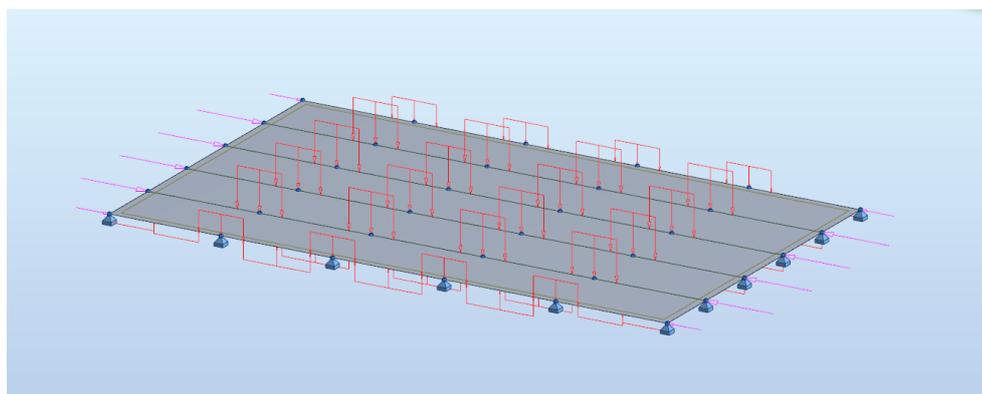


Figura 6.2 – Representação das cargas equivalentes no Robot

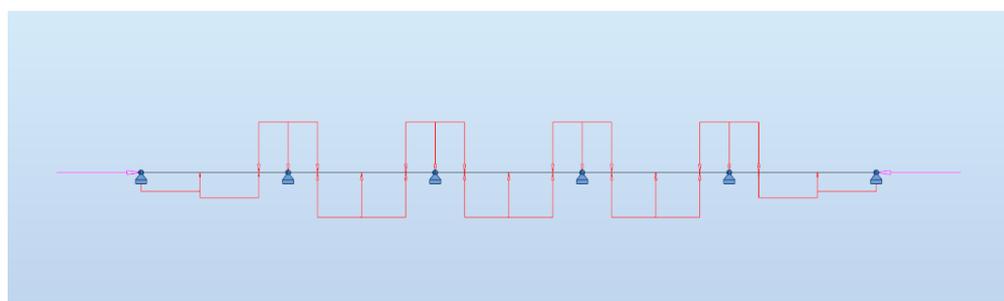


Figura 6.3 - Representação das cargas equivalentes no Robot, vista frontal

Ter em atenção que os cálculos demonstrados são apenas para as bandas interiores. Para as bandas de bordo, tem-se metade da largura das bandas, e, portanto, metade do número de monocordões e metade dos valores obtidos para as cargas equivalentes.

6.2. Avaliação da Laje Pré-Esforçada

A partir da solução anteriormente referida, procedeu-se a introdução da mesma no *software*, através das cargas equivalentes. Para a análise da laje, foi criada uma combinação de ações no *Robot* chamada de “CQP”, a qual foi utilizada para a análise dos resultados e que englobava as seguintes ações (correspondendo a combinação de ações quase-permanente):

- Peso próprio
- Restantes cargas permanentes
- Sobrecarga (com aplicação do coeficiente $\psi_2 = 0,3$)
- Cargas equivalentes ao pré-esforço

Para uma melhor análise dos resultados, foram realizados no *Robot* dois cortes (um na direção X e outro na direção Y) para facilitar a interpretação da influência da aplicação de pós-tensionamento na laje, como indicado na Figura 6.4 (e correspondentes diagramas de momentos fletores no Anexo D):

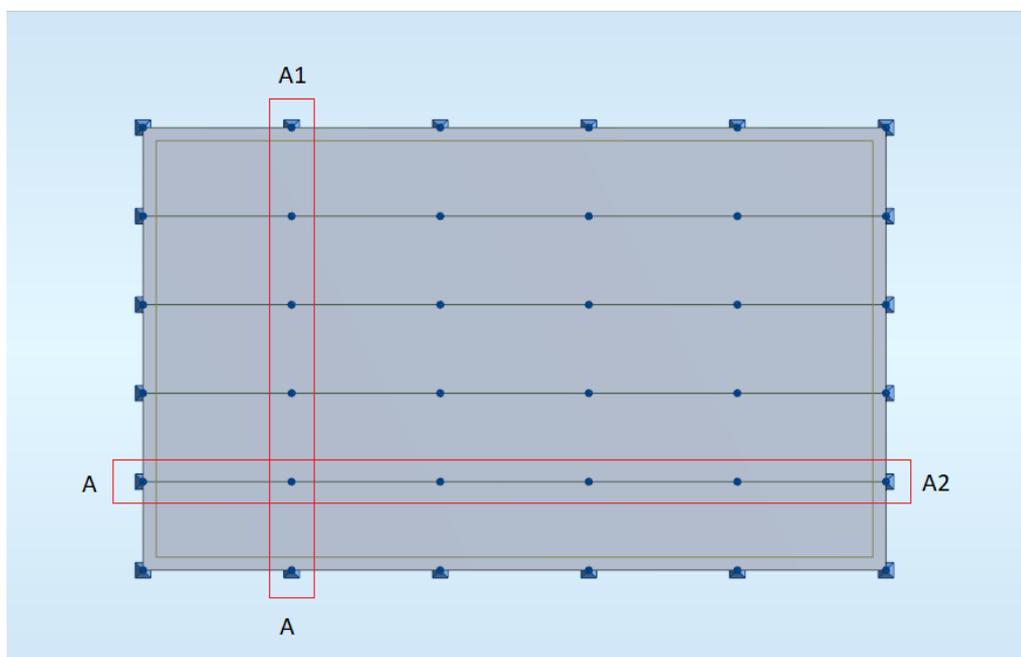


Figura 6.4 – Localização dos cortes realizados no *Robot*

Com a colocação das cargas equivalentes na laje, foi possível notar uma significativa diminuição nos valores dos momentos fletores, comprovando o benefício de se adotar uma solução de pós-tensionamento. Os resultados obtidos são os indicados no Anexo D, onde se pode verificar que com a utilização de uma solução pós-tensionada, é possível obter uma redução de aproximadamente 40% em determinados valores.

Em relação à deformação da laje pós-tensionada, verifica-se no Anexo D que o valor máximo absoluto obtido para a flecha é de aproximadamente 1,42 cm. Segundo a secção 7.4 (5) do Eurocódigo 2, a flecha de uma laje deve estar limitada ao valor de $v_{\text{lim}}/500$ em elementos os quais a deformação pode danificar elementos adjacentes (no caso das lajes, poderiam danificar paredes de alvenaria do edifício por exemplo). Considerando o vão de 10 m, tem-se que o valor admissível para a flecha é de 2,00 cm, verificando que a deformação da laje é inferior ao preconizado no EC2. Além disso, o Anexo D mostra que a utilização de pós-tensionamento permitiu uma redução de aproximadamente 20% do valor máximo valor da flecha da laje.

Os valores máximos obtidos para os momentos fletores e flechas entre as soluções, são os dispostos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Momentos fletores e flechas máximos obtidos para as duas soluções

Tipo de esforço	Laje sem pré-esforço	Laje com pré-esforço	Variação (%)
Mx, máx. (kNm/m)	325,1	191,8	41,0%
My, máx. (kNm/m)	287,1	158,4	44,8%
Mx, mín. (kNm/m)	-83,9	-69,3	17,4%
My, mín. (kNm/m)	-50,0	-32,3	35,3%
Flecha (cm)	1,8	1,4	22,0%

7. CASO DE ESTUDO REAL – CCAM (CAIXA DE CRÉDITO AGRÍCOLA MÚTUO DA MEALHADA)

7.1. Descrição do Edifício e Análise da Solução Estrutural

O seguinte caso de estudo é a análise de uma solução pós-tensionada utilizada em uma laje de edifício corrente. O projeto estrutural é de autoria da empresa STRUPLANO Engenharia e corresponde ao edifício sede da Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Aguieira, localizado na Mealhada em Portugal, indicado na Figura 7.1:

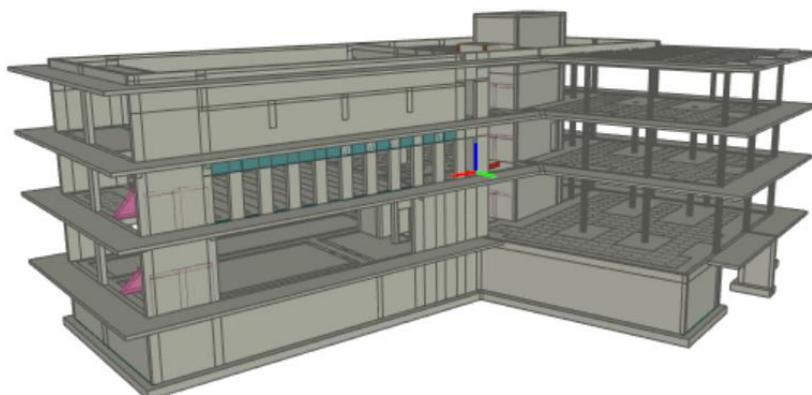


Figura 7.1 – Edifício sede da Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Aguieira

O edifício possui no piso 1 um anfiteatro sem pilares interiores, condição arquitetónica que foi implementada através da utilização da técnica de pós-tensionamento. A solução escolhida consiste em pós-tensionamento da laje e também dos montantes (desde o piso 1 até ao topo do edifício).

Para os montantes (elementos verticais) tem-se 18 conjuntos pré-esforçados, cada um com 2 monocordões não aderentes, como se verifica na Figura 7.2. Os monocordões são do tipo VSL 6-1 de 0,6” com uma área de $1,4 \text{ cm}^2$ e ancoragens da VSL do tipo S 6-1 Mono como a indicada na Figura 6.1, sendo o aço dos monocordões o Y1860. O pré-esforço unitário aplicado foi de 220 kN.

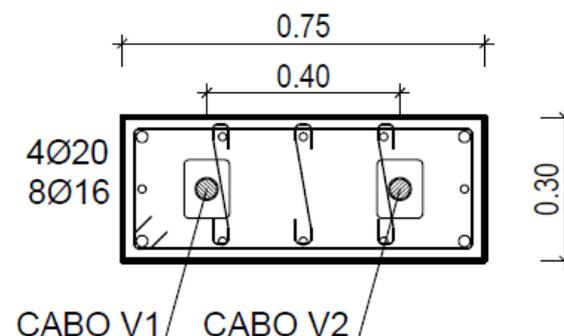


Figura 7.2 - Disposição dos conjuntos de dois monocordões nos montantes (STRUPLANO)

Relativamente ao pré-esforço aplicado na laje, tem-se um conjunto de 14 cabos (agrupados 2 a 2) do tipo VSL 6-5 Flat, com 5 cordões cada um, como se vê na Figura 7.3. Os cordões também são de 0,6” com uma área de 1,4 cm² e o aço utilizado o Y1860, sendo o pré-esforço útil por cabo de 800 kN. As ancoragens ativas são do tipo VSLab S (6-5).



Figura 7.3 – Sistema de pós-tensionamento utilizado nas lajes (VSL, 2015)

Os cabos foram dispostos na laje do edifício da forma indicada nas Figura 7.4 e 7.5:

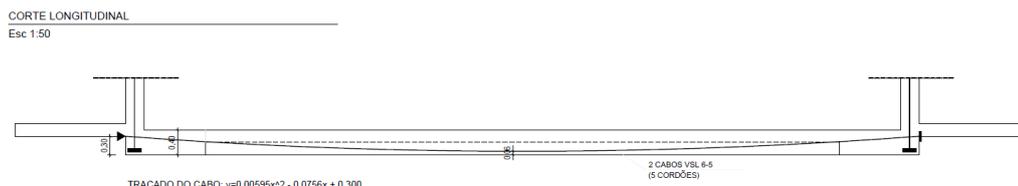


Figura 7.4 – Disposição dos cabos ao longo da laje do piso 1, corte longitudinal (STRUPLANO)

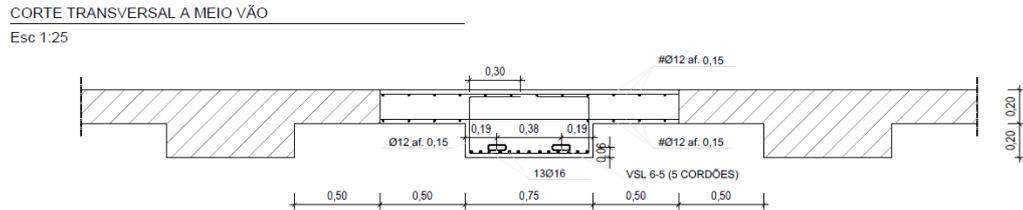


Figura 7.5 – Disposição dos cabos ao longo da laje do piso 1, corte transversal (STRUPLANO)

Para uma melhor percepção da influência do pós-tensionamento das lajes, são indicadas a seguir as deformações elásticas totais do edifício, nas Figuras 7.6 a 7.9, obtidas no *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*:

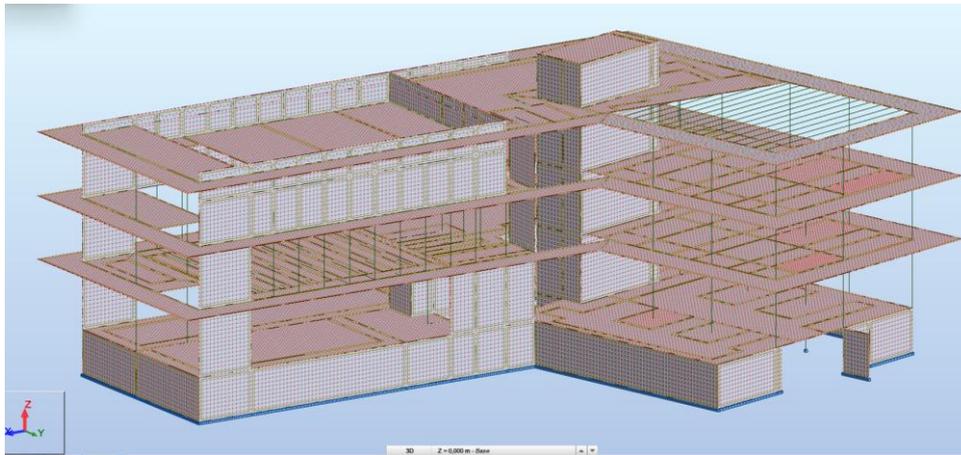


Figura 7.6 – Modelo do edifício da CCAM no Robot

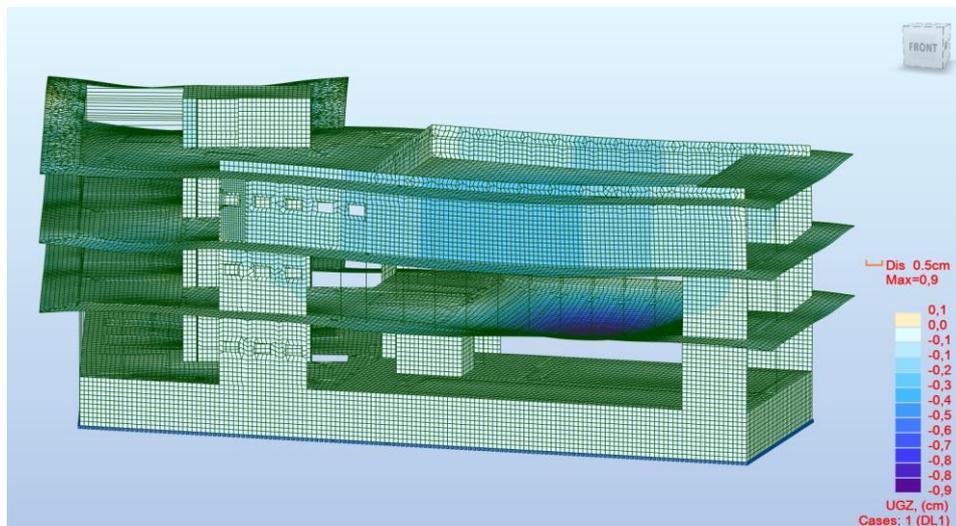


Figura 7.7 – Deformações do edifício da CCAM apenas para o peso próprio

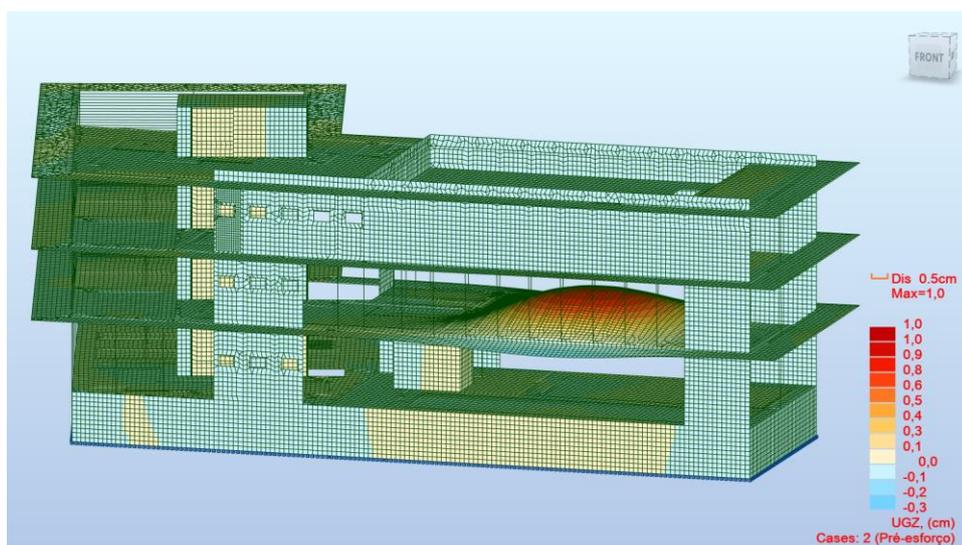


Figura 7.8 - Deformações do edifício da CCAM apenas para a ação do pré-esforço

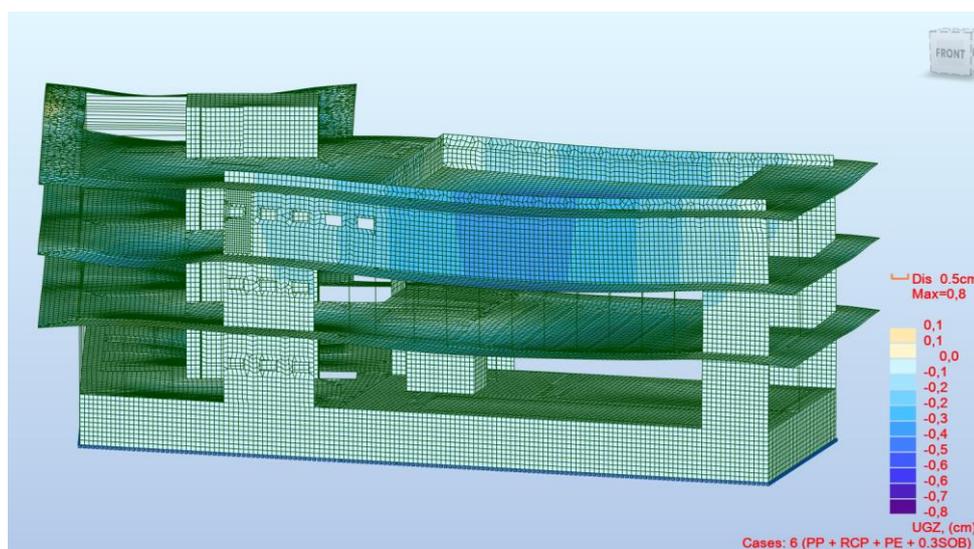


Figura 7.9 - Deformações do edifício da CCAM para a combinação de ações quase-permanente (incluindo o pré-esforço)

A partir da análise das figuras anteriores, verifica-se que a aplicação de pós-tensionamento reduz significativamente as deformações elásticas totais da laje.

A forma como a laje pré-esforçada do anfiteatro se liga à restante estrutura do edifício baseia-se no fato de a mesma estar suspensa pelos tirantes, os quais encaminham as reações até ao topo de uma viga parede, que por sua vez descarrega de maneira similar a um “arco” para as duas paredes verticais, as quais está acoplada.

O pós-tensionamento é introduzido nos montantes e na laje, nas zonas indicadas a verde-claro na Figura 7.10:



Figura 7.10 - Localização do pós-tensionamento no edifício

Relativamente ao processo construtivo da estrutura, este pode ser dividido em 12 fases, com base na Figura 7.11, sendo elas:

1. Betonagem do nível 0.
2. Colocação de pilares provisórios, sendo um pilar para cada elemento vertical (montante).
3. Cofragem do nível 1, armaduras ativas e passivas do nível 1, colocação dos arranques dos cabos de pré-esforço com ancoragens passivas nos montantes.
4. Betonagem do nível 1, sendo que a laje do anfiteatro a ser pós-tensionada permanece escorada.
5. Betonagem dos elementos verticais até ao nível 2.
6. Cofragem do nível 2, armaduras do nível 2 e continuação dos cabos não aderentes dos montantes dentro desses elementos.
7. Betonagem do nível 2.
8. Betonagem até ao coroamento da parede de betão armado (nível 3).
9. 14 dias, no mínimo, após a conclusão da fase anterior, aplicação do pré-esforço nos montantes.
10. Após aplicação do pré-esforço nos montantes, aplicar pré-esforço na laje do nível 1.
11. Retirar escoramento da laje do nível 1.
12. Retirar os pilares provisórios decorridos 28 dias da fase 8

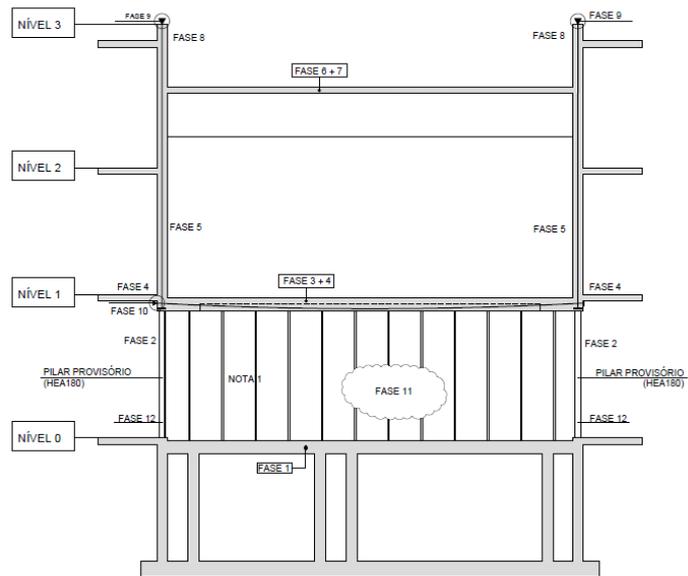


Figura 7.11 - Fases do processo construtivo do edifício sede da Caixa de Crédito Agrícola Mútuo da Bairrada e Aguieira

8. CONCLUSÃO

A utilização da técnica de pós-tensionamento em lajes ajudou na evolução das soluções estruturais que podem ser utilizadas. Com as recentes transformações na área da engenharia, passando pela existência de maiores vãos e espaços amplos e livres de pilares, em conjunto com uma necessidade de economia da quantidade de materiais utilizados, a aplicação da pós-tensão nas lajes é uma solução vantajosa.

Com soluções de lajes pré-esforçadas, a aplicação do tensionamento das armaduras ativas implica na redução das tensões de tração do betão, as quais podem ser ainda mais controladas através da utilização de betões de alta resistência para os elementos pré-esforçados.

O uso de betões de alta resistência permite a existência de menores deformações na estrutura, conduzindo a possibilidade de utilização de menores espessuras da laje, e, portanto, uma redução do peso próprio. É notável também que com a utilização de betões de classe elevada, existe uma maior resistência logo nos dias a seguir a sua aplicação, o que possibilita que após alguns dias o pós-tensionamento seja aplicado e as cofragens e escoramentos podem ser retirados, ajudando a reduzir o tempo de execução da obra. A utilização em conjunto com aço de alta resistência, permite também uma redução da quantidade de armadura passiva da laje.

Em relação à aplicação da técnica em obra, seu processo construtivo não é muito complexo. O posicionamento das bainhas (quando existentes), da armadura de pré-esforço e das ancoragens é simples e pode ser feita pelos trabalhadores habituais da obra. A aplicação do pós-tensionamento é realizada através de um macaco hidráulico de fácil manuseio, comprovando a reduzida necessidade de existência de equipas especializadas para a implementação desta técnica.

Desta maneira, conclui-se que a aplicação do pré-esforço por pós-tensão em lajes de edifícios correntes possui diversas vantagens, que podem ser ainda mais otimizadas quando empregues em conjunto com outras técnicas, como por exemplo com o uso de lajes aligeiradas.

Sendo assim, este trabalho serve como um incentivo a um maior estudo e desenvolvimento da utilização desta solução a nível nacional.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aalami et al. (2016). “Novel Application of Post-Tensioning Solves High-Rise Design Challenges”. Concrete International, Farmington Hills.
- Aalami, B. (2014). “Post-Tensioned Buildings – Design and Construction, International Edition”. Adapt, Redwood City.
- Appleton, J. (2013). “Estruturas de betão”. Orion, Alfragide.
- Appleton, J., Travassos, N. (2007). “Projectos e Obras. Lajes com grande vão em edifícios de escritórios, habitação e hotéis”. Engenharia e Vida, Nº 32, pp. 26-31.
- Barreiros, R. (2012). “Soluções pós-tensionadas para pavimentos de grande vão e sobrecarga elevada”. Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Bernardo, L., Lopes, S. (2013). “Lajes de Betão de Edifícios Correntes com Pós-Tensão, Conceção e dimensionamento segundo o EC2”. ACIV, Coimbra.
- Costa, A. (2014). “Estruturas de betão II – Folhas de apoio às aulas”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas (2022). “Manual Técnico - Sistema TTM”. Ferca, Lisboa.
- Fernando, J. (2013). “Lajes Fungiformes Pré-esforçadas, Conceção e Dimensionamento”. Dissertação de Mestrado da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Lin, T., Burns, N. (1981). “Design of Prestressed Concrete Structures, Third Edition”. Wiley, Nova Iorque.
- Lopes et al. (2022). “Estruturas de Betão”. Apontamentos da disciplina de Estruturas de Betão da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

- Martins, A., Simões, L. (2022). “Complementos de Estruturas de Betão – Apontamentos de apoio às aulas”. Apontamentos da disciplina de Complementos de Estruturas de Betão da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- NP EN 1990 (2009). “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1 (2010). “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.
- Oliveira, P. (2012). “Pré-esforço em lajes de edifícios”. Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal, Setúbal.
- Paulino, A. (2016). “O Pré-esforço em lajes. As suas principais aplicações e vantagens”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Shushkewich et al., (2010). “Eugene Freyssinet – His incredible journey to invent and revolutionize prestressed concrete construction”. 3rd *fib* International Congress, Washington DC.
- VSL (1985). “Post-Tensioned Slabs”. VSL International Ltd., Berna.
- VSL (2015). “VSL Strand Post-Tensioning Systems”. VSL International Ltd., França.
- Zanon, E. B. (2011). “Lajes alveolares protendidas pré-fabricadas e maciças de concreto armado moldadas in loco: comparativo dos processos de execução”. Trabalho de diplomação, Universidade Federal Do Rio Grande do Sul, Porto Alegre
- Angocasa@ (2023). <https://www.angocasa.com/>. Angola, acessido em 15/06/2023.
- Carluc@ (2023). <https://carluc.com.br/>. Brasil, acessido em 08/04/2023.
- Coluna Italo@ (2023). <https://colunaitalo.com.br/>. Brasil, acessido em 24/06/2023.
- Fapricela@ (2023). <https://www.fapricela.pt/>. Portugal, acessido em 13/05/2023.
- Ferca@ (2023). <https://www.ferca.pt/>. Portugal, acessido em 05/04/2023.
- Fercanorte@ (2023). <https://www.fercanorte.com.pt/>. Portugal, acessido em 05/04/2023.
-

Freyssinet@ (2023). <https://www.freyssinet.com/>. França, acessado em 13/05/2023.

Midas Structure@ (2023). <https://www.midasstructure.com/en/>. Coreia do Sul, acessado em 13/05/2023.

MTT Maxim@ (2023). <https://mtt-maxim.com/>. Espanha, acessado em 15/06/2023.

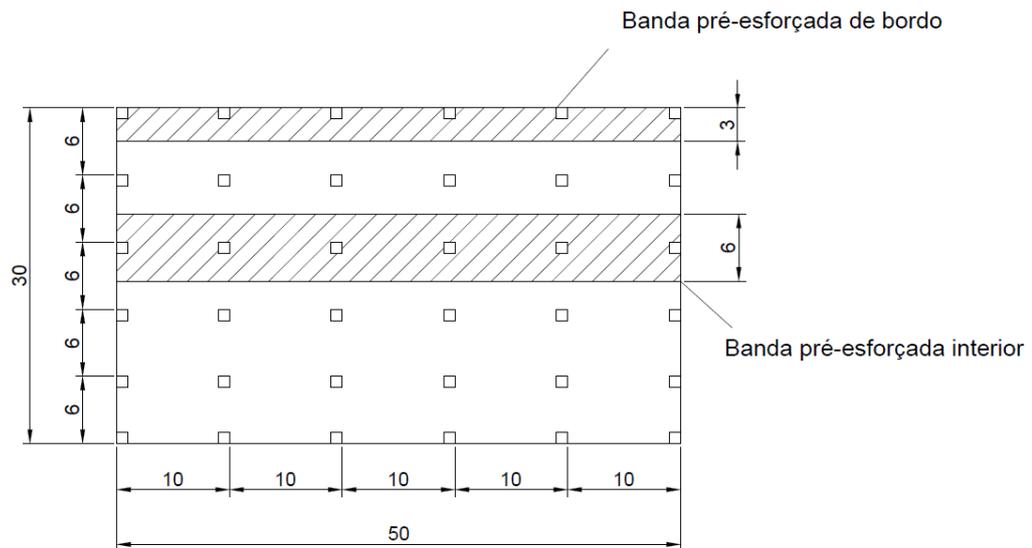
Structurae@ (2023). <https://structurae.net/en/>. Alemanha, acessado em 05/04/2023.

Structral Technologies@ (2023). <https://www.structuraltechnologies.com/>. Estados Unidos da América, acessado em 24/06/2023.

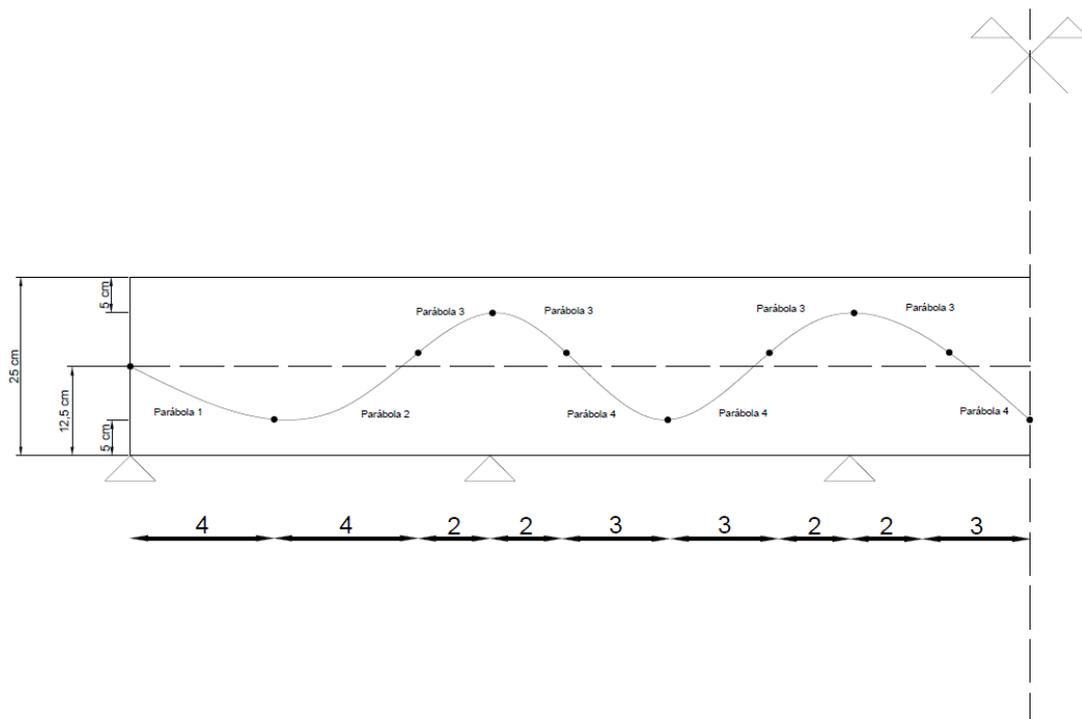
Structville@ (2023). <https://www.structville.com/>. Nigéria, acessado em 15/06/2023.

VSL@ (2023). <https://vsl.com/>. Vorspann System Losinger, França, acessado em 24/06/2023.

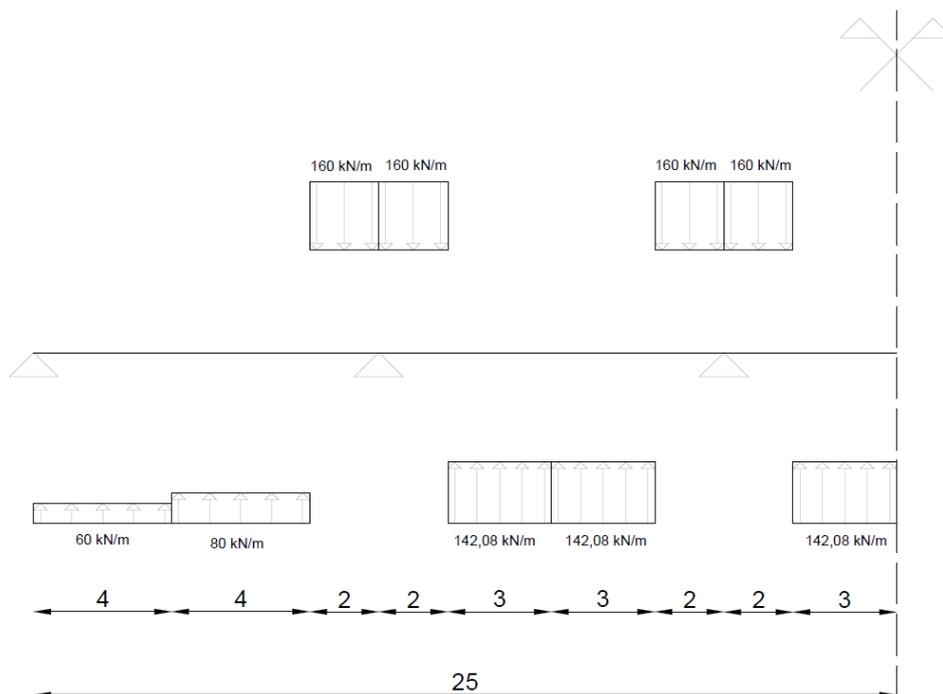
ANEXO A – GEOMETRIA DA LAJE DO CAPÍTULO 6



ANEXO B – TRAÇADO DOS MONOCORDÕES DA LAJE DO CAPÍTULO 6



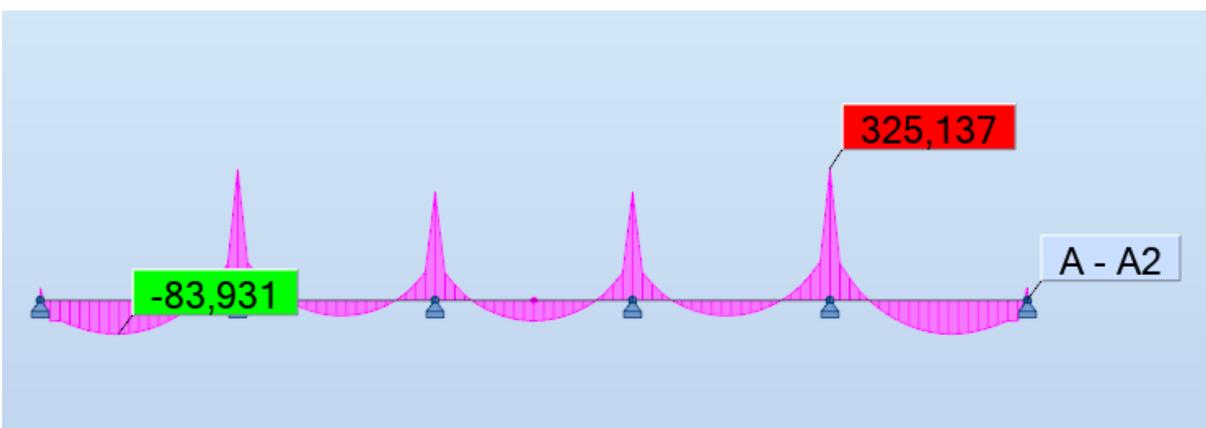
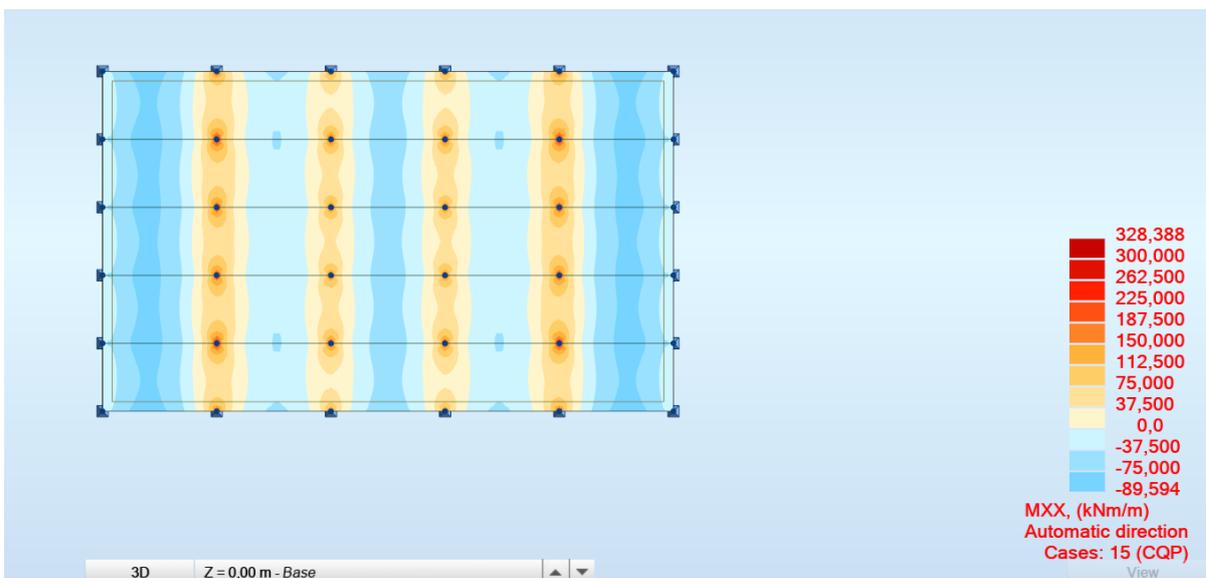
ANEXO C – CARGAS EQUIVALENTES (BANDAS INTERIORES) DA LAJE DO CAPÍTULO 6



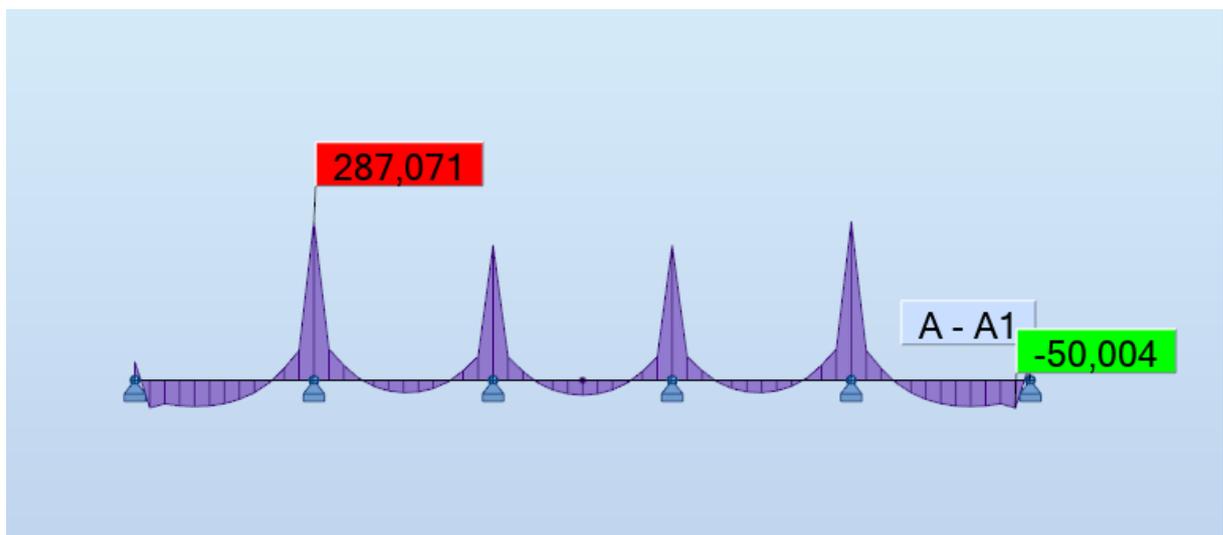
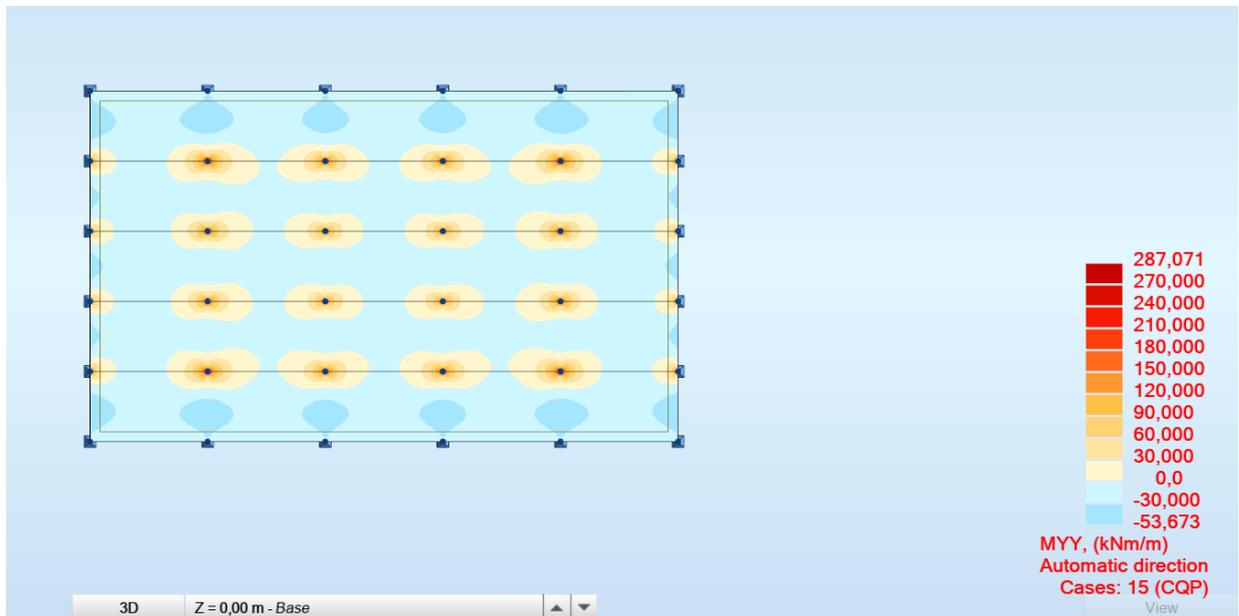
ANEXO D - RESULTADOS OBTIDOS NO *ROBOT* PARA A LAJE DO CAPÍTULO 6

1) Resultados para a laje sem utilização de pós-tensionamento:

a) Momentos fletores na direção X sem pós-tensionamento:

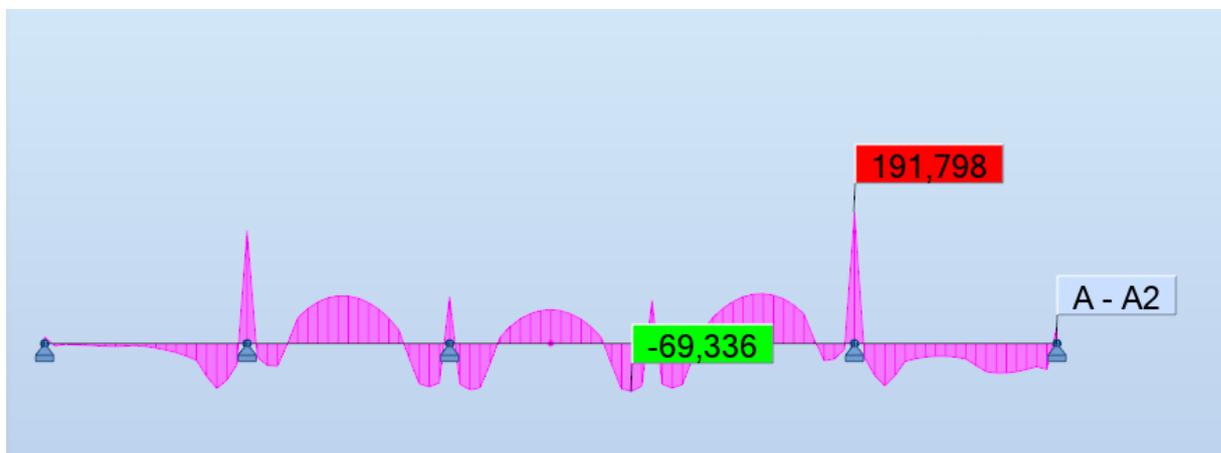
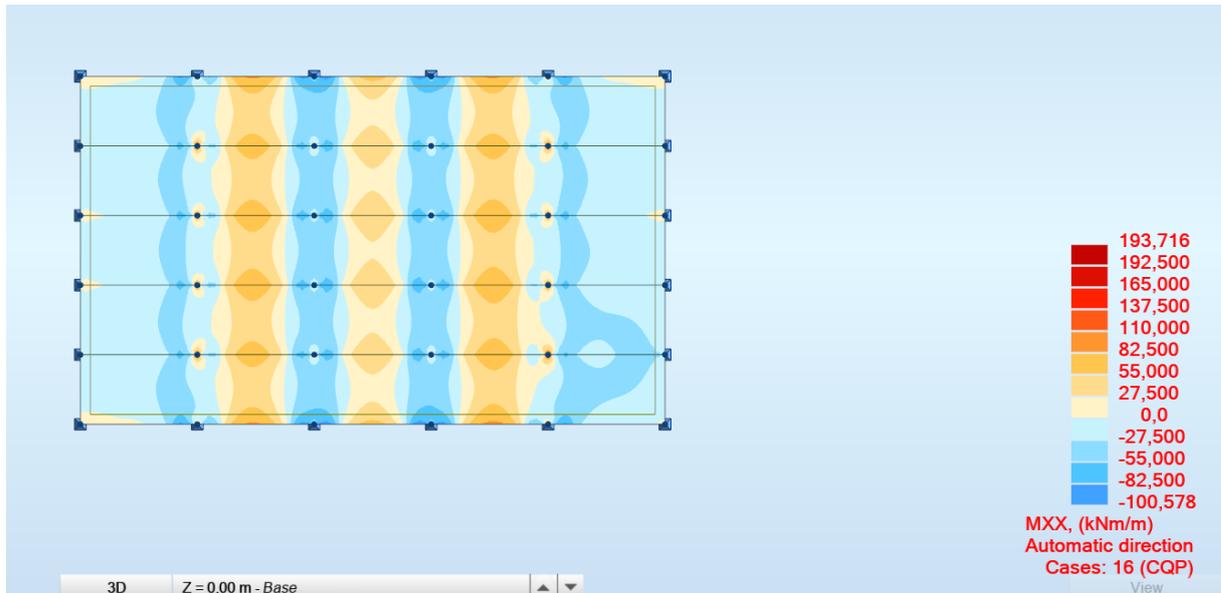


b) Momentos fletores na direção Y sem pós-tensionamento:

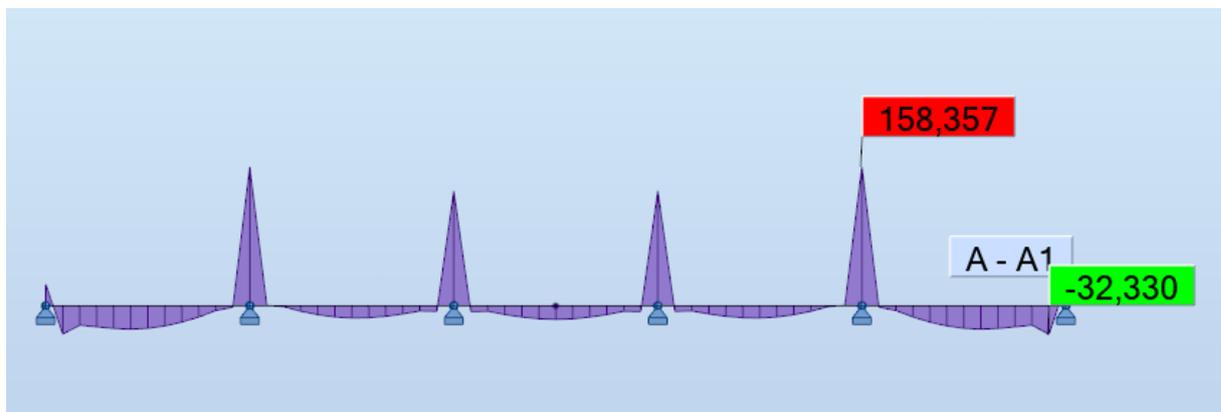
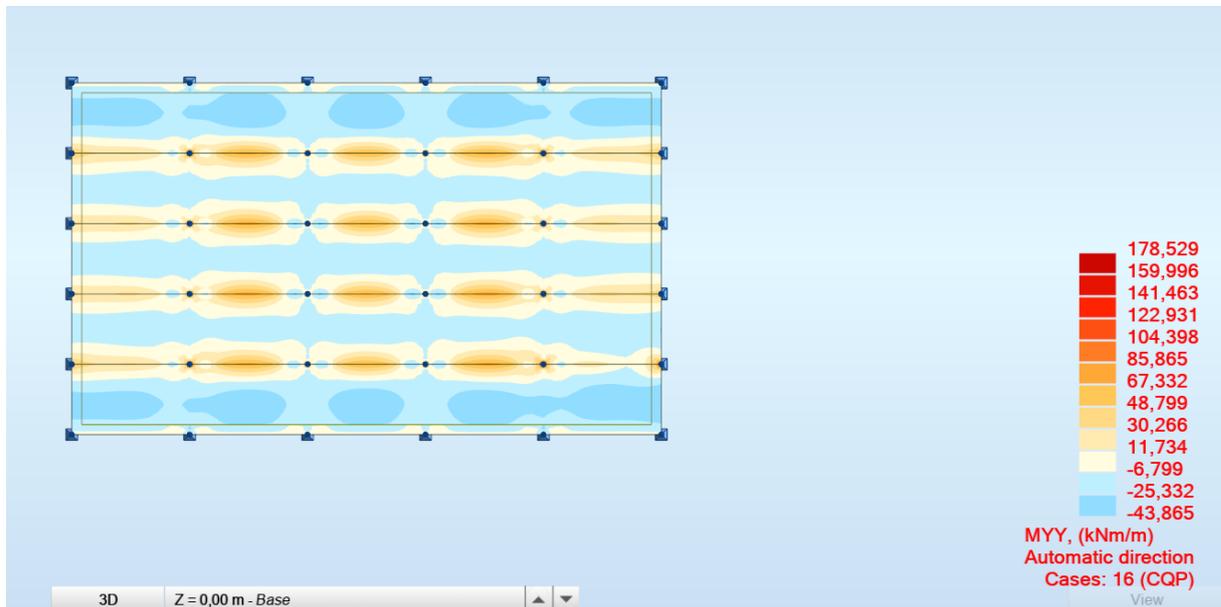


2) Resultados para a laje com utilização de pós-tensionamento:

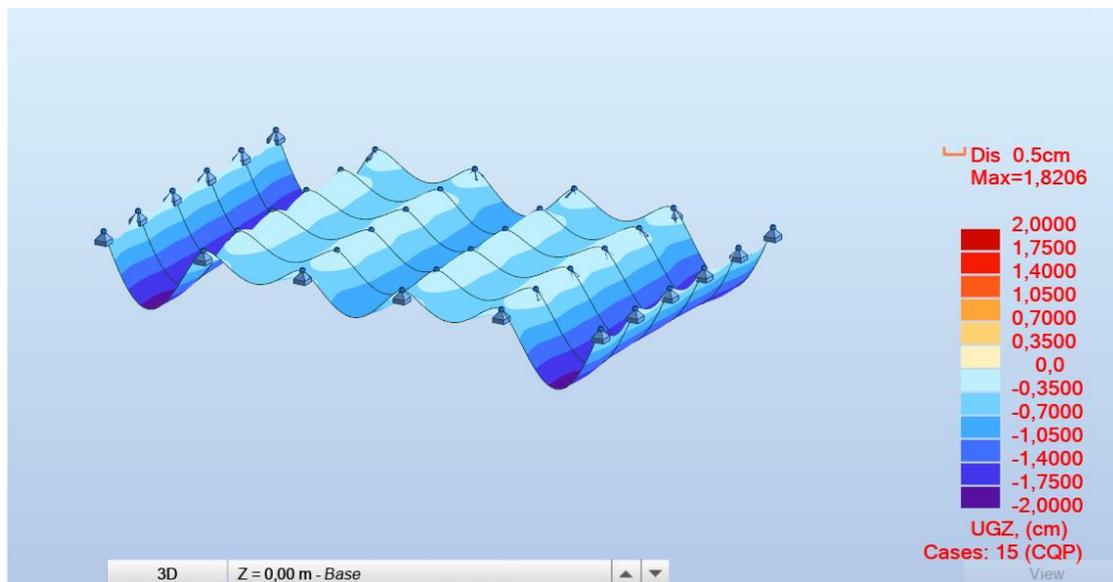
c) Momentos fletores na direção X com pós-tensionamento:



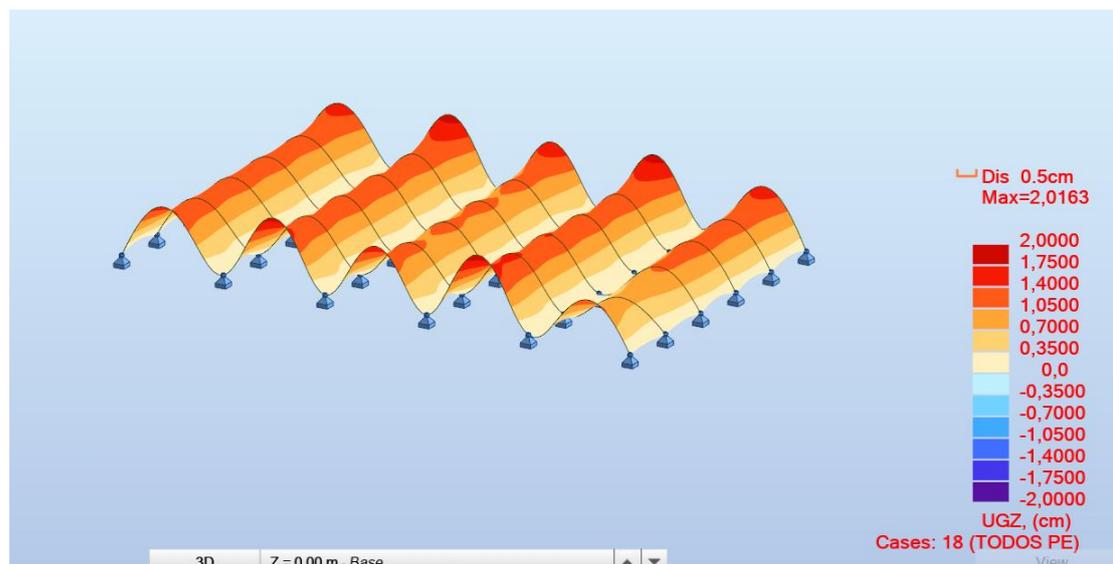
d) Momentos fletores na direção Y com pós-tensionamento:



e) Deformações na laje sem pós-tensionamento:



f) Deformações devido às cargas equivalentes ao pré-esforço (a combinação indicada, feita no Robot, chamada de “TODOS PE” engloba as cargas equivalentes ao pré-esforço aplicadas na laje):



g) Deformações na laje com pós-tensionamento:

