



Paulo Alexandre
da Cruz Oliveira

Pré-esforço em lajes de edifícios

Dissertação de Mestrado em Construção Civil
Ramo Estruturas

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil – Ramo Estruturas, realizada sob a orientação científica de Professor Doutor João Carlos Vinagre Nascimento dos Santos e Professor José Bernardo Bêco de Figueiredo Lôbo.

Setembro, 2012

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer à minha esposa e à minha família pelo apoio incondicional, não só durante a elaboração deste trabalho, mas durante todo o percurso académico.

À FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa, S.A. por todo o apoio e incentivo prestado durante o percurso académico, que muito contribuiu para o meu interesse e compreensão do tema deste trabalho, como para a engenharia de estruturas.

Finalmente, gostaria de dar o meu grande agradecimento aos orientadores, Professor Doutor João Vinagre Santos e Professor José Bernardo Lobo, que contribuíram para a elaboração deste trabalho em mais do que apenas com orientação técnica.

RESUMO

O pré-esforço, como uma tecnologia em crescimento e tendo em vista a potencial aplicação em edifícios, estabelece uma das mais importantes implementações no campo da engenharia estrutural e de construção.

O crescente uso de pré-esforço proporcionou maior liberdade arquitetônica de geometrias e formas de estruturas de betão que outrora seriam consideradas dispendiosas ou inexequíveis. Consequentemente, geometrias curvilíneas, vãos elevados associados a esbeltezas reduzidas, têm vindo cada vez mais a fazer parte do vocabulário de arquitetos, promotores e construtores. O uso de pré-esforço também apresentou-se como um método de obter superfícies planas impermeáveis, sem a aplicação de impermeabilizações betuminosas correntes, uma vez que o betão é mantido em compressão não permitindo a fendilhação que poderia levar á penetração de água a longo prazo.

É reconhecido como uma tecnologia que trouxe a possibilidade de promover a economia, comportamento estrutural e aparência estética em soluções de betão, no entanto, apesar da simplicidade dos seus conceitos básicos e conhecidas as suas vantagens, não se pode generalizar nas mais diferentes áreas e aplicações estruturais. É certo que, por várias razões, dá a entender que o potencial oferecido pelo pré-esforço está longe de ser explorado, especialmente na área das estruturas de edifícios, uma vez que, em muitos casos são adotadas soluções convencionais não pré-esforçadas, onde a aplicação desta tecnologia providenciaria uma solução visivelmente superior.

Uma pesquisa de situações práticas mostraria que soluções de pré-esforço não são frequentemente adotadas porque, alguns dos intervenientes no projeto, não são familiarizados com a tecnologia de pré-esforço e as suas vantagens. É com base nesta falta de conhecimento que decidimos pesquisar sobre este tema, focando especificamente na aplicação desta tecnologia em lajes de betão em edifícios.

PALAVRAS-CHAVE: pré-esforço, pós-tensão, lajes, edifícios

ABSTRACT

The pre-stress, as a growing technology and viewing its potential application in buildings, provides one of the most important implementations in the field of structural engineering and construction.

The increasing use of prestressing provides greater freedom of architectural geometries and shapes of concrete structures that, once, were considered expensive or impossible to realize. Consequently, curvilinear geometries, raised vane associated with reduced slenderness, have become more and more, part of the architects, developers and builders vocabulary. The use of pre-stressing was also presented as a method of getting flat impermeable surfaces, without the application of current bituminous waterproofing, since the concrete is kept under compression not allowing the cracking which could lead to penetration of water in a long-term basis. It is recognized as a technology that brought the possibility of promoting economy, aesthetic appearance and structural behavior of concrete solutions. However, despite the simplicity of its basic concepts and their known advantages, one cannot generalize in different areas and structural applications. It is true that, for various reasons that suggested potential offered by pre-stressing is far from being exploited, especially in the area of building structures, since that, in many cases, are not taken conventional prestressed solutions, where the application of this technology would provide a clearly better solution.

A search for practical solutions would show that the pre-stress solutions are often not adopted because some of the actors of the project are not familiarized with the technology and its advantages. Based on this lack of knowledge, we decided to research about this topic, focusing specifically on the application of this technology in concrete slabs in buildings.

KEYWORDS: prestress, post-tension slabs, buildings

INDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
2. ESTADO DA ARTE.....	3
2.1 CONCEITOS BÁSICOS	3
2.2 PRINCÍPIOS DO PRÉ-ESFORÇO	4
2.3 DEFINIÇÕES	6
2.4 CARATERISTICAS DOS SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO	7
2.5 RECOMENDAÇÕES E EXECUÇÃO DE SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO.....	33
3. LAJES DE EDIFÍCIOS.....	42
3.1 TIPOS DE LAJES.....	42
3.2 DISPOSIÇÃO DE CABOS NA LAJE	45
3.3 ESCOLHA DO SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO.....	53
3.4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	54
4. CASOS DE ESTUDO	85
4.1 ANÁLISE DE SOLUÇÃO REAL DE PRÉ-ESFORÇO ADERENTE.....	85
4.2 ANÁLISE DE SOLUÇÃO REAL DE PRÉ-ESFORÇO NÃO-ADERENTE (AUTO-EMBAINHADO).....	100
4.3 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	115
5. CONCLUSÃO.....	118
6. BIBLIOGRAFIA.....	122
7. ANEXOS.....	125

LISTA DE ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A	área da seção da armadura; ações acidentais
A_p	área da seção da armadura
A_k	valor característico das ações acidentais
E	módulo de elasticidade do aço
E_p	módulo de elasticidade do aço pré-esforçado
E_{cm}	módulo de elasticidade do betão
E_d	valor de cálculo do efeito das ações
$E_{d,dst}$	valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes
$E_{d,stab}$	valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes
F_d	valor de cálculo das ações
F_k	valor característico das ações
G	ações permanentes
$G_{d,inf} / G_{d,sup}$	valores de cálculo inferior e superior das ações permanentes
$G_{k,inf} / G_{k,sup}$	valores característicos inferior e superior das ações permanentes
L	comprimento do cabo; comprimento do vão da laje
P	valor de pré-esforço no cabo
P_∞	valor de pré-esforço final em tempo infinito
P_{max}	valor máximo de pré-esforço
Q	ações variáveis
Q_k	valor característico das ações variáveis
R_d	valor de cálculo do esforço resistente
REBAP	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
E.L.U.	Estados Limite Últimos

PP	peso próprio
RCP	restantes cargas permanentes
SC	sobrecarga
S1 a S5	classes de consistência expressas pelo valor do abaixamento
X0	classe de exposição para a ausência de risco de corrosão ou ataque
XC...	classes de exposição para o risco de corrosão induzida por carbonatação
XD...	classes de exposição para o risco de corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar
XS...	classes de exposição para o risco de corrosão induzida por cloretos da água do mar
XF...	classes de exposição para o ataque pelo gelo/degelo
XA...	classes de exposição para o ataque químico

Letras minúsculas latinas

f_{pk}	valor característico da resistência de aços de alta resistência
$f_{p0,1k}$	valor característico de cedência de aços de alta resistência
f_{cd}	valor de cálculo de resistência do betão à compressão
f_{ck}	valor característico de resistência do betão à compressão
$f_{ck}(t)$	valor característico de resistência do betão à compressão na idade t de aplicação de pré-esforço
f_{yd}	valor de cálculo de resistência de armadura ordinária
f_{yk}	valor característico de cedência de armadura ordinária
f	valor da diferença de altura entre os pontos superior e inferior do cabo no vão
g	valor da carga permanente
h	espessura da laje
k	desvio angular parasita para as armaduras interiores; fator

q valor da carga variável

Letras maiúsculas gregas

ΔL Alongamento teórico do cabo de pré-esforço

ΔP_{el} perda de tensão por deformação instantânea do betão

$\Delta P_{\mu}(x)$ perda de tensão por atrito

ΔV variação de volume

$\Delta \sigma_c(t)$ variação da tensão no centróide dos cordões, aplicada no instante t

$\Delta \sigma_{pr}$ variação de tensão nas armaduras no ponto (x) da seção, no instante t , devida à relaxação do aço de pré-esforço

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ variação de tensão nas armaduras devida à fluência, à retração e à relaxação no ponto (x) da seção, no instante t

Letras minúsculas gregas

γ_F coeficiente parcial de segurança relativo às ações

$\gamma_{G,inf} / \gamma_{G,sup}$ coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes a utilizar na determinação dos valores de cálculo inferiores e superiores

$\sigma_{p,max}$ tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

$\sigma_{p,m0}(x)$ tensão na armadura imediatamente após a aplicação do pré-esforço

$\sigma_{c,t0}(x)$ tensão de compressão no betão imediatamente após a aplicação do pré-esforço

$\sigma_{c,QP}$ tensão no betão devida ao peso próprio, ao pré-esforço inicial e a ações quase-permanentes

$\delta_{elast.}$ Deformação elástica

δ_{∞} Deformação elástica a longo prazo

$\epsilon_{cs}(t,t_0)$ extensão de retração do betão

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	deformação do betão por fluência ε_{uk} valor característico da extensão do aço da armadura de pré-esforço na carga máxima
$\varphi(t, t_0) / \varphi_c(t, t_0)$	coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 para uma aplicação das cargas no instante t_0
μ	coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha
ψ_0	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
ψ_1	coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

1. INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A técnica de pré-esforço apresenta um campo de aplicação que não se restringe apenas ao betão pré-esforçado. Por exemplo, há séculos que esta técnica é aplicada em barris de vinho, onde barras metálicas são aquecidas previamente para depois comprimir a madeira com que são executados os barris, evitando assim a possibilidade de haver fugas de líquido. É interessante notar que este princípio de compressão é usado hoje em dia, no pré-esforço de reservatórios em betão estrutural para contribuir para o mesmo efeito, a estanquidade.

No último século, os avanços tecnológicos ao nível da Engenharia Civil e, em particular, na construção foram bastante significativos, apesar de nem sempre reconhecidos pela comunidade em geral. No entanto, o pré-esforço esteve sempre associado a estruturas especiais de betão armado, quer seja em pontes e viadutos ou elementos que pela sua dimensão ou uso, os tornam especiais em relação às estruturas correntes.

Hoje em dia torna-se comum, pelas exigências e arrojos arquitetónicos, a utilização de estruturas de betão armado pré-esforçadas, que apenas seriam possíveis recorrendo a soluções com estruturas metálicas, que por serem economicamente mais dispendiosas, em conjunto com a exigência de conhecimento teóricos que os regulamentos para o dimensionamento desse tipo de estruturas impõem, despromoveram o uso nas construções de edifícios correntes.

Tendo em vista a potencial aplicação de sistemas de pré-esforço em edifícios, seria importante apresentar os diferentes tipos de sistemas em conjunto com as suas características e propriedades em diferentes ocasiões, assim como a implicação dos vários sistemas no resultado final da estrutura de betão armado.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

Neste trabalho, o principal objetivo será a apresentação e caracterização dos vários sistemas de pré-esforço utilizados em estruturas de betão armado em edifícios, dependendo do âmbito de aplicação, mostrando as suas vantagens e desvantagens em relação a soluções correntes. Pretende-se ainda abordar os vários sistemas e marcas de pré-esforço existentes no mercado, com o objetivo de mostrar os sistemas aplicados com maior frequência em Portugal e na Europa, definindo desde logo as suas características, condicionantes e propriedades de cada sistema.

Numa primeira fase será apresentado o estado-da-arte do pré-esforço, apresentando os seus conceitos básicos e princípios que o tornam numa tecnologia com potencialidade para abarcar uma maior percentagem no mercado da construção. Nesta fase, são também apresentados os vários aspetos importantes que compõem esta técnica, nomeadamente as suas aplicações, características técnicas e legislação aplicável.

De seguida, serão apresentados os campos de aplicação de sistemas de pré-esforço em lajes de edifícios, mostrando o seu enquadramento nas soluções estruturais usualmente adotadas, quer pela disposição dos cabos ou pela escolha do sistema adotado, mostrando de seguida os critérios de dimensionamento de acordo com a legislação aplicável.

Numa fase final, pretende-se avaliar a possibilidade de, dependendo da solução estrutural adotada e as diferentes condicionantes previstas, se optar por um sistema de aplicação de pré-esforço de forma a respeitar as exigências arquitetónicas e estruturais, não descurando os custos diretos associados à execução do sistema, como da poupança geral dos custos da construção fruto da aplicação de pré-esforço.

2. ESTADO DA ARTE

Neste capítulo vai ser dada especial importância ao conceito de pré-esforço aplicado em estruturas de betão, já que se torna necessário referir vários aspetos importantes, tais como por exemplo, as suas aplicações, características, técnicas e legislação indispensável a cumprir durante a concepção e execução do mesmo.

2.1 CONCEITOS BÁSICOS

“Pré-esforço é uma técnica que consiste em introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar a sua resistência ou comportamento, sob ação de diversas condições de carga” [1].

Um exemplo muito simples e bastante ilustrativo de pré-esforço é a situação em que se pretende carregar um conjunto de livros de uma fila na horizontal (Figura 1). Aplicando uma força que os comprima, uns contra os outros, é possível produzir forças de atrito capazes de suportar o peso próprio do conjunto e, dessa forma, levantá-lo sem que os elementos caiam.

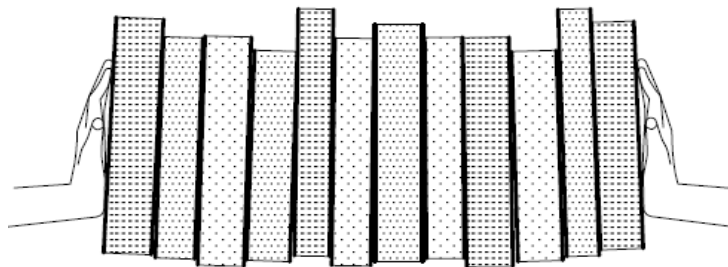


Figura 1 – Introdução de um estado prévio de tensões numa fila de livros ou num conjunto de blocos [2].

A aplicação dessa força horizontal, pode ser entendida como uma força de pré-esforço num conjunto de elementos estruturais, com o objetivo de se criarem tensões prévias contrárias àquelas que podem inviabilizar o uso desejado.

Pode ainda citar-se, como exemplo, o caso da roda de bicicleta, a qual é também uma estrutura tensionada. O aro externo é ligado a um anel interno,

por meio de fios de aço (raios) sob tensão. As tensões de tracção previamente aplicadas aos raios garantem a estabilidade do aro externo, quando posto em carga.

Nota-se que o pré-esforço poderá ser aplicado a alguns tipos de estruturas e materiais, em que apresenta uma potencialidade importante no comportamento e resistência de elementos quando comprimidos, como por exemplo, na solidarização de vários elementos pré-fabricados por meio de compressão imposta por cabos de pré-esforço na estrutura de betão armado pré-fabricado (Figura 2).

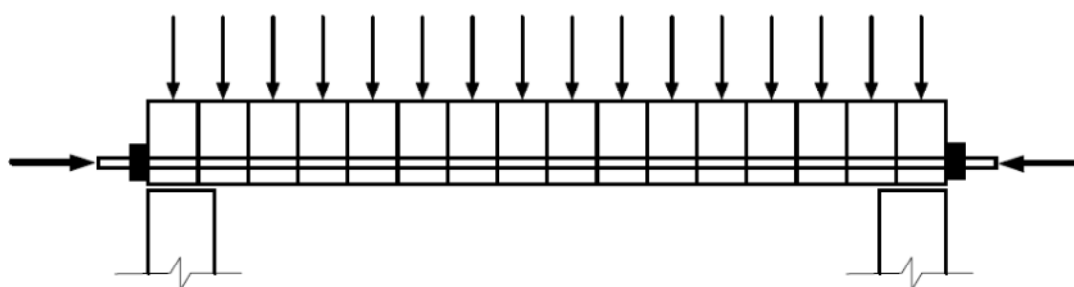


Figura 2 – União de elementos pré-fabricados com pré-esforço por pós-tensão [1].

2.2 PRINCÍPIOS DO PRÉ-ESFORÇO

É possível explicar e analisar o comportamento básico do betão pré-esforçado apresentando três diferentes conceitos [3].

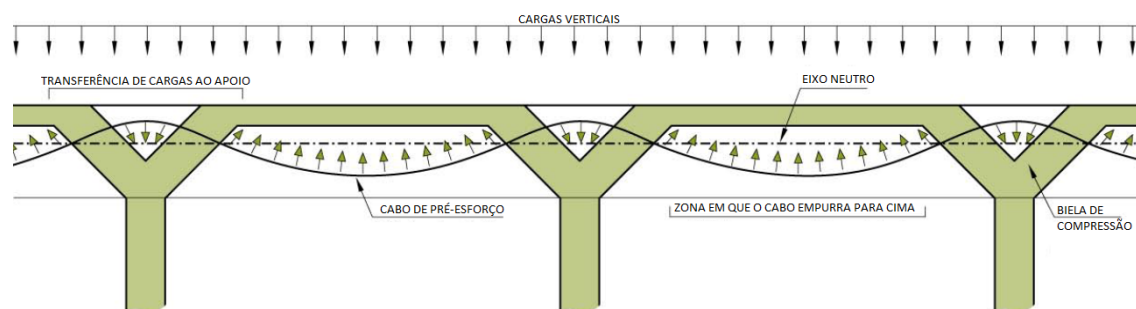


Figura 3 – Efeito do traçado em alçado do pré-esforço em lajes [4].

I. Pré-esforçar para transformar o betão num material elástico.

O betão, sendo um material frágil e mais resistente em compressão que à tração, é comprimido para que possa ser submetido a tensões de tração. Se não houver tensões de tração no betão, acautelando as compressões em todo o elemento, não existirão fendas e toda a secção de betão será ativa comportando-se de forma equivalente a um material elástico. Sob este ponto de vista o betão está sujeito a dois sistemas de forças: pré-esforço interno e ações exteriores, em que as tensões de tração devidas às ações exteriores são contrabalançadas pelas tensões de compressão devidas ao pré-esforço.

II. Pré-esforçar para combinar aço de alta resistência com o betão

O betão pré-esforçado, tal como o betão armado, também é encarado como uma combinação de dois materiais: aço e betão. Pretende-se, em geral, que o aço resista às trações instaladas e que o betão suporte as compressões.

Para tirar partido do aço de alta resistência é necessário submetê-lo a grandes deformações. Se este aço fosse simplesmente colocado no betão como armadura passiva, o betão envolvente sofreria uma enorme fendilhação antes que se desenvolvessem as tensões a que a armadura resiste. Assim sendo, é necessário tensionar previamente o aço de alta resistência e ancorá-lo contra o betão de forma a desenvolver um composto ideal dos dois materiais (compressão no betão e tração no aço) com efeito favorável à aplicação das cargas exteriores.

III. Pré-esforçar para equilibrar cargas permanentes

Segundo este conceito o pré-esforço é, basicamente, interpretado como uma tentativa de equilíbrio das cargas atuantes sobre o elemento (lajes, vigas). No projeto de uma estrutura pré-esforçada o efeito de pré-esforço é visto como uma carga equivalente contrária às ações permanentes, de tal forma que os elementos sujeitos à flexão ficarão sujeitos a um momento-fletor resultante próximo de zero para um dado carregamento (ações permanentes ou ações quase-permanentes).

2.3 DEFINIÇÕES

I. Armadura de pré-esforço

A armadura de pré-esforço é constituída por fios ou barras, feixes (barras ou fios paralelos) ou cordões (fios enrolados), e são destinados à produção das forças de pré-esforço. Denomina-se por cabo à unidade de armadura de pré-esforço considerada no projeto. A armadura de pré-esforço também é designada por armadura ativa.

II. Armadura passiva

Designa-se por armadura passiva toda a armadura utilizada que não seja para produzir forças de pré-esforço.

III. Puxe dos cabos

O puxe dos cabos, ou tensionamento, é a aplicação de pré-esforço, ou seja, o tracionamento dos cabos, controlando a força de pré-esforço pelos manómetros de pressão existentes nos macacos hidráulicos.

IV. Pré-esforço por pré-tensão aderente

O aço de pré-esforço é tensionado antes da betonagem do elemento de betão, sendo o pré-esforço transferido ao betão, por aderência entre os dois materiais, após a cura do mesmo.

É o sistema utilizado correntemente na pré-fabricação de elementos de betão pré-esforçados, como por exemplo: vigotas, lajes alveolares, etc.

V. Pré-esforço por pós-tensão aderente

O aço de pré-esforço é tensionado após a betonagem da peça e após o betão adquirir a resistência necessária, de forma a garantir que todo o cabo seja pré-esforçado ao longo do comprimento. A transferência de cargas, numa fase inicial, é realizada nas extremidades do cabo, através de dispositivos mecânicos de fixação das armaduras de pré-esforço (ancoragens). Para

permitir a aderência entre as armaduras de pré-esforço e o elemento de betão, é injetada calda de cimento no interior das bainhas, pelo que, após a cura, as armaduras pré-esforçadas ficam solidárias com o elemento de betão ao longo do comprimento do cabo, permitindo que as armaduras de pré-esforço possam contribuir como armadura no elemento, e no caso de rotura localizada do cabo, o pré-esforço não se perca na totalidade.

Este sistema é bastante utilizado em grandes obras pré-esforçadas, como pontes e viadutos, por necessitar de elevadas forças de compressão em secções esbeltas em relação ao vão. É também utilizado em lajes de edifícios, mas em cabos com menores concentrações de cordões.

VI. Pré-esforço por pós-tensão não aderente

O aço de pré-esforço é também tensionado após a betonagem da peça e quando o betão adquirir a resistência necessária. Contudo a transferência de cargas é sempre realizada nas extremidades do cabo, através dos mesmos dispositivos mecânicos de fixação das armaduras de pré-esforço (ancoragens).

Em pontes e viadutos, utiliza-se bastante este sistema em cabos de multi-cordões, em pré-esforço exterior protegidos por bainhas e com injeção de ceras ou massas lubrificantes para proteção da oxidação dos cordões. Nos edifícios é frequentemente utilizado em cabos de monocordão, protegida com graxa lubrificante em bainha plástica, porque permite tirar partido, de forma eficiente, dos benefícios das excentricidades nas lajes esbeltas, entre outras vantagens.

2.4 CARATERISTICAS DOS SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

Neste capítulo são referidos os vários materiais utilizados em estruturas de betão pré-esforçado.

Em benefício da construção, e conseqüentemente aumento da qualidade das estruturas, todos os materiais usados devem ser devidamente homologados e com experiência de aplicação largamente verificada e reconhecida, pois a qualidade e segurança de uma estrutura de betão pré-esforçado passa pelos materiais e pela sua boa utilização, respeitando as

capacidades técnicas, disposições construtivas do sistema e a legislação aplicável.

No entanto, é de referir que pelo facto de ser homologado não significa que o material seja bom ou adequado para todas as situações. Apenas apresenta as características que está na ficha técnica correspondente ao que efetivamente se está a aplicar, independentemente de essas características serem boas ou más.

I. Aço

Os aços usados nas estruturas de betão pré-esforçado caracterizam-se pela elevada resistência e pela ausência de patamar de cedência a metade da sua extensão. Permite assim uma oportunidade potencialmente mais económica na sua utilização em relação aos aços normalmente empregues na construção, visto que a sua capacidade resistente é de 3 a 4 vezes mais elevada [3].

Os aços de alta resistência podem ser fornecidos também na forma de fios e cabos, apresentados em rolos ou bobinas, evitando-se assim os problemas relacionados com as emendas de armaduras em elementos estruturais de grandes vãos.

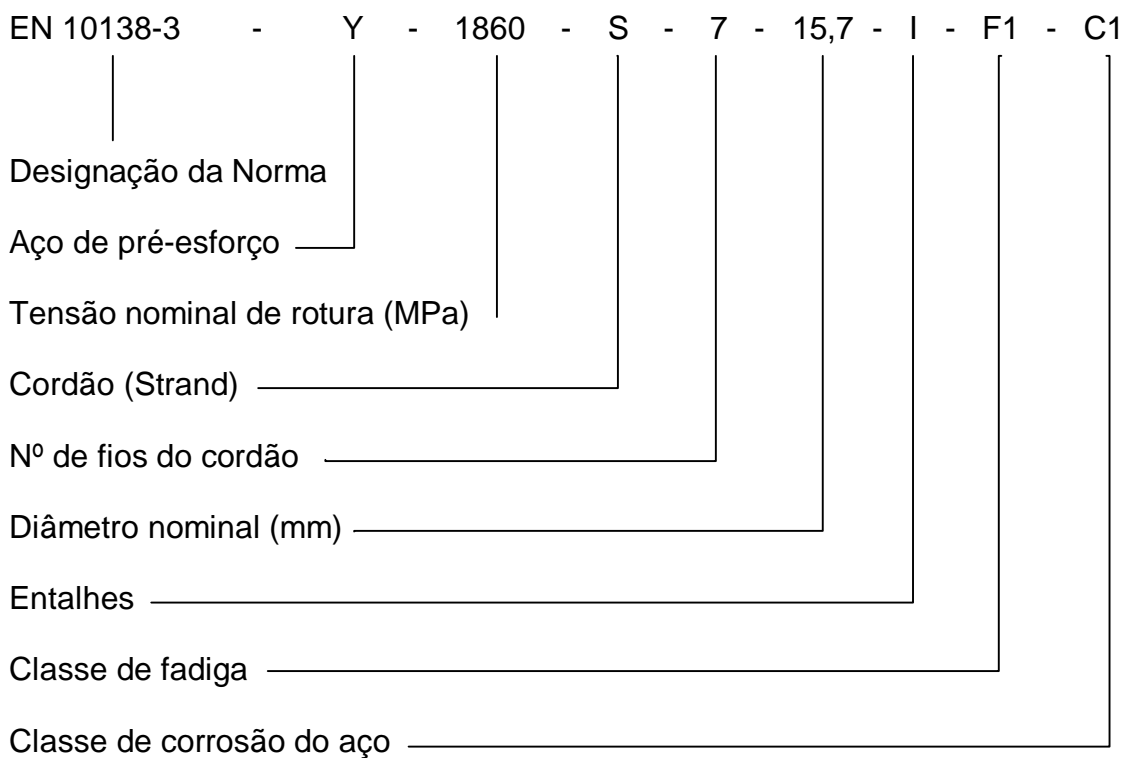
Na construção de betão armado, o emprego de aço de alta resistência é desaconselhado no estado de tensão inicial nulo do aço, pois quando solicitado o elemento, os alongamentos excessivos provocariam fendas muito abertas. Já no betão pré-esforçado este problema é evitado através do alongamento prévio da armadura, que introduz assim, um estado de tensão não nulo nas armaduras.

Segundo o ponto (1) de 3.3.1 da EN 1992-1-1, os aços de pré-esforço apresentam-se sob a forma de fios, varões e cordões utilizados como armaduras de pré-esforço em estruturas de betão.

A distinção entre fio e varão (barras) está ligada à possibilidade de fornecimento em rolos ou bobinas de fios de diâmetros reduzidos (de 3 a 7mm), enquanto os varões (barras) são distribuídos em molhos de comprimento variável.

Os cordões são associações de fios dispostos em hélice em torno de um eixo horizontal comum formando conjuntos de 2, 3 e 7 fios, endurecidos a frio por trefilagem, de acordo com EN10016-4, com o objetivo de aumentar a resistência por deformação sucessiva do fio de aço.

A designação de um cabo de pré-esforço consiste em:



Designação segundo a norma EN 10138-3-Y1860S7-15.7-I-F1-C1

A tabela seguinte apresenta as propriedades dos cordões de pré-esforço de 7 fios de acordo com a norma EN 10138-3 de 2006 [5].

Pré-esforço em lajes de edifícios

NOMINAL ^a						SPECIFIED			
Nome do aço	Número do aço	Diâmetro	Tensão última	Área da secção	Massa por metro b	Desvio permitido à massa por metro	Valor característico da força máxima	Valor máximo da força máxima	Valor característico específico de 0,1% da elasticidade ^c
		D	R_m	S_n	M				
		mm	MPa	mm ²	g/m		kN	kN	kN
Y1670 S7	1.1364	15.2	1670	139	1086	± 2	232	274	204
Y1700 S7G	1.1370	18.0	1700	223	1742	± 2	379	447	334
Y1770 S7	1.1365	6.9	1770	29.0	226.5	± 2	51.3	60.5	45.1
		9.0		50.0	390.5		88.5	105	77.9
		9.3		52.0	406.1		92.0	109	81.0
		9.6		55.0	429.6		97.4	115	85.7
		11.0		70.0	546.7		124	147	109
		12.5		93.0	726.3		165	195	145
		12.9		100	781.0		177	209	156
		15.2		139	1086		246	290	216
		15.3		140	1093		248	292	218
		15.7		150	1172		266	314	234
18.0	200	1562	354	418	312				
Y1820 S7G	1.1371	15.2	1820	165	1289	± 2	300	354	264
Y1860 S7	1.1366	6.9	1860	29.0	226.5	± 2	53.9	63.6	47.4
		7.0		30.0	234.3		55.8	65.9	49.1
		8.0		38.0	296.8		70.7	85.6	62.2
		9.0		50.0	390.5		93.0	110	81.8
		9.3		52.0	406.1		96.7	114	85.1
		9.6		55.0	429.6		102	120	89.8
		11.0		70.0	546.7		130	154	114
		11.3		75.0	585.8		140	165	123
		12.5		93.0	726.3		173	204	152
		12.9		100	781.0		186	220	164
		13.0		102	796.6		190	225	167
		15.2		139	1086		259	306	228
15.3	140	1093	260	307	229				
15.7	150	1172	279	329	246				
Y1860 S7G	1.1372	12.7	1860	112	874.7	± 2	208	245	183
		15.2		165	1289		307	362	270

Y1960 S7	1.1367	9.0	1960	50.0	390.5	± 2	98.0	116	87.2
		9.3		52.0	406.1		102	120	90.8
Y2060 S7	1.1368	6.4	2060	25.0	195.3	± 2	51.5	60.7	45.8
		6.85		28.2	220.2		58.1	68.5	51.7
		7.0		30.0	234.3		61.8	72.9	55.0
		8.6		45.0	351.5		92.7	110	82.5
		11.3		75.0	585.8		155	183	138
Y2160 S7	1.1369	6.85	2160	28.2	220.2	± 2	60.9	71.8	54.2
a O módulo de elasticidade pode ser considerado igual a 195 GPa (kN/mm ²)									
b A massa nominal por metro é calculado a partir da área transversal e uma densidade de 7,81 kg/dm ³									
c O valor característico específico de 0,1% da elasticidade é:									
- Para os aços Y1670S7, Y1700S7G, Y1770S7, Y1820S7G, Y1860S7 e Y1860S7G para todos os diâmetros é de 88% do valor característico da força máxima.									
- Para os aços Y1960S7, Y2060S7 e Y2160S7 para todos os diâmetros é de 89% do valor característico da força máxima.									

Tabela. 1 – Propriedades dos cordões de pré-esforço de 7 fios de acordo com a norma EN 10138-3 de 2006 [5].

Os diagramas tensão-deformação de fios de aço de alta resistência usados no pré-esforço mostram que a rotura ocorre entre 4 a 6% de extensão do aço após um patamar de cedência considerável. A tensão última característica, f_{pk} , na maioria dos aços de alta resistência está compreendida entre 1700MPa a 1900MPa (valores muito mais elevados quando comparados com os de um aço de armadura ordinária, entre 400MPa a 600MPa), e o módulo de elasticidade toma normalmente valores de 190GPa a 200GPa [6].

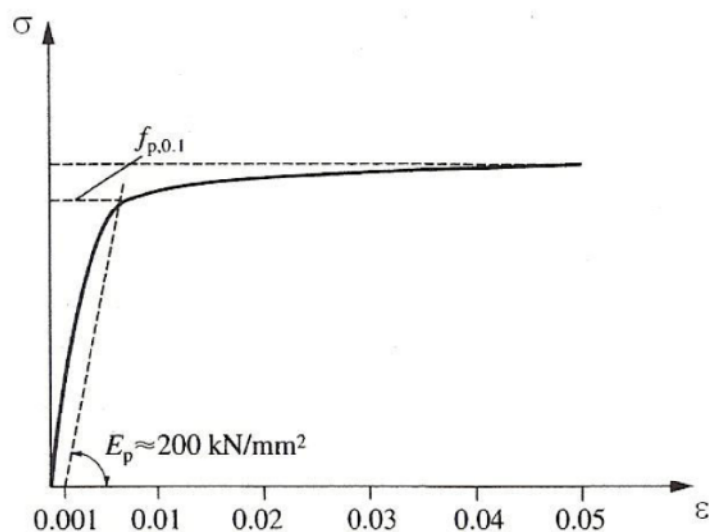


Figura 4 – Gráfico tensão-deformação de um aço de pré-esforço [6].

Como se observa no diagrama na Figura 4, não é perceptível o início da cedência do aço, pelo que se introduz o conceito de tensão de cedência equivalente. O valor definido para esta tensão é o ponto na curva tensão-deformação intersetada por uma linha com inclinação igual ao módulo de elasticidade e para uma extensão do aço igual a 0,1%.

II. Corrosão dos aços de pré-esforço

A durabilidade de uma estrutura de betão armado ou pré-esforçado poderá depender da corrosão do aço das armaduras, a qual se pode iniciar após a perda de proteção que o betão lhes confere.

A corrosão dos aços de pré-esforço é um fator preocupante por dois aspetos essenciais: em primeiro lugar, em virtude dos diâmetros dos fios serem pequenos; em segundo lugar, porque o aço quando sujeito a elevadas tensões fica mais suscetível à corrosão.

O aço pré-esforçado está sujeito a dois tipos de corrosão – corrosão sob tensão e fragilização por hidrogénio. Estes tipos de corrosão só ocorrem após a perda da película de passivação, pelo menos localmente. Convém ter presente que a película não se destrói se as armaduras de pré-esforço estiverem totalmente envolvidas por betão são ou calda de cimento da injeção.

O aço de pré-esforço está sujeito a um tipo de corrosão, designada por corrosão provocada por tensão, que resulta da distribuição não uniforme de tensão na armadura. De fato os processos de fabrico conduzem a heterogeneidades no aço (defeitos) levando a que o aço esteja mais tracionado numas zonas do que noutras. Nesses pontos (defeitos superficiais), onde a tensão é muito elevada e permanente, o alongamento do aço provoca, a nível atómico, dilatação das órbitas dos eletrões, tornando-os mais suscetíveis de saírem dessas órbitas, permitindo a destruição da película passiva e fissuração muito localizada, desencadeando-se o processo anódico nas extremidades dessas fissuras levando à propagação de fissuração e corrosão, como se esquematiza na Figura 5. Assim, um meio ambiente que não provoque corrosão da armadura em betão armado, poderá provocar corrosão no aço sob tensão elevada [7].

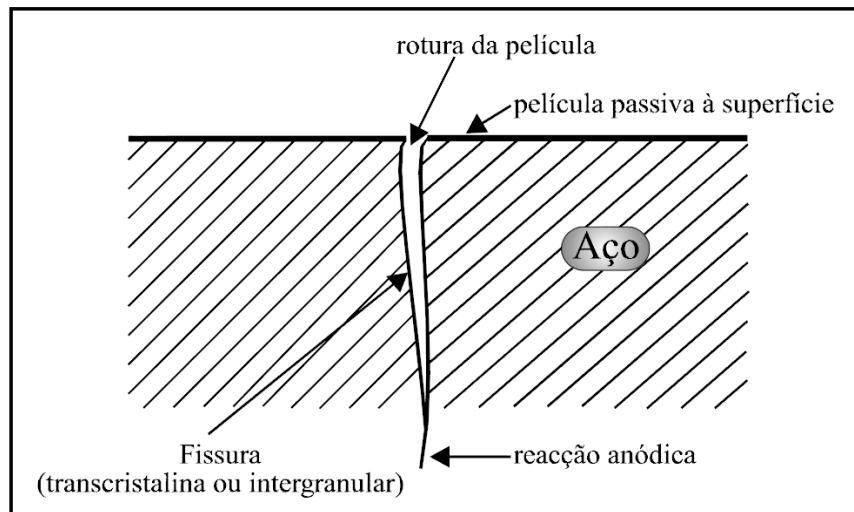


Figura 5 – Fissuração na corrosão sob tensão [7].

Para além disso, quando se usa aço pré-esforçado, as secções da armadura são muito mais pequenas, relativamente às adotadas em soluções de betão armado e, portanto, no caso de corrosão, a perda de secção transversal tem muito maior impacto: Por exemplo, a formação de ferrugem numa profundidade de 1 mm, num fio de 5 mm de diâmetro, corresponde a uma perda da área de secção da armadura de 36 %, enquanto a mesma profundidade de 1 mm, num varão de 30 mm de diâmetro, representa uma perda de apenas 7 % [7].

Existe um segundo tipo de corrosão que pode causar rotura sem aviso da estrutura de betão pré-esforçado, que é designado por corrosão fragilizante por hidrogénio e é consequência de um processo catódico. Este fenómeno pode ocorrer devido à existência simultânea de humidade, tensões de tração e certos produtos químicos, como os cloretos, nitratos, sulfetos, sulfatos e alguns ácidos [7].

Este tipo de corrosão, que não é detetada exteriormente, dá origem a fissuras iniciais de pequena abertura e pode, depois de um determinado tempo, conduzir a uma rotura frágil, podendo levar um cabo de pré-esforço ao colapso.

As armaduras no betão armado e pré-esforçado encontram-se protegidas contra a corrosão pelo fenómeno designado por “passivação”, devido à forte alcalinidade ($\text{pH} > 12,5$) do betão são. Nestas condições, forma-se à superfície da armadura uma película microscópica de cerca de 10nm de

espessura, que impede a dissolução do ferro e que se pensa ser constituída por complexos de ferro e cálcio contendo iões OH^- e CO_3^{2-} , óxidos de ferro Fe_2O_4 e água molecular [7].

Devido à sua sensibilidade, os aços de pré-esforço devem ser protegidos contra a corrosão, no fabrico e na fábrica, durante o transporte e na obra, devendo ser armazenados e instalados em lugares cobertos, aquecidos, secos e arejados, para não serem afetados pela água de condensação. É preciso sempre evitar que os fios que compõem o cabo fiquem em contato com o solo ou com os agentes químicos já mencionados. Também, por ocasião da montagem dos cabos, as bainhas devem estar bem impermeabilizadas.

III. Betão

A construção de estruturas de betão pré-esforçadas requer um controle de qualidade do betão muito rigoroso. Deve-se exigir a realização de ensaios prévios, o controle contínuo do cimento e dos inertes utilizados, bem como a fiscalização constante durante a produção do betão.

Normalmente, os betões utilizados em elementos pré-esforçados possuem resistência superior aos elementos de betão armado. No entanto, a resistência mínima especificada para o pré-esforço é indicada na Aprovação Técnica Europeia (E.T.A.) do sistema aplicável. Por exemplo, para o caso do sistema F da Freyssinet, correspondente a ancoragens de cabos de pré-esforço monocordão não-aderente, obriga a betões com resistências mínimas a partir de 15 MPa (em provetes cilíndricos) quando respeitando afastamentos entre ancoragens adjacentes e bordos da peça, de acordo com o especificado na E.T.A., enquanto para o sistema C da mesma marca correspondente a ancoragens multicordão de quatro cabos de pré-esforço aderente, obriga a betões com resistência mínima de 30 MPa (em provetes cilíndricos) [8].

A introdução de forças de pré-esforço pode causar solicitações prévias muito elevadas, frequentemente maiores que as correspondentes a uma situação de serviço, inclusive junto aos pontos de amarração, provocando elevadas compressões nas peças com sistemas de ancoragens.

O emprego de betão e de aços de alta resistência permite a redução das dimensões das peças, diminuindo o seu peso próprio e, por conseguinte, viabilizando técnica e economicamente a execução de estruturas de grande vão.

Os betões de alta resistência possuem, em geral, módulo de elasticidade mais elevado, o que diminui tanto as deformações imediatas como as que ocorrem ao longo do tempo. Isso reduz os efeitos da perda de pré-esforço resultantes da retração e fluência do betão.

Além de boa resistência, é importante que o betão tenha boas características de compacidade e baixa permeabilidade, para que tenha proteção suficiente contra a corrosão das armaduras. Por outro lado, um bom recobrimento das armaduras garante uma boa aderência entre as mesmas e o betão, sendo que um betão de alta resistência ($f_{ck} > 30\text{MPa}$), no local das trações serve como protetor à fixação mecânica [3].

IV. Bainhas

Os tubos dentro dos quais se encontra a armadura de pré-esforço por pós-tensão são denominados de bainhas, as quais devem ser colocadas de forma a proteger e permitir o deslizamento da armadura de pré-esforço com o mínimo de atrito durante o processo de tensionamento.

Para o caso de pré-esforço com aderência posterior (pré-esforço por pós-tensão aderente), as bainhas são indispensáveis para a criação de dutos a salvaguardar durante a betonagem, por onde possam ser inseridos os cabos de pré-esforço após o endurecimento do betão.

Para que a injeção de caldas de cimento seja bem sucedida são instalados, em pontos estratégicos, tubos de ar chamados de purgas ou respiradouros. Devem ser estabelecidos os pontos de injeção em locais mais baixos e respetivos respiradouros nos pontos mais altos do cabo. São normalmente utilizados para esse fim tubos de plástico de polietileno de baixa densidade (PEBD) [3].

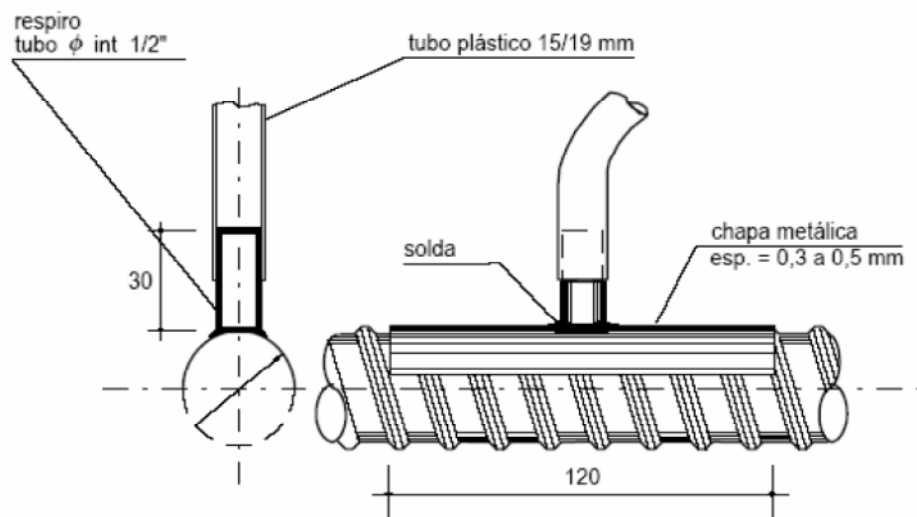


Figura 6 – Pormenor de um respiradouro de uma bainha [3].

Estas bainhas são, na sua grande maioria, fabricadas em chapas de aço laminadas a frio, com espessura de 0,1 a 0,4 mm, com costura helicoidal e ondulações transversais em hélice, em conformidade com a norma NP EN 523:2005. Neste processo de fabrico, as ondulações criadas nas bainhas metálicas conferem uma maior rigidez à secção sem prejudicar a flexibilidade longitudinal, permitindo curvaturas com raios inferiores, possibilitando enrolar cabos de grande comprimento que podem ser transportados em rolo, e facilitando a utilização de uniões roscadas nas emendas, permitindo melhorar a aderência entre o betão da peça e a calda de injeção, devido às saliências e reentrâncias.

No controlo de qualidade das bainhas metálicas, são executados vários ensaios em conformidade com a norma NP EN 523 que visam apresentar as características mecânicas do produto, tais como:

- Comportamentos à flexão segundo a norma NP EN 524-2 – Os resultados declarados são apenas a título informativo.
- Resistência à carga lateral segundo a norma NP EN 524-4 – A redução irreversível do diâmetro interior não deve ser superior ao menor dos valores: 10% ou 5mm.
- Resistência à carga de tração segundo a norma NP EN 524-5 – A manga de conexão (incluindo bainhas e o correspondente conector) não deve entrar em rotura por separação completa

durante a aplicação da força de tração. Regista-se o deslocamento do conector em relação à bainha.

- Estanquidade segundo a norma NP EN 524-6 – Nas amostras realizadas para ensaios de resistência à carga lateral e de resistência à tração, são ensaiadas e registadas a perda de água que deverá ser menor ou igual a 1,5% em volume.

Ainda para o caso de pré-esforço com aderência posterior, começa a ser também frequente a utilização de bainhas em plástico corrugado (PEAD) de 2 a 3,5mm de espessura, produzido pelo processo de extrusão segundo a “FIB Specification – Bulletin nº7” em tubos de comprimento de 5,8m a 11,8m.

Este tipo de bainhas oferece vantagens em relação às bainhas metálicas, tais como, uma proteção contra a corrosão a longo prazo, especialmente quando aplicado em ambientes agressivos, como no caso das estações de tratamento de água, tanques de ácido ou silos; oferecem também perdas de atrito reduzidas no ato do tensionamento: se o coeficiente de atrito é pequeno, maior é a força disponível e menor o aço de pré-esforço. E isto resulta numa economia de custo de material, principalmente em obras que exigem comprimentos de cabos elevados. Estas bainhas também oferecem a vantagem no processo de injeção de caldas de cimento. Verifica-se muitas vezes que, quando há um grande intervalo de tempo entre a betonagem do elemento e operações de pré-esforço, a bainha metálica fica corroída e, em seguida, traduz-se num grande problema na injeção de caldas de cimento de uma bainha às purgas adjacentes, dificultando a sua passagem no interior da bainha por fazer perder a fluidez da calda de cimento, e por sua vez obriga a uma maior pressão na bomba de injeção [9].

Para o pré-esforço sem aderência, como é o caso do aço de pré-esforço auto-embainhado, bastante utilizado em lajes de edifícios e pré-esforço exterior, é protegido com um lubrificante/graxa que serve de proteção contra a corrosão e é revestido com bainha plástica de polietileno de alta densidade (PEAD), de espessura mínima de 1mm, extrusada a quente sobre o aço. Esta proteção revela-se eficaz contra a oxidação, permitindo o deslizamento do cordão pelo interior da bainha plástica e é bastante resistente de forma a não se deteriorar com o manuseamento no transporte e na obra.

Para o controlo de qualidade deste aço auto-embainhado, além das especificações do aço, devem acompanhar também as especificações da bainha e do lubrificante, como é apresentado nos quadros seguintes.

Propriedades da bainha plástica	Método de teste	Resultado
Resistência à tração (kg/cm ²)	ASTM D638	350
Alongamento (%)	ASTM D638	500
Rigidez (kg/cm ²)	ASTM D747	11000
Ponto de amolecimento (°C)	ASTM D1525	125
Dureza (Tipo D)	ASTM D2240	64

Tabela.2 – Exemplo de propriedades da bainha plástica [10].

Propriedades do lubrificante/graxa	Método de teste	Resultado
Consistência a 25°C	ASTM D217	365
Ponto de gota (°C)	ASTM D1743	181
Livre de álcali (%)	ASTM IP37	0
Teste de pulverização de sal	ASTM B117	96

Tabela.3 – Exemplo de propriedades do lubrificante/graxa [10].

V. Caldas de injeção

As caldas de injeção são uma mistura de cimento e água, de carácter coloidal (suspensão), com ou sem adjuvantes, mas sempre com fluidez suficiente para serem injetadas nas bainhas que contêm as armaduras de pré-esforço [11].

i. Objetivos das caldas de cimento

Os objetivos principais da injeção são:

- a) Encher completamente os espaços existentes entre a bainha e as armaduras de pré-esforço, a fim de protegê-las da corrosão. A capacidade de passivação do cimento é uma boa garantia contra a oxidação – a água nos poros capilares está saturada em Ca(OH)_2 , com um pH ≈ 12.5 , com valores de pH entre 9 e 13 não há praticamente perigo de corrosão.
- b) Estabelecer a aderência entre as armaduras de pré-esforço e a bainha e, conseqüentemente, com o elemento de betão.

Para desempenharem convenientemente o seu papel é necessário que as caldas de injeção respeitem certas condições. Em particular, é-lhes solicitado que reúnam as seguintes características:

- a) Facilidade de execução em obra, de forma a permitir uma boa injetabilidade: fluidez suficiente para facilmente penetrar nas bainhas e envolver as armaduras;
- b) Estabilidade da mistura: que não haja separação das duas fases e baixa retração (caso exista). A estabilidade da calda é avaliada pela exsudação (processo migratório das águas existentes na composição da calda, no seu processo de cura) e pela variação de volume;
- c) Resistência mecânica adequada, de modo a assegurar a aderência entre as armaduras de pré-esforço e o betão que envolve a bainha.

Recomenda-se que a consistência da calda seja a máxima possível para a perfeita injetabilidade. O aumento da fluidez da calda tem vantagens e inconvenientes. Ao aumentar a fluidez, potenciam-se vários fenómenos nocivos:

- a) Exsudação da água, com perigo do seu eventual congelamento e de corrosão das armaduras;
- b) Diminuição de volume da pasta de cimento, com perigo de corrosão nos pontos altos do traçado dos cabos;

- c) Diminuição de resistência, com perigo para a aderência.

Por outro lado, com o aumento da fluidez obtêm-se as seguintes vantagens:

- a) Maior penetrabilidade da calda;
b) Menor probabilidade de entupimento da injeção com a formação de tampões.

A durabilidade da construção pós-esforçada depende principalmente do sucesso dessa operação de injeção.

ii. Especificações para as caldas de cimento

Atendendo ao grande número de obras com utilização da técnica do pré-esforço e inevitavelmente à execução destas obras por empresas sem grande experiência neste tipo de construções, verificou-se que os resultados obtidos através de campanhas de inspeção com radiações gama (gamografia) a diversas obras não foram suficientemente satisfatórias, pois revelaram que uma proporção não desprezável de bainhas não estava perfeitamente preenchida ao longo de comprimentos consideráveis [11].

Tornou-se necessária a edição de manuais e de normalização em que se resumissem as prescrições fundamentais a satisfazer para se conseguir uma boa injeção. E no âmbito da harmonização normativa europeia, foram publicadas e revistas ao longo dos últimos anos pelo Instituto Português da Qualidade (IPQ), as seguintes Normas Portuguesas:

- NP EN 447:2008 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Requisitos básicos. - norma que cobre os materiais que podem ser utilizados no fabrico de caldas de injeção de cimento, as propriedades e a composição destas caldas. Aplica-se nas injeções de bainhas para armaduras de pré-esforço em todos os tipos de estruturas, incluindo pontes e edifícios.
- NP EN 445:2008 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio. - norma que descreve os métodos de ensaio das caldas de injeção especificados na EN 447. Os ensaios devem ser efetuados seguindo os métodos da presente

Norma, considerados métodos de ensaio de referência. Estes métodos de ensaio são aplicáveis às caldas para todos os tipos de estruturas, incluindo pontes e edifícios.

- NP EN 446:2008 - Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos de injeção. - norma que descreve os procedimentos a utilizar na injeção de armaduras de pré-esforço do betão pós-tensionado. Aplica-se a todos os tipos de estruturas, incluindo pontes e edifícios. Esta Norma estabelece os ensaios de aptidão e os ensaios para a inspeção das caldas e dos seus materiais constituintes utilizados numa dada obra.

As caldas de injeção dependem fundamentalmente das propriedades dos constituintes da calda, tais como:

- Tipo e idade do cimento;
- Razão água-cimento A/C;
- Tipo e quantidade de adjuvante;
- Temperatura;
- Técnica de mistura e bombagem.

a) Tipos de cimento

Os tipos de cimento utilizáveis para as caldas de injeção são, em geral, cimento portland. A norma NP EN 447 indica cimento do tipo CEM I (ENV 197-1). Contudo, poderão ser exceção alguns cimentos do tipo II previstos na norma NP EN 197-1/2001 – Cimento – parte I: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes, tratando-se do cimento portland de escória do tipo CEM II/A-S, do cimento portland de pozolana dos tipos CEM II/A-P e CEM II/A-Q e, do cimento portland de cinza volante, dos tipos CEM II/A-V e CEM II/A-W respetivamente [11].

b) Fluidez

Durante o período de injeção a fluidez deve ser suficientemente elevada de modo a permitir uma injeção eficaz e adequada de forma a encher a bainha, mas suficientemente baixa para expulsar todo o ar e eventual água da bainha.

A norma NP EN 447 recomenda, no que diz respeito aos ensaios à fluidez, a determinação do tempo de escoamento (segundos) pelo método do cone e a determinação do tempo de percurso (segundos) pelo método de imersão.

No método do cone (cone Marsh), o tempo de escoamento de 1 litro de calda é determinado com a colocação de cerca de 1,7 litros de calda no cone, como representado na figura 1, e deixado escoar pelo orifício para um recipiente de capacidade de 1 litro.

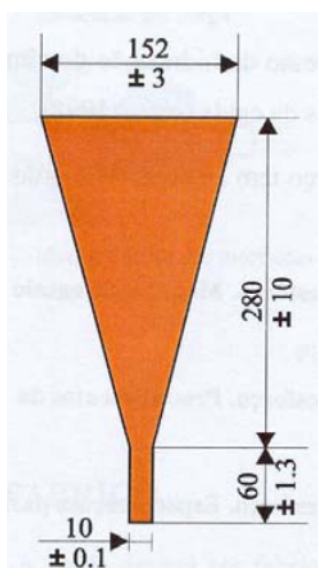


Figura 7 – Exemplo de um cone Marsh

No método de imersão, o tempo de percurso é determinado com uma sonda através de uma determinada quantidade de calda colocada num tubo vertical. O tubo é cheio com aproximadamente 1,9 litros de calda, é colocada a sonda de modo que fique imersa na calda na parte superior do tubo de tal modo que o espaçador de madeira (3) assente no bordo do tubo, sustente o travão (1) da extremidade superior do guia (2). O tempo de percurso é contado a partir do momento em que se retira o espaçador e a sonda começa a descer até à posição final (5) quando o travão encostar no bordo do tubo.

O ensaio da exsudação consiste na medição da quantidade de água que reflui à superfície ao fim de 3 horas, sendo impedida a evaporação.

O método utilizado consiste em verter 95 a 100ml de calda para a proveta de 25mm de diâmetro, e medir o nível (V). Tomando medidas que impeçam a evaporação, três horas mais tarde mede-se a quantidade de água à superfície da calda (V₁).

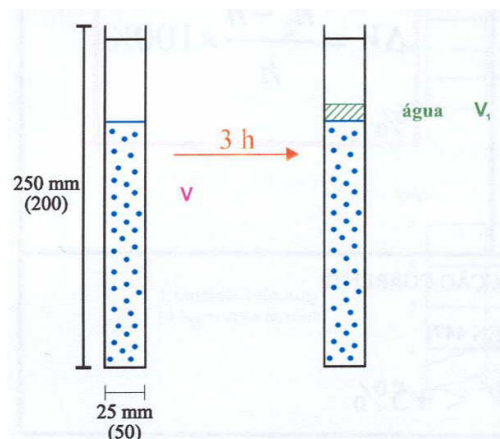


Figura 9 – Ensaio da exsudação

A norma NP EN 447 estabelece apenas que o seu valor não pode exceder 2%, determinado ao fim de 3 horas.

d) Variação de volume

A variação de volume tanto pode ser um aumento como uma diminuição. Para caldas de injeção que contenham agentes expansivos não se deverá registar diminuição de volume.

O ensaio da variação de volume consiste na determinação da variação de volume ao fim de 24 horas e permite determinar principalmente a variação de volume causada por sedimentação ou expansão.

O método utilizado para determinar a variação de volume consiste em aproveitar a proveta cilíndrica de 50mm de diâmetro e 200mm de altura usada no ensaio da exsudação, cheia de calda até um nível (h) e, tomando medidas que impeçam a evaporação, 24 horas depois mede-se a altura (h₂).

$$\Delta V = \frac{h_2 - h}{h} \times 100\%$$

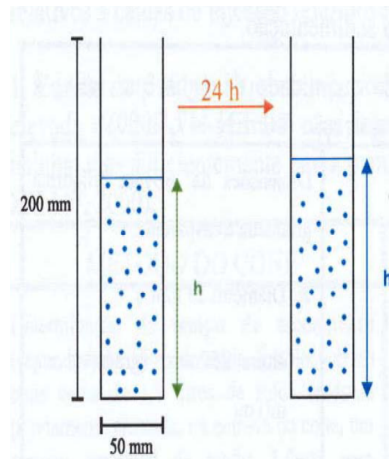


Figura 10 – Método da proveta cilíndrica

A norma NP EN 447 indica que a variação de volume (ΔV) deve estar compreendida entre -1% (retração) e +5% (expansão).

e) Resistência à compressão

A norma NP EN 447 estabelece essencialmente que a resistência à compressão aos 28 dias deverá ser no mínimo 30 MPa ou aos 7 dias deverá ser no mínimo 27 MPa em 6 meios prismas 40x40x160 mm³, cilindros com $\phi = 100$ mm e $h = 80$ mm e até cubos com $a = 100$ mm.

As “FIT Guides” indicam a este respeito que a resistência à compressão por si só não é importante, mas dá indicação da qualidade da calda: calda com 30 MPa aos 28 dias (≈ 20 MPa aos 7 dias), indica uma calda com boas propriedades (aderência, resistência ao corte, resistência à congelação) [11].

f) Relação A/C

A norma NP EN 447 estabelece que se deverá respeitar o limite da razão $A/C \leq 0,44$.

iii. Procedimentos para injeção

O processo de injeção constitui um fator muito importante para a durabilidade de uma estrutura pós-esforçada. Tal como dito anteriormente, este procedimento é normalizado de forma a criar as indicações necessárias para garantir uma boa injeção [11].

a) Peneiro entre a misturadora e o reservatório de armazenamento

A norma NP EN 446 indica que a misturadora deve possuir um peneiro de malha < 2 mm, para passagem da Calda.

A necessidade da passagem da calda pelo peneiro antes da injeção destina-se a retirar materiais de maiores dimensões da calda (impurezas ou grumos) e com isso limpar a calda e evitar o entupimento da injeção. O peneiro também retém os grumos de cimento que se formam quando o cimento já está parcialmente hidratado (cimento envelhecido) ou quando o cimento está demasiado frio, devendo-se rejeitar estas caldas.

b) Caraterísticas da misturadora

A norma NP EN 446 indica que a misturadora deverá permitir obter uma calda com uma dispersão homogénea do cimento e do adjuvante, com o mínimo de grumos e com as propriedades que lhe estão especificadas.

c) Reservatório de armazenamento

A generalidade das normas indica que a calda deve ser continuamente agitada após a mistura até ser injetada.

d) Bomba

As bombas deverão ser capazes de dar pressões superiores a um determinado valor (1 MPa – NP EN 447). Indica-se, em geral, que a injeção seja feita a uma pressão inferior a 1 MPa, acrescentando valores recomendáveis de 0,3 a 0,7 MPa.

e) Sobrepressões

Devem ser instaladas válvulas de sobrepressão (automáticas ou manuais) para evitar pressão superior a determinado valor (em geral 2,0 MPa).

Esta limitação destina-se a evitar o risco de danificar o elemento estrutural – betão envolvente da selagem das ancoragens, e ainda uma eventual separação do cimento da água que pode causar entupimento.

f) Localização das aberturas de entrada e saída

Indicando em geral que deverão localizar-se em ambas as extremidades e nos pontos altos das bainhas; nos pontos baixos, caso haja risco de congelamento durante o período de execução. No entanto a norma NP EN 446 indica que o comprimento de injeção máximo a ser preenchido numa única operação deve ser inferior a 50 metros, salvo se foram previstos pontos suplementares de injeção.

Intervalo de tempo entre tensionamento do aço e a injeção da bainha: indicando em geral que deverá ser o menor possível. Se for necessário dilatar este tempo recomenda-se proteger as armaduras (por ex. com óleos solúveis). O valor máximo aceitável para o intervalo de tempo em causa, quando quantificado, é variável: 7 dias (apenas apresentado no REBAP).

g) Temperaturas

A norma NP EN 446 indica como limites os seguintes:

Temperatura da calda: de 10 a 25°C

Temperatura ambiente: de 5 a 30°C

Temperatura do elemento estrutural: de 5 a 25°C

Fora destes limites devem ser tomadas precauções especiais, mas a temperatura da calda nunca poderá exceder 35°C.

h) Velocidade de injeção

A norma NP EN 446 indica que a velocidade de injeção deverá situar-se, normalmente, entre 5 e 15 metros/minuto.

i) Precauções para prevenir saída da calda da bainha após injeção

A norma NP EN 446 indica que após a conclusão da injeção se mantenha a pressão a 0,5 MPa durante 1 minuto e só depois se proceda ao fecho das saídas.

j) Pós injeção e Reinjeção

É dado particular destaque a estas operações na norma NP EN 446, visto que se tratam de operações complementares posteriores à injeção, destinadas a substituir o ar ou água existentes nas bainhas por calda de injeção, antes ou depois da presa da calda original, respetivamente para a pós injeção ou reinjeção.

VI. Equipamentos de aplicação de pré-esforço

Genericamente, um processo de pré-esforço, qualquer que seja, envolve a introdução de forças nos elementos de betão armado. Para produzir essas forças e transferi-las aos elementos de betão, com o mínimo de perdas, são necessários equipamentos tais como macacos hidráulicos e elementos de ancoragem dos cabos.

a) Macacos hidráulicos

Por regra, a força de pós-esforço é aplicada aos cabos através de macacos hidráulicos. Como os cabos de pré-esforço devem ser tensionados até ser atingida uma tensão elevada na armadura, são necessárias forças de tensionamento bastante elevadas. Estes macacos hidráulicos são ligados a bombas hidráulicas capazes de produzir uma pressão de 750 bar (7,5 kN/cm²) [12]. A grandeza das forças e pressões envolvidas é considerável, sendo necessário que os técnicos de betão pré-esforçado conheçam o funcionamento dos aparelhos.

Os macacos hidráulicos utilizados nas operações de pós-esforço são constituídos por um cilindro e um pistão de secção cheia ou em coroa circular. O espaço existente entre o cilindro e o pistão é fechado através de uma borracha especial com boas propriedades de vedação.

No momento da aplicação da força de tensionamento, com os cabos presos ao macaco, uma bomba de alta pressão injeta uma emulsão (óleo diluído) pressurizada no corpo do cilindro. A pressão causa um deslocamento relativo entre o pistão e o cilindro produzindo o alongamento de pré-esforço nos cabos ligados ao macaco.

A força de tensionamento aplicada pelo macaco é determinada a partir da pressão hidráulica lida num manómetro. Ao mesmo tempo o alongamento obtido no cabo pode ser lido numa escala milimétrica fixa ao macaco.

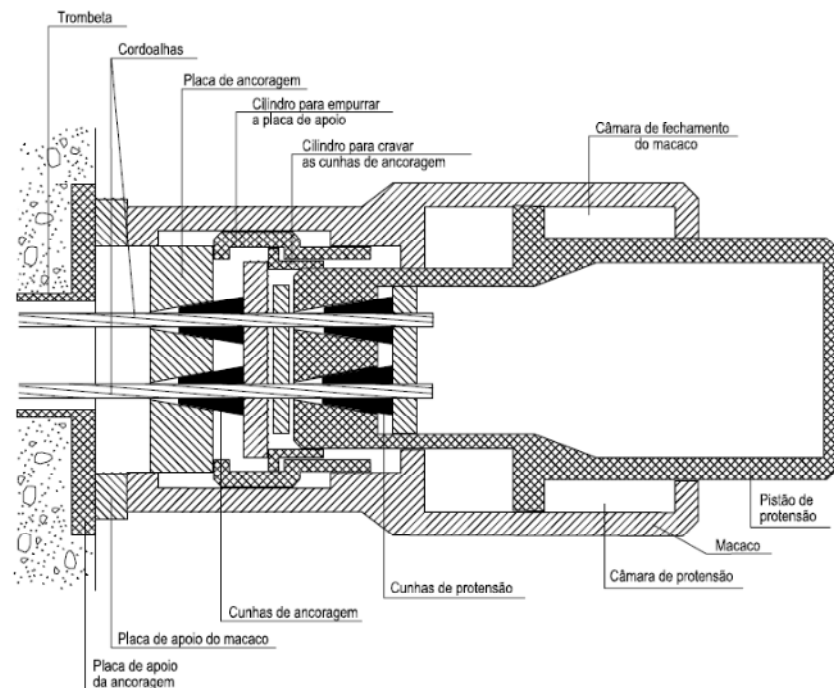


Figura 11 – Esquema de um macaco de pré-esforço do tipo Strongold, com cilindro especial para ajudar a cravar as cunhas de ancoragem [1].

b) Ancoragens

O termo ancoragem é aplicado aos dispositivos utilizados para fixar os cabos de pré-esforço tensionados, de forma a manter a carga aplicada pelo macaco hidráulico, impedindo que o cabo volte ao estado original, ou seja, sem tensão.

Existem variados tipos de ancoragens para cabos de pré-esforço. Contudo, no âmbito deste trabalho, apenas são abordados os tipos de ancoragens mais utilizados em sistemas de pré-esforço por pós-tensão em lajes de edifícios, e estas podem ser agrupadas nas seguintes categorias:

- Ancoragem por meio de cunhas;
- Ancoragens mortas ou passivas.

Nas ancoragens por meio de cunha de pré-esforço são ancoradas através de duas peças especiais, o bloco de ancoragem ou cabeça de ancoragem com célula cônica fêmea, e a cunha macho que fica alojada dentro

da célula cônica a encavar o cabo. Os sistemas de ancoragem por meio de cunha podem ser classificados em duas categorias:

i. Ancoragem com cunhas deslizantes:

Neste caso, a armadura de pré-esforço ao ser tensionada, movimenta-se entre a cunha, que ainda está solta, a qual é introduzida, à mão ou com martelo, antes da libertação do cabo, para permitir o aparecimento de uma compressão transversal. O cabo, quando libertado, tende a recuar puxando a cunha para dentro da célula cônica fêmea, por meio das forças de atrito decorrentes da compressão transversal no apoio da cunha. O deslizamento que ocorre depende da inclinação da face da cunha e da profundidade das ranhuras. As cunhas possuem, geralmente, dentes ou ranhuras cuja função é aumentar o atrito com o cabo de pré-esforço, impedindo que ele escorregue. O deslocamento do cabo que ocorra nesta fase implica uma diminuição (perda) da força de pré-esforço. Tendo em vista o controlo das perdas de pré-esforço, no caso de cabos curtos, com alongamentos correspondentemente curtos, a cravação da cunha é um fator importante e deve ser levado em consideração [1].

ii. Ancoragem com cunhas cravadas:

Neste sistema, é colocado o cabo em repouso dentro da célula cônica do bloco ou cabeça de ancoragem, sendo de seguida posicionada a cunha entre o cabo e a célula cônica, de forma a poder receber uma força que comprime a cunha contra o bloco de ancoragem, para o interior da célula cônica, de forma a comprimir transversalmente o cabo, mordendo-o para não permitir o deslizamento no ato do tensionamento do cabo. O esforço de compressão é então absorvido pelo conjunto de peças de forma a constituir uma ancoragem definitiva. Apesar de cravada pelo macaco, ao receber a força de tensionamento no cabo, a cunha penetra um pouco mais na célula cônica fêmea do bloco ou cabeça de ancoragem, ocasionando uma perda no alongamento dos fios de aço e, conseqüentemente, da força de pré-esforço.

Essa perda é uma característica comum a todos os sistemas de ancoragem com cunhas e denomina-se por perda por reentrada da cunha [1].

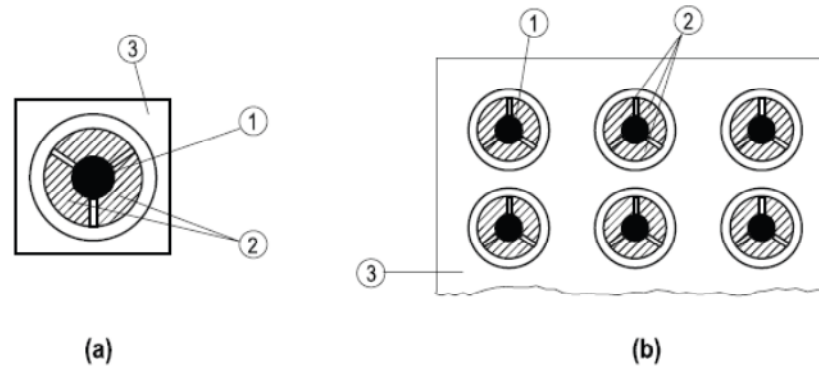


Figura 12 – Sistema de ancoragem com cunhas periféricas. 1 – fios de aço; 2 – cunhas de ancoragem; 3 – bloco de ancoragem. [1].

Existem situações na prática em que pode ser conveniente, técnica ou economicamente, pré-esforçar o cabo apenas numa extremidade, colocando-se, na outra extremidade, uma ancoragem morta, também denominada ancoragem passiva.

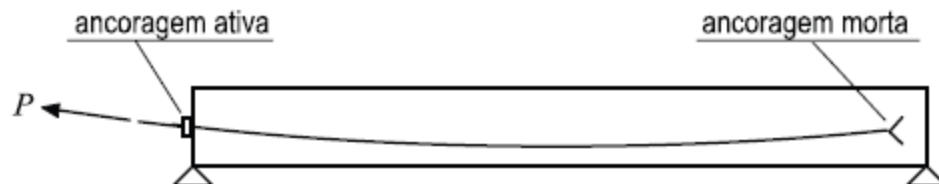


Figura 13 – Ancoragem ativa e ancoragem passiva ou morta [1].

As ancoragens passivas podem ser executadas das seguintes formas:

- Por atrito e aderência das extremidades dos fios, em contacto direto com o betão;
- Por meio de laços ou alças, colocados no interior do betão;
- Por ancoragens normais com as cunhas pré-cravadas;
- Por dispositivos mecânicos especiais.

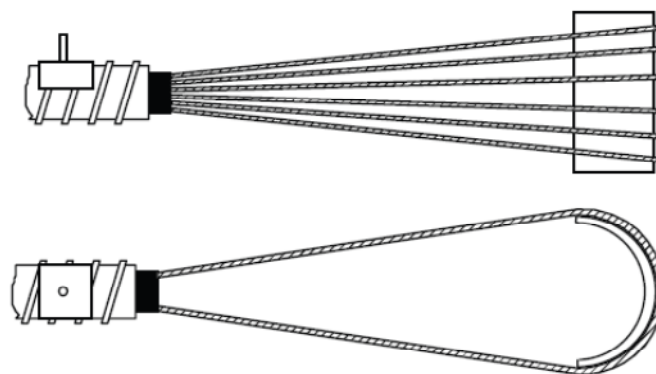


Figura 14 – Ancoragem passiva com extremidades dos cordões em forma de laço [1].

Na pós-tensão, a tensão na armadura ativa produzida pelo pré-esforço deve ser absorvida dentro do trecho de extremidade do fio. Assim, o fio e as suas nervuras apoiam-se no betão. A força de pré-esforço é transferida para o betão originando tensões de tração, em todas as direções radiais em torno da armadura de pré-esforço. A ancoragem só se mantém se o betão não fendilhar devido a essas forças de tração transversais. No caso de forças relativamente elevadas e localizadas é necessário adotar uma armadura transversal para absorver esses esforços, de preferência em forma de espiral para cintar a região de ancoragem [1].

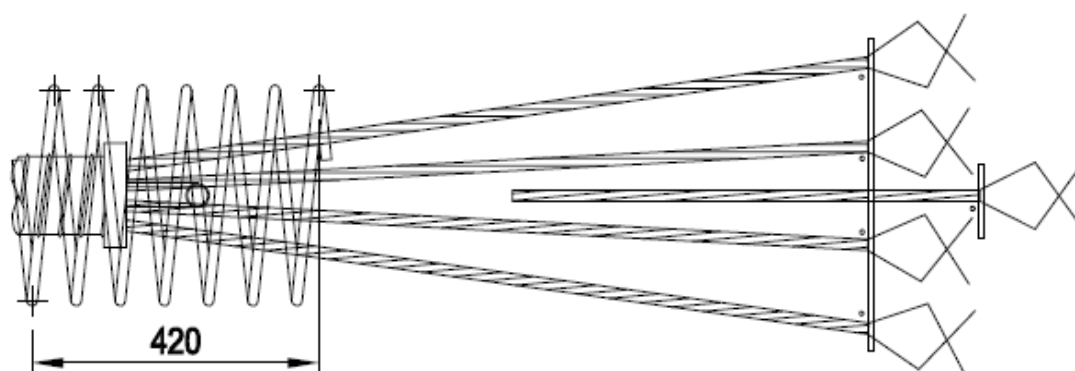


Figura 15 – Ancoragem passiva por aderência ao betão nas extremidades dos cordões [13].

2.5 RECOMENDAÇÕES E EXECUÇÃO DE SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO

Neste capítulo dão-se algumas indicações sobre procedimentos e processos de construção que são particulares das lajes pré-esforçadas. Dão-se, igualmente, algumas informações de carácter geral sobre a inspeção e fiscalização técnica nos aspetos que mais se prendem com a utilização de cabos de pós-esforço.

Considera-se que a especificidade de cada sistema comercial deverá, em primeiro lugar, ser tida em conta nomeadamente no que se refere aos procedimentos de manuseamento do equipamento de pré-esforço.

A maioria das empresas que fabricam estes sistemas de pré-esforço, têm representações em Portugal. As características das ancoragens, cunhas e equipamento para aplicação do pré-esforço variam de marca para marca seguindo contudo as recomendações da **FIP** e, ou, as especificações do **PTI**.

No anexo A descrevem-se as principais características dos sistemas comerciais, referindo alguns e ilustrando de uma forma genérica o conjunto cabo/ancoragens.

I. Procedimentos em obra

Uma das principais vantagens das lajes pré-esforçadas por cabos auto embainhados não aderentes é a rapidez que se pode obter na construção, em comparação com as lajes convencionais ou até com as lajes pré-esforçadas por cabos injetados.

De facto, imediatamente após a aplicação do pré-esforço (habitualmente entre 3 a 7 dias após a betonagem, em função das condições climatéricas e da resistência do betão) a laje, em si, não necessitará de quaisquer escoramentos, podendo efetuar-se desde logo o descimbramento [14].

Em geral, após esta operação, será necessária a colocação de algumas escoras para suportar a construção da laje ou das lajes dos pisos superiores. Estas escoras são normalmente colocadas nos dois pisos imediatamente abaixo do piso que se encontra em construção.

A seguinte sequência de operações é frequentemente utilizada:

1º Betonagem do piso (i);

2º Aplicação de 50% do pré-esforço quando o betão atinge metade da resistência necessária à aplicação da totalidade deste (≈ 3 dias);

3º Descimbramento de forma a reutilizar os moldes mantendo 50% das escoras. Iniciar a cofragem no piso (i+1);

4º Aplicação do pré-esforço no piso (i) a 100% quando o betão atinge a resistência necessária (em geral, aos 7 dias). Reajuste das escoras. Retirar as restantes escoras do piso (i-1)

5º Finalização da cofragem e montagem de armaduras seguindo-se a betonagem no piso (i+1);

Esta sequência é ciclicamente levada a efeito tendo sempre presente que o piso em execução deve estar escorado pelos dois imediatamente inferiores [14].

Este procedimento pode ser aferido nos cálculos, considerando uma combinação de ações de carácter transitório em que o peso próprio da laje em construção (incluindo cimbres e escoras $\approx 1,5 \text{ KN/m}^2$), num piso superior é repartido por duas (ou mais) lajes que a suportam.

De forma a garantir a eficiência do pré-esforço nos pontos mais críticos, é usual limitar o comprimento dos painéis de betonagem a cerca de 30 metros numa ou nas duas direções, utilizando-se para isso ancoragens intermédias ou acopladores. Para os casos em que é possível aplicar o pré-esforço nas duas extremidades do cabo, o comprimento entre ancoragens (ambas ativas) não deverá ultrapassar 60 metros [14].

II. Cofragens

A utilização de moldes recuperáveis, mesmo nas lajes maciças é um fator de economia considerável que não envolverá em princípio grandes investimentos, uma vez que o ciclo de repetição é curto. Nas lajes fungiformes, sem capitéis é frequente a utilização de painéis de contraplacado (reutilizáveis) assentes em andaimes rolantes e de fácil montagem e desmontagem,

permitindo um vão variável e altura ajustável. As tábuas laterais que confinam cada betonagem devem ser perfuradas de acordo com as dimensões e sistemas de ancoragem utilizados, de forma permitir a fixação dos seus componentes. Os andaimes são montados para uma área superior à de betonagem de forma a criar espaço de manobra do equipamento, necessário à aplicação do pré-esforço nas laterais da laje.

Para lajes extensas deve-se programar uma sequência que permita a rotação da cofragem tendo em conta os tempos de endurecimento do betão.

III. Colocação dos cabos

A posição em alçado dos cabos é uma questão fundamental.

Para isso, deve ter-se especial cuidado no projeto, devendo ser marcados, em planta e em alçado, a posição e o comprimento de cada cabo ou conjunto de cabos, bem como a posição, o tipo das ancoragens e a sua sequência de colocação. A normalização da identificação e das designações a utilizar nos desenhos é conveniente, sugerindo-se a utilização de símbolos ou cores que facilitem o trabalho de inspeção antes da betonagem [15].

As armaduras passivas, correspondentes à face inferior das lajes, devem ser as primeiras a ser colocadas, seguindo-se o posicionamento dos cabos na laje, apoiados em posicionadores fixos às cadeiras que suportam posteriormente a armadura superior.

Os cabos são geralmente fornecidos, para a obra, em rolos com cerca de 1,5 m de diâmetro. Estes rolos devem encontrar-se atados e convenientemente identificados, de acordo com a sua posição na obra [15].

Os rolos devem ser colocados nos painéis a betonar de acordo com a ordem e sequência indicada no projeto. Cada rolo deve ser posicionado no bordo contrário ao da aplicação do pré-esforço, na ancoragem passiva. Com este na posição vertical, procede-se ao desenrolamento ao longo da trajetória até à sua posição final. No caso de o(s) cabo(s) atravessar(em) várias fases de betonagem, o desenrolamento deverá ser efetuado por partes e em conformidade. Depois de todos os cabos correspondentes à primeira direção

terem sido desenrolados, procede-se de igual modo com a segunda direção [15].

Para lajes de grandes dimensões, de forma a evitar o manuseamento de grandes rolos, que pesam entre 2 a 3 toneladas, utilizam-se ligadores que permitem a união e transmissão do pré-esforço a um cabo já ancorado.

Segundo a figura 3 do nº 10.6 da NP ENV 13670-1 2007, as tolerâncias no desvio permitido para a posição vertical e horizontal das armaduras de pré-esforço são as seguintes:

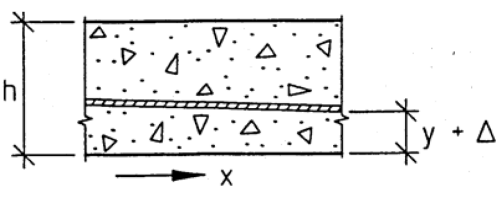
Localização das armaduras de pré-esforço Corte longitudinal	Espessura h	Tolerância	
		Vertical	Horizontal
	≤ 200 mm	± 0,03 h	
	> 200 mm	O menor dos seguintes valores: ± 0,03 h ou ± 30 mm	

Tabela.4 – Tolerâncias do posicionamento dos cabos

Da precisão do posicionamento dos cabos depende diretamente a ação do pré-esforço, pelo que será conveniente seguir estas últimas recomendações [16].

Os desvios horizontais que se tornem inevitáveis devido a aberturas na laje, devem ter um raio de curvatura superior a 2,5 metros, para cabos monocordão não aderente, e superior a 6,0 metros para cabos multicordão aderentes em bainha plana. A distância entre os cabos e as aberturas nas lajes não deve ser inferior a 15 cm. É conveniente, nestes casos, dispor armaduras passivas para fazer face às tensões localizadas que aí se desenvolvem [14].

O mesmo sucede nos cabos agrupados que se abrem em leque junto à zona das ancoragens, que devem ser dispostas com uma distribuição uniforme.

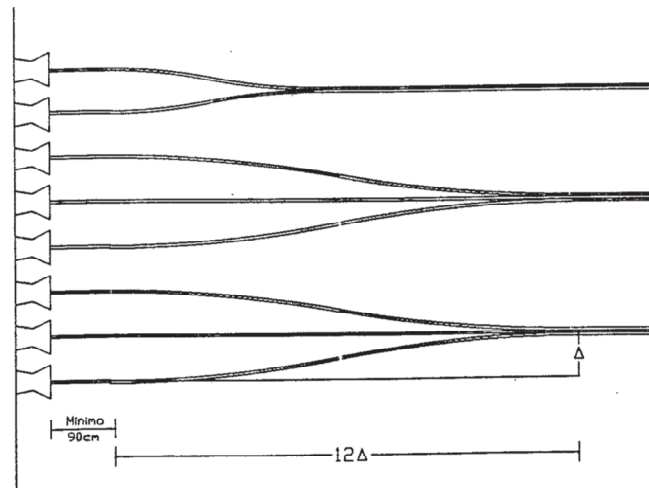


Figura 16 – Disposição das amarrações em cabos agrupados [14].

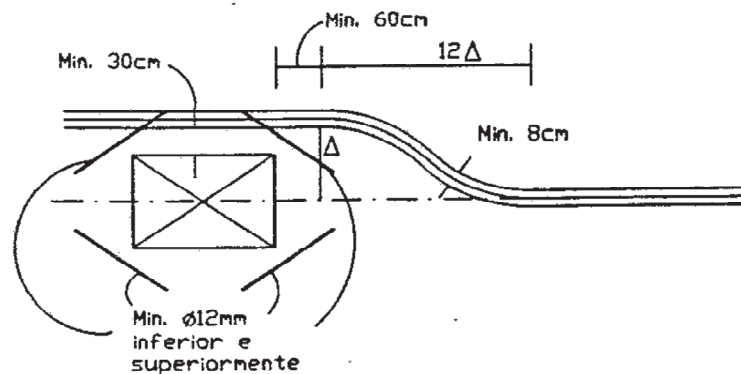


Figura 17 – Armaduras passivas mínimas em zonas com aberturas [14].

A garantia do rigor do traçado dos cabos é conseguida amarrando-os a estribos ou cadeiras que se colocam em pontos devidamente previstos no projeto. Estes pontos situam-se, para o caso de cabos monocordão auto-embainhados (menos flexíveis), em intervalos de aproximadamente 1,0 m e para cabos multicordão em bainhas injetáveis, em intervalos que não devem ultrapassar 2,0 m. As amarrações aos suportes, normalmente realizadas com arames de ligação, devem ser suficientemente eficientes para evitar desvios durante a betonagem, sem que, no entanto, as bainhas sejam feridas durante o seu aperto [15].

É indispensável que o conjunto da ancoragem onde se aplica o pré-esforço, a designada ancoragem ativa, esteja perfeitamente ajustado à tábua lateral de cofragem e em posição perpendicular a esta. Este conjunto é

constituído por uma parte reutilizável (copo) para evitar que o betão penetre e fique em contacto com o cordão, e que é destacada após a betonagem [15].

As ancoragens passivas, as que ficam embebidas no interior do elemento de betão, e onde não se aplica o pré-esforço, devem ser posicionadas em cadeiras ou estribos não devendo ser amarradas às tábuas de cofragem [15].

IV. Betonagem

A inspeção do sistema de pré-esforço é uma tarefa essencial, que deve ser sempre efetuada pelo projetista e na presença do empreiteiro. Só então depois de verificados todos os aspetos, pode ser autorizada a betonagem. Transcrevem-se, por isso as principais recomendações [14]:

1. Verificar se as cunhas das ancoragens passivas estão adequadamente colocadas;
2. Verificar se os cabos, cabeças de ancoragem, cunhas e outros componentes metálicos não apresentam sinais de corrosão;
3. Confirmar se as bainhas plásticas se encontram em bom estado e se o cabo está protegido na sua totalidade;
4. Confirmar se os pontos de posicionamento do cabo e se o seu traçado corresponde aos de projeto e dentro das tolerâncias admitidas;
5. Confirmar se as ancoragens ativas estão convenientemente fixadas às tábuas laterais da cofragem e se os copos plásticos estão convenientemente ajustados a esta, impedindo a penetração do betão;
6. Garantir que todos os cabos foram instalados;
7. Verificar se as armaduras passivas correspondentes às forças concentradas nas ancoragens estão de acordo com o projeto;
8. Verificar se os desvios horizontais dos cabos não são excessivos.

V. Aplicação do pré-esforço

As operações de aplicação do pré-esforço devem ser efetuadas por pessoal especializado e normalmente são da responsabilidade do fornecedor do sistema de pré-esforço utilizado.

As tábuas laterais que confinam a espessura da laje e os “copos” plásticos que criam as concavidades para a entrada dos dentes do macaco devem ser retirados logo que o betão tenha ganho presa suficiente, permitindo que estas concavidades possam ser desimpedidas e limpas libertando o cabo de qualquer calda que eventualmente tenha penetrado no interior da ancoragem ativa.

Quando o pré-esforço não é aplicado pelo fabricante, todo o equipamento que se utilize deve ser fornecido por aquele, uma vez que não há, em geral, compatibilidade entre os vários sistemas comerciais.

O pré-esforço deve ser controlado da seguinte maneira: através da leitura do manómetro do macaco obtém-se a pressão (bar) na câmara do macaco, com a área do êmbolo do macaco (mm²) determina-se a força instalada no cabo, na ancoragem. O correspondente alongamento teórico no cabo pode ser calculado usando a fórmula:

$$\Delta L = \frac{PL}{AE}$$

Onde naturalmente:

P = valor do pré-esforço no cabo (kN);

L = comprimento do cabo em tração (m);

A = área da secção da armadura (m²);

E = módulo de elasticidade do aço (kPa);

Este valor deve ser comparado com o alongamento efetivamente conseguido.

Para o tipo de cabo em questão, cordão de 7 fios em geral, o módulo de elasticidade pode ser tomado igual ao de projeto, 195 GPa, ou ao fornecido pelo fabricante considerando-se aceitável que a diferença encontrada para a

força no cabo a partir da medição do seu alongamento não se desvie em mais 7% da obtida pela medição direta da força aplicada [14].

Para o cálculo do alongamento esperado, a comparar com efetivamente observado deverão ser consideradas as perdas de atrito (no caso da leitura do alongamento ser efetuada no embolo do macaco), e também deverá ser considerado o valor da reentrada da cunha (no caso da leitura do alongamento ser efetuada á cunha da ancoragem ativa). Uma diferença de até 7% é considerada aceitável [14].

Segundo o Model Code 2010 [18], é sugerido como aceitável para a diferença de alongamento esperado, os desvios nos seguintes cabos:

- a) Para cabos com comprimentos de 15 m ou mais: 15 % para um cabo em particular, mas o máximo de 7 % para um conjunto de cabos numa secção;
- b) Para cabos com comprimentos superiores a 15 m: 10 % para um cabo em particular, mas o máximo de 5 % para um conjunto de cabos numa secção;
- c) Para cabos com traçados retos: 10 % para um cabo em particular, mas o máximo de 5 % para um conjunto de cabos numa secção.

Se houver discrepâncias, fora da tolerância referida, a ponta saliente do cabo não deve ser cortada sem autorização do projetista [15], convindo para isso ter em conta que:

- d) As marcações ou as medições podem ter sido mal efetuadas;
- e) As medições no manómetro ou os cálculos do alongamento esperado podem ter sido mal efetuados;
- f) O equipamento pode não estar em boas condições de funcionamento ou não estar devidamente calibrado;
- g) No caso de alongamentos inferiores aos esperados ter em consideração que em principio se desenvolveram forças de atrito no cabo devido a uma eventual penetração de calda do betão nas ancoragens ou no interior da bainha;
- h) Alongamentos superiores aos esperados significam, em princípio, que o cabo está sobretensionado, ou houve cedência nos

dispositivos de ancoragem devendo neste caso ser retirado o pré-esforço, e em seguida corrigidas as anomalias encontradas.

Após o tensionamento ter sido aceite o cabo deve ser cortado, deixando-se um comprimento para as pontas entre 2,0 cm e 2,5 cm, permitindo o enroscamento de uma cápsula de proteção, cujo volume deve ser previamente preenchido com massa anticorrosiva [15].

Em seguida, a concavidade criada no betão pelo molde plástico (copo) deve ser preenchida com argamassa de retração reduzida. Para aumentar a aderência entre as superfícies do betão e da argamassa de preenchimento é aconselhável a aplicação de resinas ou outros produtos específicos para esse fim.

3. LAJES DE EDIFÍCIOS

A liberdade arquitetônica associada ao avanço da tecnologia das estruturas de betão armado, resulta em estruturas de geometria de inúmeras formas, com maiores ou menores complexidades. Seguindo as linhas de orientação deste trabalho, serão abordadas as várias soluções estruturais de lajes com aplicação da tecnologia do pré-esforço por pós-tensão.

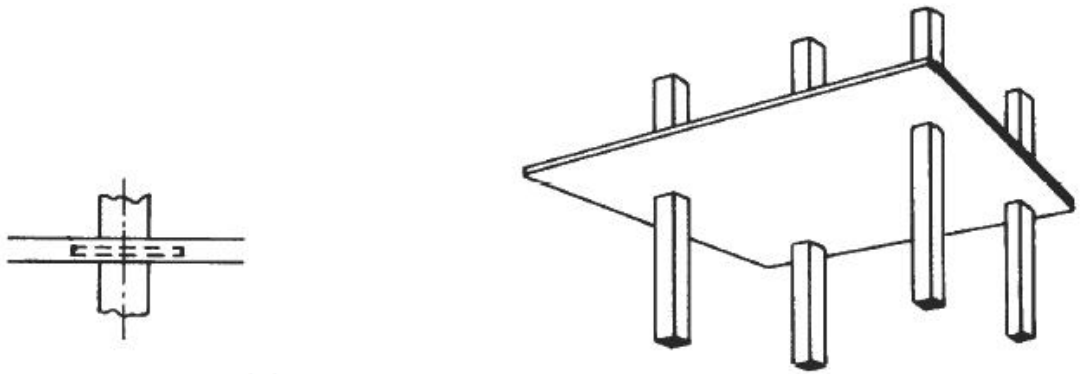
3.1 TIPOS DE LAJES

I. Laje fungiforme maciça

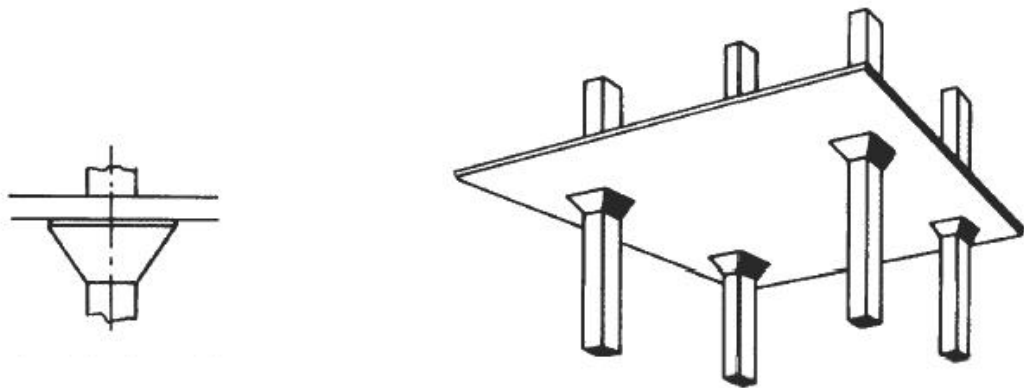
A laje fungiforme maciça pós-tensionada, pode ser considerada como uma solução eficaz, podendo atingir vãos até 12m, ideal para edifícios de habitação, escritórios ou serviços e estacionamentos [19].

Para além das vantagens e desvantagens inerentes às lajes de betão armado, estas são de espessura mais reduzida e permitem menor altura global do edifício (para o mesmo número de pisos), permitindo ainda uma grande rapidez na execução, visto que possibilita comprimentos de vão superiores e a redução de juntas.

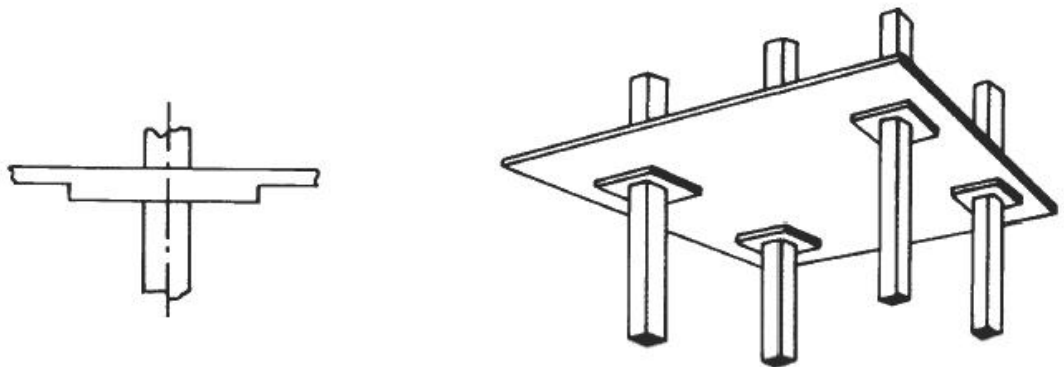
Estas lajes têm como desvantagem a grande flexibilidade e consequente deformabilidade a esforços horizontais. No entanto, pelo facto de serem pós-esforçada, é imposta uma ação de compressão que cria um estado de pré-compressão nas fibras tracionadas de forma a rigidificar a laje e, permitir o controlo da fendilhação. Outra grande desvantagem é a sua resistência ao punçoamento. No entanto, quando a distribuição de pós-esforço é feita em concentração de cabos alinhada com os pilares de forma a coincidir com os apoios, a sua resistência é bastante melhorada pelo mesmo motivo que foi transcrito anteriormente, contudo, não elimina a verificação ao punçoamento [19].



(a) Laje fungiforme maciça



(b) Laje fungiforme maciça com capitel



(c) Laje fungiforme maciça com capitel de espessura constante

Figura 18 – Esquemas de lajes fungiformes maciças [19].

II. Laje fungiforme com bandas num único sentido

Em determinadas situações, onde existe a possibilidade de minimizar o vão apenas num sentido, o uso desta solução é bastante comum, como acontece em parques de estacionamento, superfícies comerciais ou armazéns.

As vigas, quando estão no sentido do vão maior, podem ser pós-esforçadas, servindo de suporte da laje e conduzindo os esforços para os pilares. Se as vigas estão no sentido do vão menor, podem não ser pós-esforçadas, mas servem de igual forma de suporte para a laje, podendo esta ser pós-esforçada, de forma a vencer o vão maior [19].

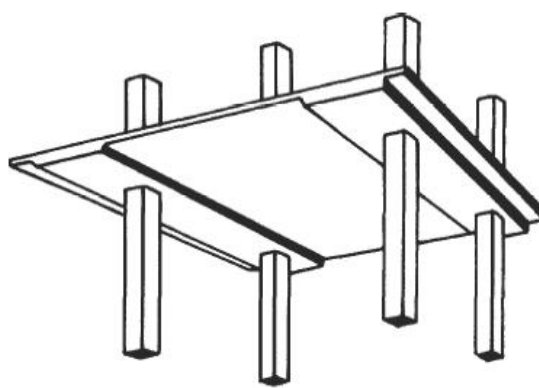


Figura 19 – Esquema de laje fungiforme com bandas num único sentido [19].

III. Lajes nervuradas

As lajes nervuradas pós-esforçadas, quer sejam unidireccionais ou bidireccionais, são uma solução racional, capazes de vencer vãos na ordem de 18m e com uma redução de consumo de betão bastante significativa em relação a uma laje maciça equivalente para o mesmo vão. Esta solução permite reduzir o peso próprio, o que se pode traduzir numa economia nas fundações quando aplicado a vários níveis de laje. É uma solução também bastante eficiente quando existe a necessidade de suportar cargas elevadas, daí ser uma opção muito usual em parques de estacionamento, grandes superfícies comerciais e armazéns.

Para além das vantagens e desvantagens inerentes às lajes fungiformes aligeiradas de betão armado, estas carecem das mesmas verificações ao punçoamento, apesar de ser possível amaciçar a zona em redor do pilar de

apoio, e de verificar o esforço transversal nas nervuras imediatamente após as zonas maciças [19].

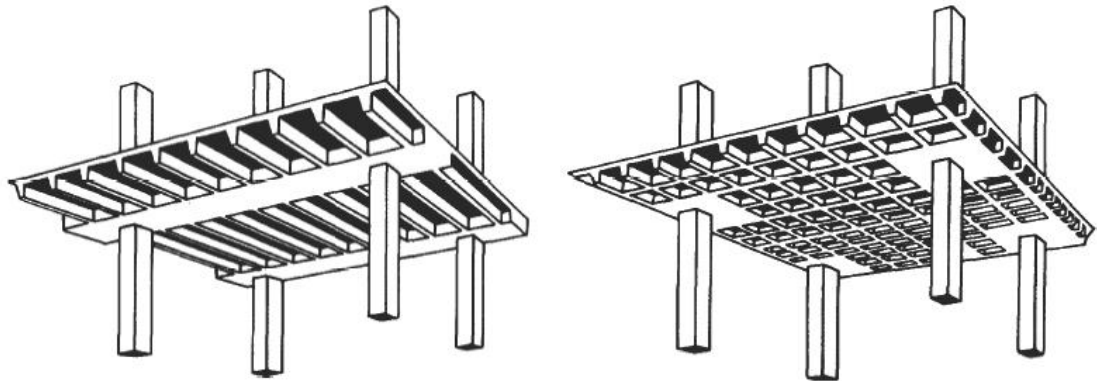


Figura 20 – Esquema de lajes nervuradas [19].

3.2 DISPOSIÇÃO DE CABOS NA LAJE

I. Disposição em alçado

A utilização de cabos nas lajes tem um grande interesse prático quando se consegue maximizar as excentricidades tanto a meio dos vãos como sobre os apoios de forma a conseguir as maiores cargas equivalentes possíveis, procurando-se, portanto, aproveitar ao máximo a altura disponível da laje.

O pré-esforço tem dois efeitos principais: axial e transversal.

O efeito axial dá ao betão uma compressão causada por forças nas ancoragens nas extremidades do cabo. No caso b) da Figura 21, a excentricidade do cabo reto causa flexão além de compressão. E no caso c) da Figura 21, o uso de cabos com traçado curvo introduz um efeito transversal que pode ser projetado para neutralizar as cargas externas, tanto com efeito de compressão, flexão e corte.

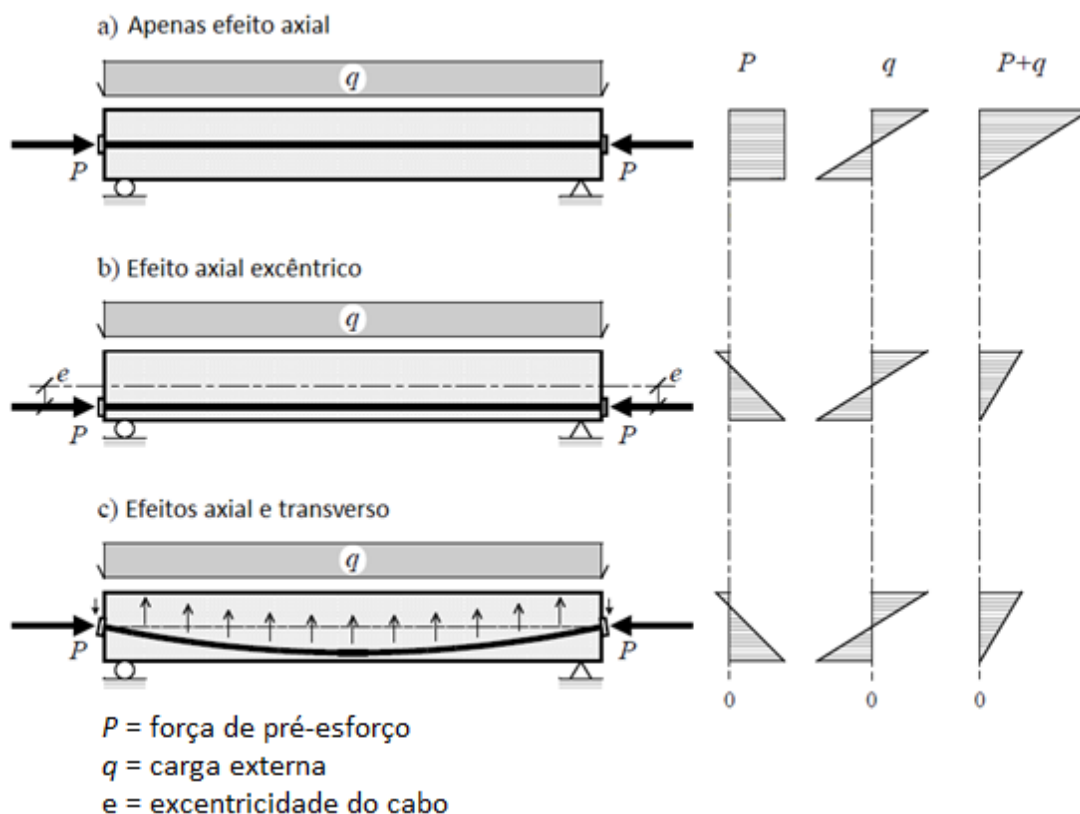


Figura 21 – Ilustração de vários efeitos de pré-esforço [2].

O efeito transversal do pré-esforço conduz uma certa parte da carga diretamente para o apoio. Para a restante carga, a estrutura terá uma maior resistência ao corte, punção e à torção devido a tensões de compressão do efeito axial [2]. O efeito do pré-esforço também irá reduzir a deformação em condições de serviço, devido à redução de carga externa como ao aumento da rigidez causada pelo atraso ou eliminação da fendilhação.

As vantagens fundamentais e bem conhecidas do pré-esforço podem ser resumidas como a possibilidade de limitar a fissuração e deformações em elementos estruturais de grandes vãos, para reduzir dimensões da secção transversal para uma determinada carga e, para aumentar a capacidade de carga para determinados espaços e dimensões.

Com um traçado apropriado, as forças transversais podem equilibrar aproximadamente as cargas externas. Para uma melhor eficiência, o traçado do cabo pode corresponder ao diagrama de momento fletor na medida do possível. Assim, as forças transversais terão a mesma distribuição que a carga externa [2].

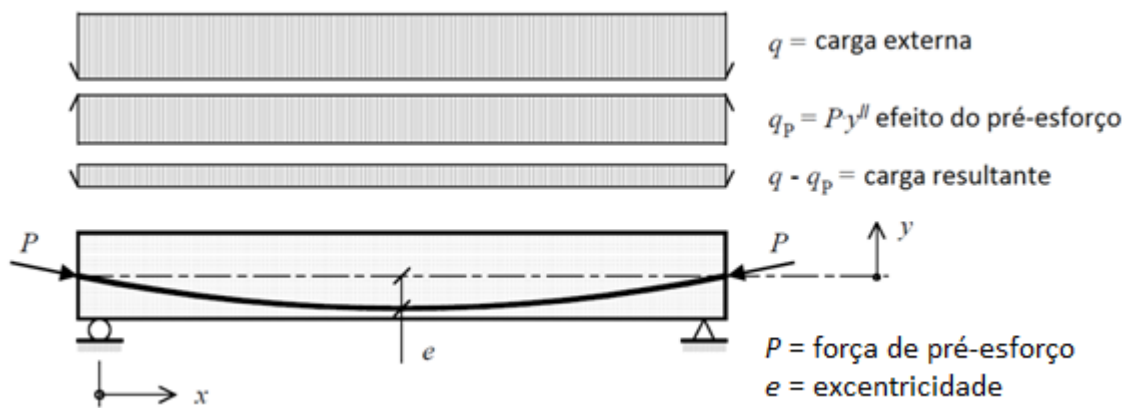


Figura 22 – Efeito do traçado transversal do cabo de pré-esforço [2].

Em elementos contínuos, a curvatura mínima imposta para o traçado de cabos exigirá uma parte da distribuição com efeito descendente sobre o apoio. Isto significa que o diagrama de momentos da carga externa não poderá ser completamente seguido. No entanto, tal não é um problema na medida em que é o comportamento global que está em causa [2].

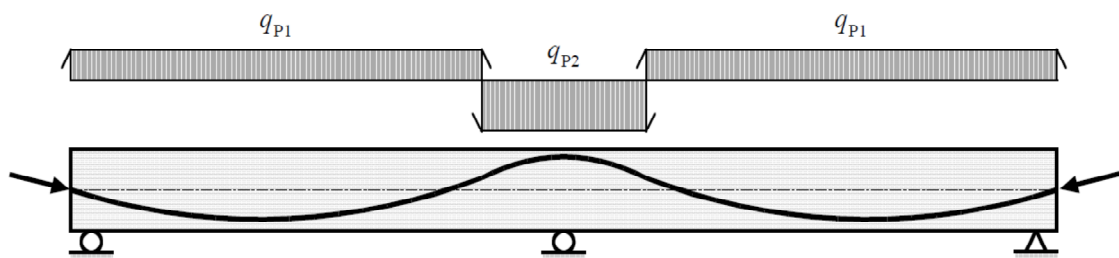


Figura 23 – Efeito do traçado transversal do cabo de pré-esforço em elementos contínuos [2].

Normalmente, os traçados de cabos estão localizados no centro de gravidade nas extremidades simplesmente apoiadas dos elementos. Se tal não acontecer, as excentricidades dão origem a momentos nas extremidades iguais a $M_p = P \cdot e$, a que deve ser somado o efeito do esforço transversal q_p , tendo em conta as condições limite se a estrutura for hiperestática [2].

O efeito das excentricidades também pode ser visto como um efeito axial excêntrico, de acordo com o apresentado na seguinte figura.

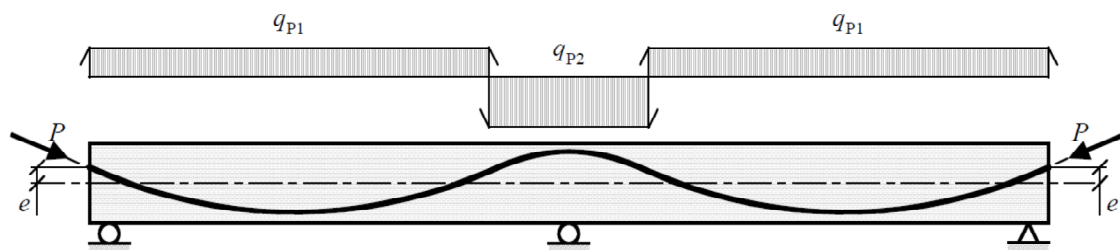


Figura 24 – Efeito do traçado transversal do cabo de pré-esforço em elementos contínuos, com efeito de excentricidades nas extremidades [2].

A excentricidade nas extremidades dos elementos é usada para melhorar um certo efeito de pré-esforço. Assim, uma excentricidade na ancoragem acima do centro de gravidade do elemento, como mostra a figura acima, é favorável em relação ao corte, enquanto uma excentricidade abaixo do centro de gravidade do elemento, melhora a deformação [2].

Se existirem grandes cargas concentradas localizadas, o traçado de cabos pode ser de formato trapezoidal com curvaturas coincidentes nessas localizações, como apresentado na Figura 25. Criam-se, desta forma, forças concentradas de sentido ascendente que contrariam diretamente as cargas externas indo ao encontro de um equilíbrio.

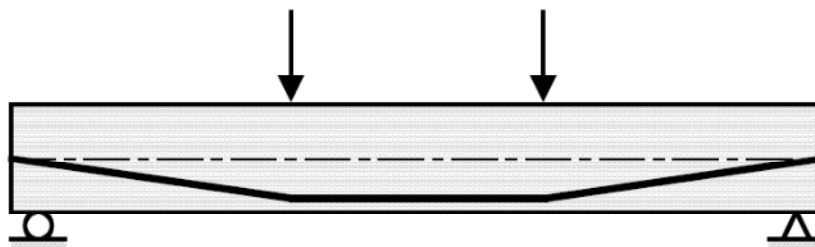


Figura 25 – Traçado de cabos de pré-esforço trapezoidal, que neste caso equilibra forças concentradas [2].

Os traçados trapezoidais de cabos de pré-esforço são muitas vezes usados em lajes pré-esforçadas por razões práticas, mesmo que não haja cargas concentradas. Tal acontece porque parte do traçado dos cabos é apoiado diretamente sobre a armadura inferior da laje, o que simplifica bastante a sua execução.

II. Disposição em planta

Em lajes fungiformes maciças é comum a distribuição de cabos de pré-esforço de três formas distintas, conforme apresentado na Figura 26. É recomendado que, em pelo menos numa direção, exista uma concentração de cabos alinhados com os apoios, considerando a concentração de forças e momentos fletores que ocorram ao longo dos apoios.

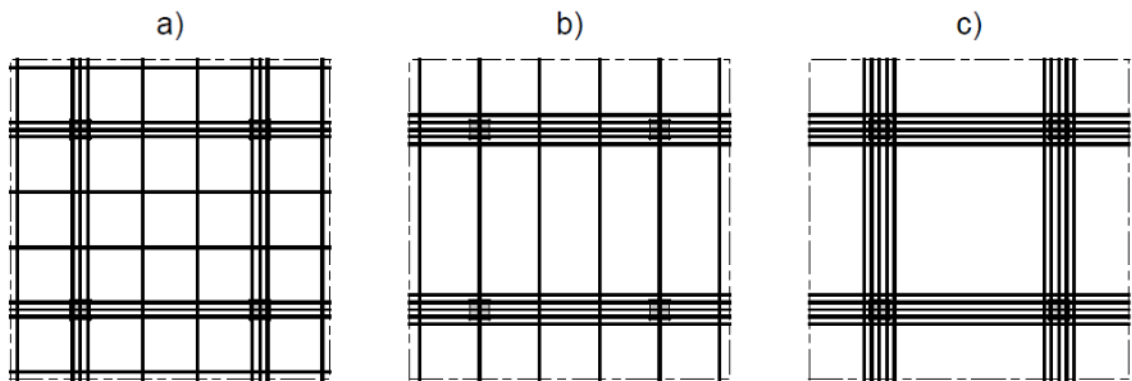


Figura 26 – Distribuição comum de cabos de pré-esforço em lajes fungiformes maciças [2].

Para a distribuição a), a FIP recomenda pelo menos 50% dos cabos concentrados em bandas alinhadas com os pilares.

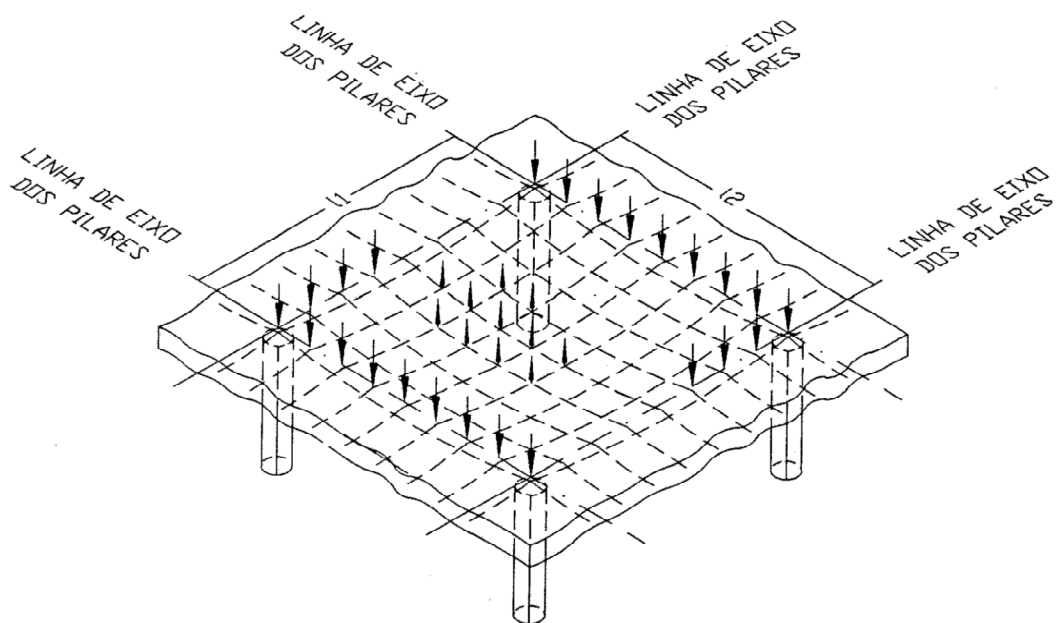


Figura 27 – Compensação de cargas. Cabos distribuídos em toda a laje [14].

A distribuição b) produz um efeito semelhante, mas a carga é transferida por cabos distribuídos apenas numa direção e depois conduzido para os pilares por bandas de cabos concentrados na direção perpendicular [14].

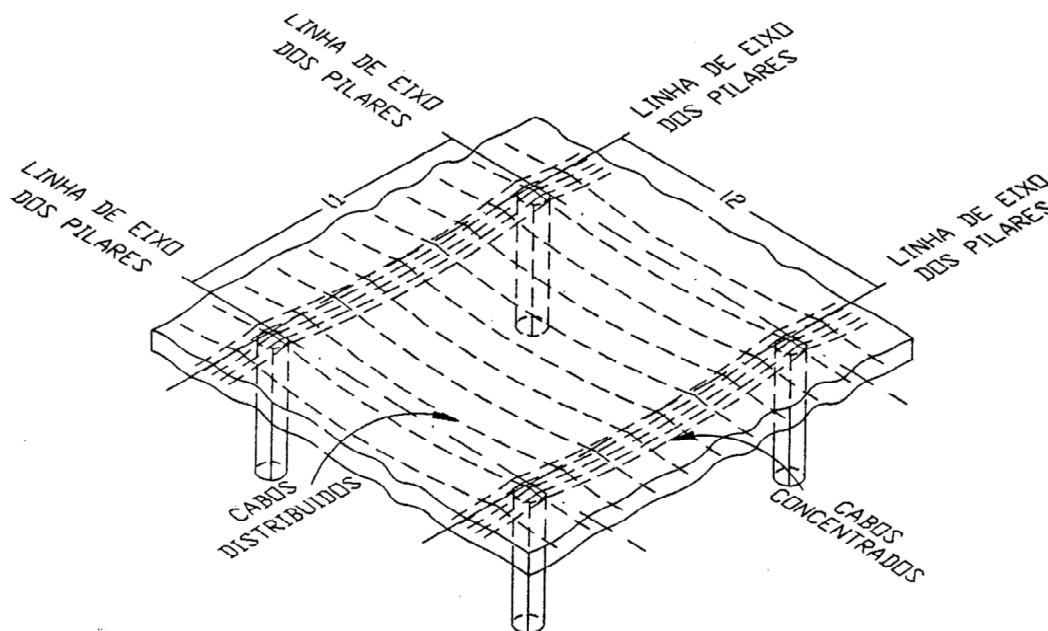


Figura 28 – Compensação de cargas. Cabos distribuídos apenas num sentido, e concentrado em bandas na direção ortogonal [14].

Na distribuição c), o efeito transversal vai diretamente para os pilares. Para uma determinada quantidade de cabos, é geralmente a distribuição mais eficiente no que diz respeito às deformações e ao punçoamento. Neste caso pode ser visto como uma laje apoiada em vigas, as bandas entre pilares. Numa laje fungiforme maciça comum pode exigir mais reforço de armadura do que noutras alternativas, mas o efeito axial do pré-esforço favorável pode ser plenamente usado no cálculo desse reforço, pelo menos para as bandas interiores [14].

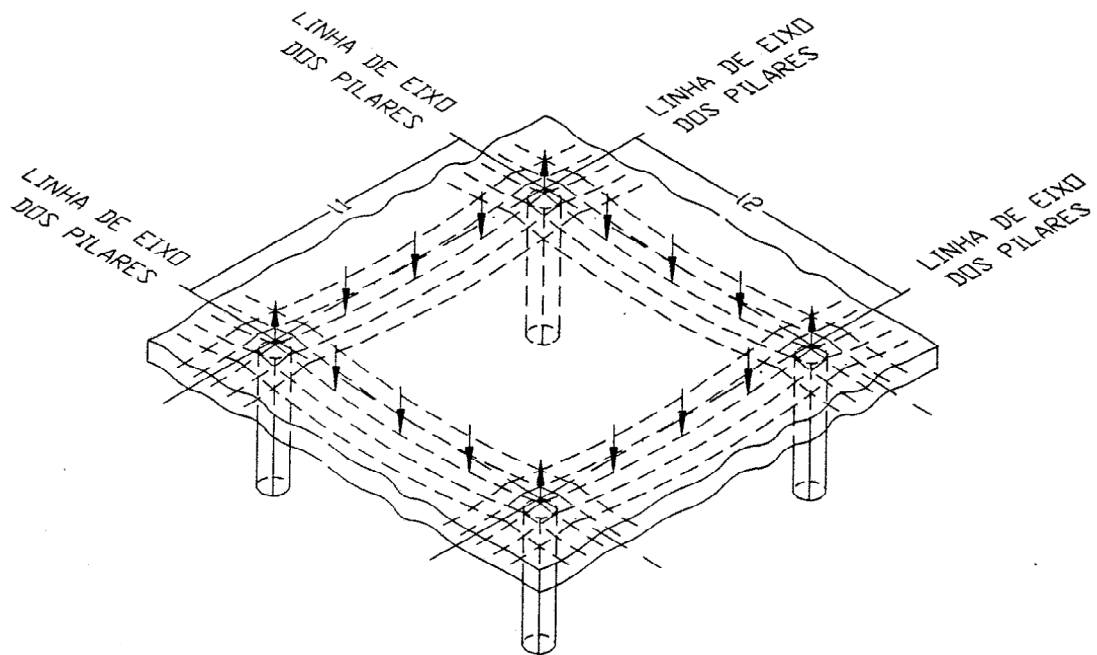


Figura 29 – Compensação de cargas. Cabos concentrado em bandas nas duas direções [14].

O efeito axial depende principalmente da quantidade total de cabos e não tanto da sua distribuição. Exceto perto das ancoragens, a tensão de compressão pode ser assumida como uniformemente distribuída imediatamente com uma distância de aproximadamente $3/4$ do maior afastamento de cabos [14].

A abertura de coretes na laje pode trazer implicações na distribuição de cabos, quer sejam previstos desde a execução da laje ou depois da betonagem. E neste ponto de vista, a distribuição c) é a que menos se adequa e a distribuição a) a preferível, visto que é bastante comum a abertura de coretes junto aos pilares.

Em lajes fungiformes de espessura variável, ao aumentar a altura da laje ao longo de bandas, pode ser melhorada a eficiência dos cabos de pré-esforço. Essas bandas podem ser localizadas em bandas entre pilares numa ou duas direções [14].

Com o aumento da espessura apenas em torno dos pilares (chamados de capitéis), a resistência ao punçamento é melhorada, até certo ponto, dependendo da largura dos capitéis, também a rigidez e a deformação são melhoradas. O pré-esforço geralmente reduz ou elimina a necessidade de capitéis, sendo muitas vezes uma alternativa mais atraente para resolver o

problema do punçoamento. No entanto pode haver casos especiais em que ambos são usados, e é por isso que são mencionados neste caso [14].

A Figura 30 mostra casos de lajes fungiformes com bandas e capitéis. No caso a) com bandas numa direção é adequado uma distribuição de cabos conforme b) da figura anterior. Com a mesma coerência, no caso b) com bandas nas duas direções, adequa-se as duas distribuições b) e c) da mesma figura.

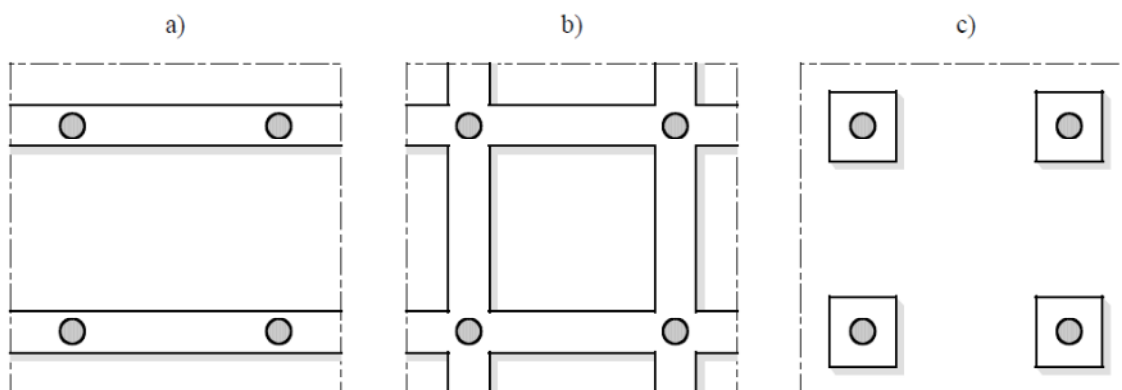


Figura 30 – Exemplo de lajes fungiformes maciças de espessuras variáveis [2].

As lajes nervuradas ou lajes fungiformes aligeiradas podem ser vistas da mesma forma que as lajes fungiformes maciças com maior espessura ao longo de certos alinhamentos de pilares (bandas), ou com espessuras iguais às nervuras e com vazios para reduzir o peso próprio. Conforme a Figura 31, podem existir lajes com bandas numa direção e nervuras noutra direção perpendicular a), bandas e nervuras nas duas direções b) ou nervuras em toda a parte nas duas direções exceto na área em redor do pilar (capitel da espessura da laje) em c).

As lajes fungiformes aligeiradas nervuradas podem ser pré-esforçadas numa ou nas duas direções, a escolha é regida pelos mesmos critérios que nas anteriores lajes, ou seja, abrange igualmente cargas e economia.

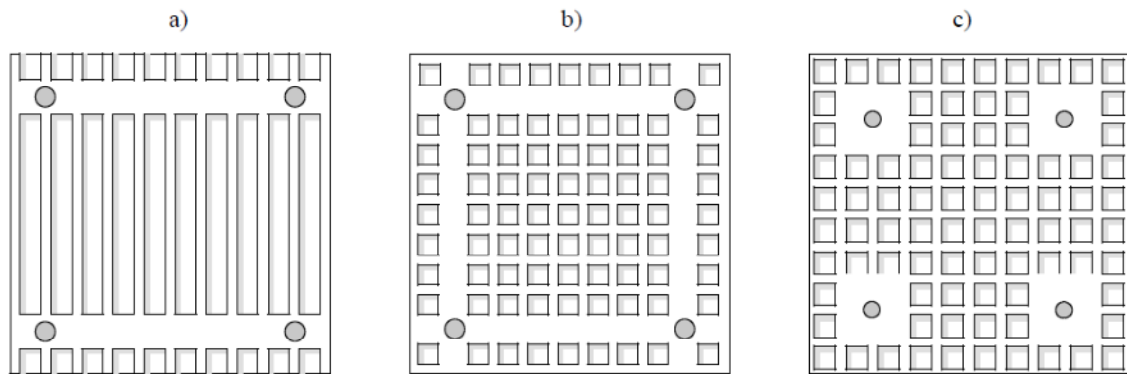


Figura 31 – Exemplo de lajes fungiformes aligeiradas nervuradas [2].

3.3 ESCOLHA DO SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO

O fator preponderante na escolha de um sistema de pré-esforço a ser adotado para uma obra de betão pré-esforçado é o custo final. Fatores como a localização da obra e a distância da empresa aplicadora de pré-esforço, entre outros, implicam nos requisitos de transporte e montagem que influenciam no custo. Existem no entanto pormenores técnicos que restringem a escolha de sistemas de pré-esforço, tais como:

- a) Para cabos curtos, com comprimentos até 10m, os processos que adotam ancoragens por meio de cunhas são menos eficazes porque apresentam uma perda de pré-esforço relativamente grande, devido à reentrada da cunha no momento do alívio do macaco hidráulico no ato de tensionamento. Nesses casos, pode optar-se por um sistema de pré-esforço por pós-tensão em barra com ancoragens roscadas, pois a força de pré-esforço e o respetivo alongamento são melhor controlados.
- b) Para cabos muito longos, quando as perdas de pré-esforço por atrito e a soma dos ângulos de mudança de direção são grandes, devem escolher-se sistemas que permitam um sobretensionamento a meio da peça, por exemplo por meio de acopladores, ou sistemas que permitam perdas bastantes inferiores com baixos coeficientes de atritos, como o caso do pré-esforço por pós-tensão não aderente com cabo auto-embainhado, e que permita o tensionamento do cabo em ambas as extremidades.

- c) Para o caso de pré-esforço em lajes esbeltas, onde se pretende beneficiar das excentricidades do traçado de cabos, devem escolher-se sistemas de pré-esforço que permitam usar cabos de espessura reduzida, como os cabos de 4 ou 5 cordões em bainha chata para sistema aderente, e o cabo monocórdão auto-embainhado para sistema não aderente. Contudo, quando a laje obriga a traçados em planta com curvaturas significativas, deverá ser escolhido o sistema não aderente de cabo monocórdão auto-embainhado.
- d) Em elementos verticais ou com declives elevados, é preferível adotar pré-esforço em barra ao contrário de cabos, porque as barras mantêm-se na vertical e posicionadas sem a necessidade de sustentação complexa.
- e) Em elementos de betão pós-esforçado, onde o tensionamento só poderá ser executado em espaços reduzidos só para o efeito (nichos), devem adotar-se sistemas de pré-esforço que permitam tensionamentos com macacos hidráulicos de dimensões reduzidas e de fácil manejo, como é o caso dos macacos hidráulicos de monocórdão.

3.4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

O modelo de otimização de lajes de betão armado pré-esforçado abordado neste trabalho tomou por base a regulamentação europeia Eurocódigos e não a regulamentação portuguesa (RSA e REBAP) face à sua maior atualidade e maior pormenorização.

Neste capítulo far-se-á uma breve análise das disposições regulamentares constantes nos Eurocódigos nomeadamente o Eurocódigo 2 [20], referente ao Projeto de Estruturas de Betão. Essa análise incidirá sobretudo nas disposições relativas a ações e critérios de combinação das mesmas, e ainda nas imposições colocadas pela referida regulamentação no que concerne aos vários critérios de verificação de segurança.

O Eurocódigo 2 [20] preconiza que as estruturas devem ser projetadas e construídas por forma a que:

- se mantenham, com uma probabilidade aceitável, aptas para desempenhar as funções para as quais foram projetadas, atendendo ao seu tempo de vida previsto e ao seu custo.
- possam suportar, com um grau de fiabilidade aceitável todas as ações que ocorram durante a execução e a utilização e que, atendendo aos custos de manutenção tenham uma adequada durabilidade.

Ainda de acordo com o Eurocódigo 2 [20] as estruturas também deverão ser projetadas por forma que acidentes, tais como impactos, explosões ou consequências de erros humanos, não causem estragos extremamente desproporcionados em relação às causas originais.

Os danos possíveis devem ser evitados ou limitados, tomando uma ou várias medidas, consoante o tipo de estrutura e o tipo de acidente a que poderá estar sujeita, a saber:

- Eliminação ou redução dos riscos a que pode estar sujeita a estrutura;
- Optando por uma solução estrutural pouco sensível aos riscos considerados;
- Adotando soluções estruturais e métodos de cálculo que aceitem adequadamente a eliminação acidental de um elemento estrutural isolado;
- Contraventando a estrutura globalmente.

Para que os requisitos supra referidos sejam satisfeitos será necessário que se faça uma escolha dos materiais apropriados, que se adotem disposições construtivas adequadas e que se especifiquem pormenorizadamente os processos de controlo relativos à produção, ao cálculo, à construção e à utilização nos aspetos relevantes ao projeto em questão.

1. Ações

O Eurocódigo 2 [20] define dois tipos de ações, as ações diretas que correspondem a forças aplicadas à estrutura, e as ações indiretas que correspondem a deformações impostas à estrutura, por exemplo variação de temperatura ou assentamento de apoios.

As ações distinguem-se ainda em função da sua variação no tempo e da sua variação no espaço.

a) Classificação em função do tempo

Ações permanentes (G), por exemplo, a ação dos pesos próprios das estruturas, dos acessórios, equipamentos fixos e ainda assentamentos de apoio. A ação do pré-esforço apesar de ser tratada separadamente é considerada como ação permanente.

Ações variáveis (Q), por exemplo sobrecargas, a ação do vento, a ação da neve e as variações de temperatura.

Ações acidentais (A), por exemplo as que resultam de causas tais como explosões ou choques de veículos.

b) Classificação em função da sua variação no espaço

Ações fixas, por exemplo o peso próprio.

Ações livres, são as que dão origem a combinações diferentes de ações, como por exemplo, sobrecargas móveis, ação do vento e ação da neve.

Dependendo da sua classificação são definidas regras específicas para a sua quantificação e combinação com outras ações.

c) Quantificação das ações

a. Valores caraterísticos das ações

As ações são quantificadas pelos seus valores caraterísticos (F_k), definidos no Eurocódigo 0 [21] ou noutros documentos apropriados, sendo, no entanto, permitido a definição de outros valores pelo Dono de Obra, ou pelo projetista de acordo com o Dono de Obra, desde que sejam cumpridas as disposições mínimas especificadas nos documentos aplicáveis ou pelas autoridades competentes.

Para as ações permanentes, cujo coeficiente de variação seja elevado ou que sejam suscetíveis de variar durante o tempo de vida da estrutura, distinguem-se dois valores caraterísticos, um superior ($G_{k,sup}$) e um inferior ($G_{k,inf}$). Nos restantes casos bastará um único valor caraterístico (G_k).

Para ações variáveis, o valor caraterístico (Q_k) pode corresponder a um dos seguintes valores:

- Ao valor superior, com uma certa probabilidade de não ser excedido, ou a um valor inferior, com uma certa probabilidade de não ser alcançado, durante um período de referência, tendo em conta o período de vida previsto da estrutura.
- A um valor especificado.

Para as ações acidentais, o valor caraterístico (A_k), quando for aplicável, corresponde geralmente a um valor especificado.

b. Valores representativos das ações variáveis

Sendo o valor representativo principal das ações variáveis o seu valor caraterístico (Q_k), os restantes valores representativos definem-se multiplicando o valor caraterístico da ação por coeficiente Ψ_i , sendo designados por:

Q_k - Valor caraterístico

$\Psi_0 Q_k$ - Valor de combinação

$\Psi_1 Q_k$ - Valor frequente

$\Psi_2 Q_k$ - Valor quase permanente

Outros valores representativos são utilizados para verificação em relação à fadiga e para análise dinâmica.

Os fatores Ψ_i encontram-se especificados nos mesmos documentos que os valores característicos Q_k .

c. Valores de cálculo das ações

O valor de cálculo (F_d) de uma ação é expresso, em geral, da seguinte forma:

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep}$$

com:

$$F_{rep} = \psi \times F_k$$

em que γ_F é o coeficiente parcial de segurança da ação considerada, tendo em atenção a possibilidade de variações desfavoráveis das ações ou de imprecisões na sua modelação, as incertezas na avaliação dos efeitos das ações e as incertezas quanto à definição do estado limite considerado.

Os valores de cálculo superior e inferior das ações permanentes são obtidos a partir das seguintes expressões:

Quando se usa apenas um valor característico G_k

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$$

Quando se usam os valores característicos superior e inferior das ações permanentes:

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$$

em que $G_{k,sup}$ e $G_{k,inf}$ são os valores característicos superior e inferior das ações permanentes, e $\gamma_{G,sup}$ e $\gamma_{G,inf}$ são os valores superior e inferior dos coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes.

2. Pré-dimensionamento

O pré-esforço, sendo uma deformação imposta aos elementos que contraria o efeito das ações, permite a adoção de elementos mais esbeltos. Desse modo, é frequente adotar como regra de pré-dimensionamento para altura de vigas e lajes, as seguintes relações [22]:

Vigas:

$$h \geq \frac{L}{20 \text{ a } 25}$$

Lajes maciças:

$$h \geq \frac{L}{35 \text{ a } 40}$$

Lajes aligeiradas:

$$h \geq \frac{L}{30 \text{ a } 35}$$

3. Estimativa de pré-esforço

Existem duas formas possíveis de estimar a quantidade de pré-esforço necessário: pela verificação da descompressão em todas as seções do elemento ou por limitação da deformação, de forma a contrabalançar 70% a 100% das cargas permanentes. Contudo, no âmbito deste trabalho, apenas são abordados elementos de lajes em edifícios, nos quais é usual a adoção de critérios baseados no balanceamento de uma percentagem da carga quase-permanente aplicada na laje [22].

$$P_{\infty} \approx 0.7 \text{ a } 1.0 (g + \psi_2 q) \frac{L^2}{8f}$$

em que:

P_{∞} = Valor de pré-esforço final em tempo infinito;

L = Valor de comprimento do vão;

f = Valor da diferença de altura entre os pontos superior e inferior do cabo no vão.

a) Valores de perdas de pré-esforço a considerar

Após a determinação do valor do pré-esforço a tempo infinito, é possível estimar um valor de pré-esforço inicial deduzindo as perdas instantâneas e diferidas de acordo com os seguintes valores a adotar:

Perdas Instantâneas:

$$\Delta P_{inst} \approx 0,10 \cdot P_{max} \quad \text{ou seja} \quad P_{m0} \approx 0,90 \cdot P_{max}$$

Perdas diferidas:

$$\Delta P_{dif} \approx 0,15 \cdot P_{m0} \quad \text{ou seja} \quad P_{m\infty} \approx 0,85 \cdot P_{m0}$$

b) Determinação de pré-esforço

Para a determinação do valor máximo de pré-esforço, deve-se ter em conta que a força na extremidade ativa durante a aplicação da tensão (P_{max}), não deve exceder o seguinte valor:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

em que:

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

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

$\min \{k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$; $k_1=0,8$ e $k_2=0,9$, valores propostos pelo eurocódigo2.

Ou seja, a força de puxe ou força na origem do cabo (ancoragem ativa) $P_{\max} < \min \{0,8 \cdot f_{pk} ; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\}$

Para a determinação do valor máximo da força de pré-esforço inicial $P_{m0}(x)$ (na idade $t = t_0$) é aplicada ao betão imediatamente após a tração e a amarração das armaduras, obtém-se deduzindo à força aplicada, P_{\max} , as perdas instantâneas, $\Delta P_i(x)$, não devendo exceder o valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{p,m0}(x)$$

em que:

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

$\sigma_{p,m0}(x)$ = Tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou transferência do pré-esforço

$\min \{k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$; $k_7=0,75$ e $k_8=0,85$, valores propostos pela EN 1992-1-1 [20].

Após as perdas instantâneas devidas à deformação elástica do betão, ao atrito entre a armadura e a bainha e ao deslocamento na reentrada das cunhas nos dispositivos de ancoragem obtém-se $P_{m0}(x)$ [22]:

$$P_{m0}(x) \leq \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$$

4. Perdas de tensão

Neste parágrafo serão apresentados os tipos de perdas de tensão no pré-esforço por pós-tensão, sendo também indicado o processo comum do cálculo dessas perdas ao longo de um traçado.

As perdas de pré-esforços são, de forma quantitativamente importante, de dois tipos:

- Perdas Instantâneas - Quando da aplicação do pré-esforço
 - Atrito entre as armaduras e as bainhas;
 - Deformação elástica instantânea do betão;

- Reentrada de cabos (escorregamento nos dispositivos de amarração/ancoragens).
- Perdas Diferidas - Após a aplicação do pré-esforço
 - Fluência do betão;
 - Retração do betão;
 - Relaxação das armaduras de pré-esforço.

As forças de pré-esforço durante a aplicação e o método de cálculo das perdas de pré-esforço são consignados no número 5.10 da EN 1992-1-1.

A força aplicada à armadura de pré-esforço, P_{max} , não deve ser superior a 0,80 do valor característico da tensão de rotura, f_{pk} , nem exceder 0,90 do valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% $f_{p0,1k}$, tal como a alínea (1) do ponto 5.10.2.1 da EN 1992-1-1 [20] recomenda para a correspondente tensão na armadura $\sigma_{p,max}$.

O valor máximo do pré-esforço na origem $P_{m0(x)}$, após a tração e a amarração das armaduras (deduzindo as perdas instantâneas, $\Delta P_i(x)$), não deve ser superior a 0,75 do valor característico da tensão de rotura, f_{pk} , nem exceder 0,85 do valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% $f_{p0,1k}$, tal como a alínea (2) do ponto 5.10.3 da EN 1992-1-1 [20] recomenda para a correspondente tensão na armadura σ_{pmo} .

A FIP [2] recomenda as seguintes expressões:

Transferências de tensão	Tensão na armadura
Durante a aplicação do pré-esforço	$\sigma_{pmo} \leq 0,80 f_{pk}$ $\sigma_{pmo} \leq 0,90 f_{p0,1k}$
Depois da aplicação do pré-esforço	$\sigma_{pmo} \leq 0,75 f_{pk}$ $\sigma_{pmo} \leq 0,85 f_{p0,1k}$

Tabela.5 – Valores Máximos do pré-esforço na origem.

a) Perdas instantâneas de pré-esforço

Para os sistemas usuais de pré-esforço, as perdas instantâneas são as devidas a deformação (contração) instantânea do betão, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o betão, a reentrada de cabos (escorregamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem), como apresentado a seguir.

I. Perdas por deformação instantânea do betão

Nos elementos estruturais com pós-tensão o pré-esforço sucessivo de cada um dos “n” cabos provoca uma deformação imediata do betão e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente pré-esforçados. As perdas de tensão em cada armadura que resultam das deformações instantâneas do betão devidas à aplicação do pré-esforço nas armaduras vizinhas pode estimar-se considerando uma perda média, afetando cada uma das armaduras, a perda média de pré-esforço, por cabo, pode ser calculada pela expressão, preconizada no número 5.10.5.1 da EN 1992-1-1 [20]:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

A_p – área de todas as armaduras de pré-esforço;

$\Delta \sigma_c(t)$ – variação da tensão no centróide dos cordões, aplicada no instante t;

j – coeficiente igual a $(n - 1)/2n$;

n – número de cordões semelhantes a tensionar;

E_p – módulo de elasticidade do aço pré-esforçado;

E_{cm} – módulo de elasticidade do betão.

II. Perdas por atrito

Nos elementos estruturais existe atrito entre as paredes das bainhas e os cabos de pré-esforço durante a sua aplicação. A força instalada num cabo

de pré-esforço após perdas de atrito ao longo do cabo, é dada pela expressão, preconizada no número 5.10.5.2 da EN 1992-1-1 [20]:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

P_{max} = Força de pré-esforço aplicada no momento do puxe;

θ = somatório dos ângulos de desvio (em radiano);

x = distância ao longo da armadura a partir do ponto em que a força de pré-esforço é igual a P_{max} ;

μ e K = são valores dados na Aprovação Técnica Europeia aplicável ao sistema. O valor de μ corresponde ao coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha, e o valor de k corresponde ao desvio angular parasita para as armaduras interiores (por unidade de comprimento).

Na ausência de uma Aprovação Técnica Europeia, os valores de μ poderão ser considerados os do seguinte quadro:

	Armaduras interiores ¹⁾	Armaduras exteriores não aderentes			
		Bainha de aço/ não lubrificada	Bainha de HDPE/ não lubrificada	Bainha de aço/ lubrificada	Bainha de HDPE/ lubrificada
Fio trefilado a frio	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordão	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra nervurada	0,65	-	-	-	-
Varão liso	0,33	-	-	-	-

¹⁾ para armaduras que preenchem cerca de metade da bainha

Tabela.6 – Coeficientes de atrito μ para armaduras interiores pós-tensionadas e para armaduras exteriores não aderentes [20].

Na ausência de uma Aprovação Técnica Europeia, os valores de k poderão ser considerados no intervalo $0.005 < k < 0.01$ por metro.

Ainda, se o cabo apresentar dois desvios angulares, α em planta e β em alçado, o desvio total é:

$$\theta = \alpha + \beta$$

Quando as perdas por atrito são muito grandes a FIP [2] recomenda a utilização de ancoragens ativas nas duas extremidades.

III. Perdas por reentrada de cabos

Segundo o número 5.10.5.3 da EN 1992-1-1 [20], o valor das perdas são dados na Aprovação Técnica Europeia. O cálculo destas perdas de tensão deve, em princípio, ser realizado para cada cabo individualmente.

Por exemplo, durante a fixação dos cordões de pré-esforço à ancoragem, as cunhas reentram 1 a 12 mm dando origem a uma perda de tensão que é máxima na extremidade do puxe do cabo e decresce, devido ao atrito, para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma determinada distância da extremidade, conforme ilustra a Figura 32. É razoável admitir uma perda de atrito por unidade de comprimento igual nas duas direções [3].

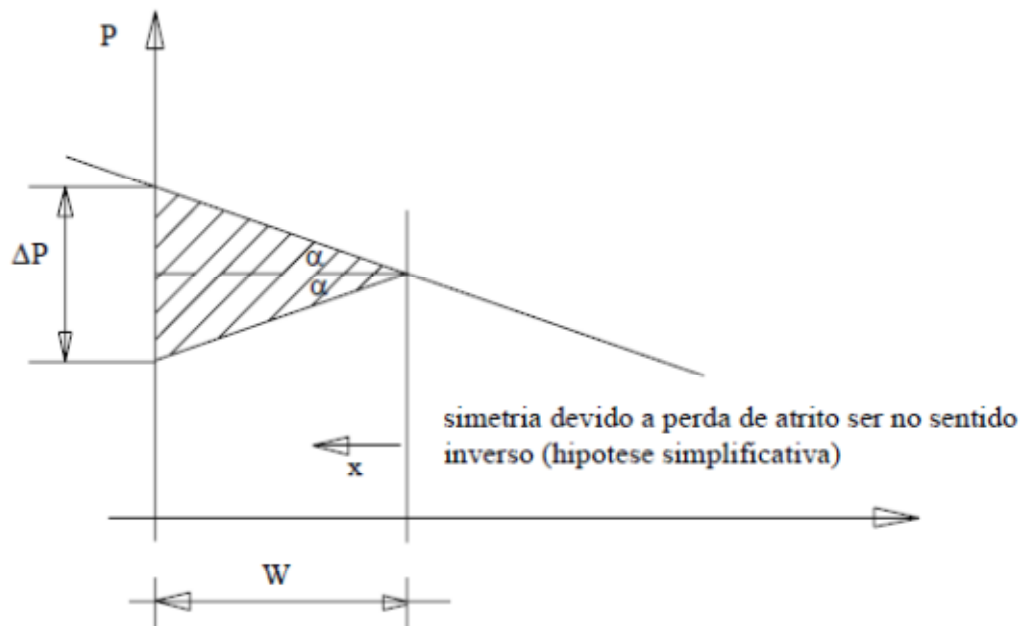


Figura 32 – Perda de carga devida a reentrada de cabos [3]

Considerando ρ uma perda de atrito linear por unidade de comprimento, calculada no troço w , esta será dada por [23]:

$$\rho = \frac{P_0 - P_x}{x}$$

Pelo que a perda na ancoragem é dada por:

$$\Delta P = 2\rho w$$

A distância da extremidade (w) a partir da qual as perdas por reentrada de cabos se anulam pode obter-se pela expressão [23]:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta l_c \times \Delta \sigma_p \times E_p}{\rho}}$$

O comprimento no qual se vai sentir o efeito desta perda vai depender do traçado do cabo e do valor da reentrada de cabos Δl_c . Este valor é fornecido pelo fabricante do sistema (usualmente $\approx 6\text{mm}$) e verificado posteriormente em obra [3].

$$\Delta l_c = \int_0^w \Delta \varepsilon dx = \int_0^w \frac{\Delta \sigma_p}{E_{sp}} dx = \int_0^w \frac{\Delta P}{e_s A_{sp}} \times \frac{x}{w} dx = \frac{\Delta P}{2 E_s A_{sp}} w = \frac{\rho w^2}{E_s A_{sp}}$$

b) Perdas diferidas

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de pré-esforço, decorrentes da retração, da fluência do betão e da relaxação do aço de pré-esforço, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas.

I. Retração

A retração do betão é um fenómeno de encurtamento que se dá ao longo do tempo e é representada por $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$. Este fenómeno traduz-se por um diminuição do comprimento da peça que provocará uma perda de tensão nos cabos de pré-esforço, dada por [23]:

$$\Delta P_s = A_p E_p \varepsilon_{cs}(t, t_0)$$

A_p – área de todas as armaduras de pré-esforço;

E_p – módulo de elasticidade do aço pré-esforçado;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – extensão total de retração de acordo com o ponto (5) do número 3.1.4 da EN 1992-1-1 [20].

II. Fluência

O betão, ao nível dos cabos de pré-esforço, está sujeito a compressão para as ações quase permanentes. O efeito da fluência provoca um encurtamento diferido da peça comprimida, produzindo uma perda de tensão na armadura. Assim, devido aos efeitos de fluência ter-se-á um aumento de deformação dado por [23]:

$$\Delta P_C = A_P E_P \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

em que:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{cm}}$$

A_P – área de todas as armaduras de pré-esforço;

E_P – módulo de elasticidade do aço pré-esforçado;

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ – deformação do betão por fluência de acordo com os pontos (2) a (5) do número 3.1.4 da EN 1992-1-1 [20].

III. Relaxação do aço

As armaduras de pré-esforço, quando tensionadas a níveis superiores a 0,5 de tensão de rotura, exibem um fenómeno diferido caracterizado pela perda de tensão (sob deformação aproximadamente constante), designado por relaxação [3].

A relaxação ($\Delta\sigma_{pr}$) é uma perda de tensão que ocorre no tempo, para um estado de deformação instalado no aço. Para situações em que não se pretenda grande rigor, na ausência de resultados experimentais e para uma tensão inicial a 0,7 da tensão real de rotura ($0,7 \times f_p$), poderão ser usados os seguintes valores de ρ_{1000} , a perda devida à relaxação (em %) às 1000 horas depois da aplicação de pré-esforço:

- Classe 1 - Fios ou cordões – relaxação normal ($\rho_{1000}=8\%$);
- Classe 2 - Fios ou cordões – baixa relaxação ($\rho_{1000}=2,5\%$);
- Classe 3 - Barras laminadas a quente e com tratamento complementar ($\rho_{1000}=4\%$),)

Assim, a perda de pré-esforço por relaxação das armaduras é calculada, tendo por base a classe das armaduras de pré-esforço, pela seguinte forma [20]:

$$\text{Classe 1: } \Delta\sigma_{pr} = 5,39 \times \rho_{1000} \times e^{6,7\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi}$$

$$\text{Classe 2: } \Delta\sigma_{pr} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi}$$

$$\text{Classe 3: } \Delta\sigma_{pr} = 1,98 \times \rho_{1000} \times e^{8\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi}$$

Em que:

ρ_{1000} - valor da perda devida à relaxação (em %), às 1000h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura constante de 20 °C;

σ_{pi} - tensão instalada nas armaduras de pré-esforço após perdas instantâneas, para pós-tensão $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$;

t- tempo, em horas, para o qual se quer calcular as perdas de pré-esforço por relaxação ($t_{\infty} = 500000h \approx 57\text{anos}$);

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

Segundo a alínea (b) do ponto (1) do número 5.10.6 da EN 1992-1-1 [20], a relaxação do aço depende da deformação do betão devida à fluência e à retração, portanto, esta interação pode ser considerada admitindo um coeficiente de redução de 0,8 no cálculo.

IV. Método simplificado

De forma simplificada, é possível avaliar as perdas diferidas num ponto da secção sob ações permanentes utilizando a seguinte expressão, preconizada no ponto (2) do número 5.10.6 da EN 1992-1-1 [20]:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

em que:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ – valor absoluto da variação de tensão nas armaduras devida à fluência, à retração e à relaxação no ponto (x) da secção, no instante t;

ε_{CS} - extensão estimada de retração, em valor absoluto;

E_p - módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;

E_{cm} - módulo de elasticidade do betão;

$\Delta\sigma_{pr}$ - valor absoluto da variação de tensão nas armaduras no ponto (x) da secção, no instante t, devida à relaxação do aço de pré-esforço. É determinado para uma tensão $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0} + \psi_2Q)$

em que $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0} + \psi_2Q)$ é a tensão inicial nas armaduras devida ao pré-esforço inicial e às ações quase-permanentes;

$\varphi_{(t,t_0)}$ - coeficiente de fluência no instante t para uma aplicação das cargas no instante t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ - tensão no betão ao nível das armaduras, devida ao peso próprio e ao pré-esforço inicial e, sempre que for relevante, a outras ações quase-permanentes. O valor de $\sigma_{c,QP}$ poderá resultar de parte do peso próprio e do pré-esforço inicial ou da combinação de ações quase-permanente considerada na sua totalidade ($\sigma_c(G+P_{m0}+\psi_2Q)$), consoante a fase de construção considerada;

A_p - área de todas as armaduras de pré-esforço no ponto (x) da secção;

A_c - área da secção transversal de betão;

I_c - momento de inércia da secção de betão;

z_{cp} - distância entre o centro de gravidade da secção de betão e as armaduras de pré-esforço.

A expressão aplica-se a armaduras aderentes considerando os valores locais das tensões e a armaduras não aderentes considerando os valores médios das tensões. Os valores médios deverão ser calculados entre secções retas definidas pelos pontos teóricos de inflexão das armaduras no caso de pré-esforço exterior ou calculados ao longo de todo o comprimento das armaduras no caso de pré-esforço interior.

V. Pré-esforço final

Concluindo todos os cálculos das perdas de pré-esforço, o valor final é obtido pelo pré-esforço inicial $P_{m0}(x)$, subtraindo as perdas diferidas a tempo infinito, acima calculadas, e de acordo com ponto (4) do número 5.10.3 da EN 1992-1-1 [20]:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$$

5. Estados limite últimos

I. Condições de verificação

Para se efetuar a verificação da segurança em relação a um estado limite de equilíbrio estático, ou de grandes deslocamentos ou deformações da estrutura, deve verificar-se que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

em que:

$E_{d,dst}$ – Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes

$E_{d,stab}$ – Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes

Quando se considera um estado limite de rotura ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de uma ligação (excluindo a fadiga), deve verificar-se a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d$$

em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente correspondente

II. Combinações de ações

O Eurocódigo 0 [21] define ainda os tipos de combinações de ações que devem ser considerados associados a cada situação de projeto.

Combinações fundamentais - em situações de projeto persistentes e transitórias para verificações que não se relacionem com a fadiga e cuja expressão matemática é a seguinte:

$$\sum_{j \geq l} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Em $Q_{k,1}$ é a ação variável considerada como ação de base, tomada com o seu valor característico.

Combinações acidentais – para situações de projeto acidentais (caso não haja mais especificações):

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

A escolha entre $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ deverá ter em conta a situação de projeto acidental considerada (impacto, incêndio ou sobrevivência após uma situação de acidente).

As combinações de ações para situações de projeto acidentais deverão:

- Envolver uma ação de acidente explícita A (incêndio ou impacto);
ou
- Referir-se a uma situação após a ocorrência de um acidente (A=0).

Para as situações de incêndio, para além do efeito da temperatura nas propriedades dos materiais, A_d deverá representar o valor de cálculo da ação térmica indireta devido ao fogo.

Combinações sísmicas – para situações de projeto:

$$\sum_{j \geq l} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para cada caso de carga, os valores de cálculo E_d dos efeitos das ações são determinados com base em regras de combinação envolvendo os valores de cálculo das ações, tal como se indica na seguinte tabela.

Situações de projeto	Ações permanentes		Pré-esforço	Ação variável de base da combinação	Ações variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis			Principais	Outras
Persistentes e transitórias	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	-
Acidentais	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sísmicas	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\gamma_1 A_{Ek}$ ou A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

$\gamma_{Gj,sup} = 1.10$
 $\gamma_{Gj,inf} = 0.90$
 $\gamma_{Q,1} = 1.50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1.50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P – Valores constam no Eurocódigo 2. Na maioria dos casos o pré-esforço destina-se a ter um efeito favorável, portanto $\gamma_P = \gamma_{P,fav}$ o valor recomendado é 1,0. Na verificação do estado limite de estabilidade com pré-esforço exterior, quando o valor de pré-esforço possa ser desfavorável deverá utilizar-se $\gamma_P = \gamma_{P,unfav}$ o valor recomendado é 1,3. Na verificação dos efeitos locais deverá utilizar-se $\gamma_P = \gamma_{P,unfav}$ o valor recomendado é 1,2.

Tabela.7 – Valores de cálculo das ações a utilizar nas combinações de ações [21]

6. Estados limite de utilização

I. Condições de verificação

Quando se procede à verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d$$

Em que:

C_d – é o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;

E_d – é o valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização, determinado a partir de uma das combinações a seguir definidas.

Estão previstas no Eurocódigo 0 [1] três tipos de combinações, definidas nas expressões seguintes:

- Combinação característica ou rara:

$$\sum_{j \geq l} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinação frequente:

$$\sum_{j \geq l} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq l} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

Q_1 é a ação variável considerada como ação de base,

P representa a ação do pré-esforço.

As deformações impostas devem ser consideradas sempre que for apropriado.

Para cálculos em relação aos estados limite de utilização que envolvam pré-esforço é necessário ter em conta as possíveis variações do valor do pré-esforço, sendo definidos para o efeito dois valores característicos de acordo com a EN 1992-1-1 [20]:

$$P_{k,\text{sup}} = r_{\text{sup}} P_{m,t}(x)$$

$$P_{k,\text{inf}} = r_{\text{inf}} P_{m,t}(x)$$

Em que $P_{k,\text{sup}}$ e $P_{k,\text{inf}}$ são, respetivamente, os valores característicos superior e inferior e $P_{m,t}$ é o valor médio da força de pré-esforço. Os coeficientes r_{sup} e r_{inf} a utilizar são indicados no Anexo Nacional, no entanto os valores recomendados são:

- Para pré-esforço por pré-tensão ou armaduras não aderentes:
 $r_{\text{sup}}=1,05$ e $r_{\text{inf}}=0,95$;

- Para pré-esforço por pós-tensão com armaduras aderentes: $r_{sup}=1,10$ e $r_{inf}=0,90$;
- Quando são efetuadas medições adequadas (medição direta do pré-esforço por pré-tensão): $r_{sup}=r_{inf}=1,0$.

Para edifícios correntes para os quais o cálculo da largura de fendas não seja considerado necessário, podem utilizar-se os valores médios do pré-esforço. Nos outros casos, quando a resposta da estrutura for muito sensível à ação do pré-esforço, os efeitos do mesmo pode ser determinado utilizando os valores característicos para verificação da fendilhação ou da descompressão, da largura de juntas entre elementos pré-fabricados e dos efeitos da fadiga, e os valores médios para verificar as tensões de compressão.

Os efeitos isostáticos e hiperestáticos provocados pelo pré-esforço devem ser calculados com base na teoria elástica.

II. Verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização

Esta verificação impõe-se por forma a garantir a durabilidade da estrutura, mantendo esta a capacidade de desempenhar as funções para as quais foi concebida, nomeadamente em termos de utilização, resistência e estabilidade, sem perda significativa de utilidade ou excesso de manutenção não prevista.

Na EN 1992-1-1 [20] são analisados os estados limite de utilização correntes, nomeadamente:

- A limitação de tensões
- O controlo da fendilhação
- O controlo da deformação

referindo ainda que os outros estados limite (como o de vibração) poderão ser importantes e, como tal, impostos em determinadas estruturas.

a) Limitação de tensões nas condições de serviço

Caso o funcionamento correto de um elemento possa ser afetado significativamente por certas condições a seguir explicitadas, dever-se-ão limitar as tensões de compressão, uma vez que, se as mesmas forem excessivas, sob as ações de serviço, poderão favorecer a formação de fendas longitudinais e conduzir à micro-fendilhação do betão ou a níveis de fluência mais elevados do que os previstos.

Para evitar a formação de fendas longitudinais, e na ausência de outras medidas como por exemplo o aumento de recobrimento da armadura na zona de compressão ou a cintagem por meio de armadura transversal, será aconselhável limitar a tensão de compressão, para a combinação rara de ações, a $0.6 f_{ck}$ nas zonas expostas a ambientes correspondentes às classes de exposição XD, XF e XS..

Se a fluência afetar significativamente o funcionamento do elemento considerado dever-se-á limitar a tensão de compressão, sob a combinação de ações quase-permanentes, a $0.45 f_{ck}$.

Para a aparência, poderá considerar-se inaceitável que um nível de fendilhação ou deformação seja evitado se a tensão de tração das armaduras não exceder, sob a combinação rara de ações, a $0.80 f_{yk}$. Nos casos em que a tensão é devida a uma deformação imposta, a tensão de tração não deve exceder $1.0 f_{yk}$. O valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deverá exceder $0.75 f_{pk}$.

Os requisitos de durabilidade para betão pré-esforçado podem impor outros limites às tensões no betão, como por exemplo, que a secção permaneça em compressão.

A EN 1992-1-1 [20] impõe ainda, para este estado limite a limitação de tensões de tração na armadura nas condições de serviço de modo a evitar deformações não elásticas, pois provocarão grandes fendas, permanentemente abertas.

b) Estados limite de fendilhação

Em estruturas de betão armado, a fendilhação é praticamente inevitável, quando estas estão sujeitas a esforços resultantes de ações diretas ou de impedimentos às deformações impostas ou ainda provocada por outras causas, como por exemplo retração plástica ou reações químicas de expansão interna do betão endurecido.

A fendilhação deve ser controlada por forma a não afetar o funcionamento correto da estrutura assim como o seu aspeto visual.

Para elementos pré-esforçados a durabilidade pode ser mais criticamente afetada pela fendilhação. São consideradas satisfatórias as limitações indicadas na Tabela.8, para as classes de exposição XD1, XD2, XS1, XS2, XS3 quando os elementos estruturais não tenham exigências especiais.

O limite de descompressão requer que sob a combinação frequente de ações, todas as partes dos cabos ou das bainhas fiquem pelo menos 25mm no interior do betão comprimido.

Valores recomendados de largura de fendas		
CLASSE DE EXPOSIÇÃO	ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO E ELEMENTOS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO COM ARMADURAS NÃO ADERENTES	ELEMENTOS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO COM ARMADURAS ADERENTES
	Combinação de ações quase-permanentes	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0.4 ¹	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<p>NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido.</p> <p>NOTA2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.</p>		

Tabela.8 – Valores recomendados de w_{max} (mm) [20]

Para elementos expostos a ambientes correspondentes à classe XD3, podem ser necessárias medidas especiais para limitar a fendilhação. A escolha das medidas adequadas dependerá da natureza do agente agressivo em causa.

c) Estados limite de deformação

As deformações de um elemento ou de uma estrutura devem ser limitadas para que o seu aspeto e funcionamento não fiquem prejudicados.

Os valores limites apropriados das referidas deformações devem ser acordadas com o Dono de Obra, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, divisórias e acessórios, e ainda a função da estrutura.

Encontram-se na EN 1992-1-1 [20] os valores limites das flechas que devem garantir um desempenho adequado de edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos ou edifícios industriais. É necessário no entanto, assegurar que não há circunstâncias especiais que os tornem inadequados para a estrutura considerada.

Estabelecem-se assim dois valores limites para flechas de acordo com a EN 1992-1-1 [20]:

- Para lajes ou consolas sujeitas a cargas quase-permanentes a flecha não deverá ser superior a $(v\grave{a}o/250)$ para que o aspeto e as condições de utilização não sejam postas em causa.
- Quando as flechas, que ocorrem depois da construção, for excessiva, poderão danificar as divisórias, os elementos ligados ou em contato com o elemento considerado, e os equipamentos ou acabamentos. Para limite da referida flecha sugere-se a título exemplificativo o valor de $(v\grave{a}o/500)$, mas que poderá variar, dependendo da sensibilidade dos elementos adjacentes.

7. Requisitos de durabilidade

Os requisitos de adequada durabilidade de uma estrutura consideram-se satisfeitos se, durante o seu período de vida, a estrutura a desempenhar as

suas funções em termos de utilização, resistência e estabilidade, sem perda significativa de utilidade ou excesso de manutenção não prevista.

a) Classes de exposição

Para que se possa proceder à verificação em relação aos estados limite de utilização, assim como determinar o recobrimento mínimo da armadura, torna-se necessário caracterizar as condições ambientais ou seja as ações químicas e físicas a que a estrutura como um todo, assim como os seus elementos constituintes e o próprio betão, estão expostos, e cujos efeitos não estão incluídos nas hipóteses de carga consideradas no cálculo estrutural.

De acordo com a EN 206-1 [24] e apresentado na EN 1992-1-1 [20] são apresentadas as classes de exposição em função das condições ambientais:

i. Nenhum risco de corrosão ou ataque

X0 – Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições exceto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico. Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco.

ii. Corrosão induzida por carbonatação

XC1 – Seco ou permanentemente húmido

XC2 – Húmido, raramente seco

XC3 – Humidade moderada

XC4 – Alternadamente húmido e seco

iii. Corrosão induzida por cloretos

XD1 – Humidade moderada

XD2 – Húmido, raramente seco

XD3 – Alternadamente húmido e seco

iv. Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar

XS1 – Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contato direto com a água do mar

XS2 – Permanentemente submerso

XS3 – Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima

v. Ataque gelo/degelo

XF1 – Saturação moderada em água, sem produto descongelante

XF2 – Saturação moderada em água, com produto descongelante

XF3 – Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes

XF4 – Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar

vi. Ataque químico

XA1 – Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1 [24], Quadro 2

XA2 – Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1 [24], Quadro 2

XA3 – Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1 [24], Quadro 2

b) Recobrimento das armaduras

O recobrimento das armaduras é a distância entre a superfície da armadura (incluindo cintas e estribos) e a superfície livre de betão mais próxima. O recobrimento mínimo das armaduras a adotar deve assegurar a transmissão eficaz das forças de aderência, a não ocorrência de destacamento do betão, uma resistência adequada ao fogo e uma proteção da armadura contra a corrosão.

A EN 1992-1-1 [20] estabelece os recobrimentos mínimos necessários às armaduras de pré-esforço tendo em conta as classes de exposição e estrutural conforme indicado na seguinte tabela.

Requisito ambiental para recobrimentos mínimos de armaduras de pré-esforço							
Classe Estrutural	Classe de Exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabela.9 – Valores de recobrimento mínimo relativo á durabilidade de armaduras de pré-esforço $c_{min,dur}$ (mm) [20]

8. Verificação de tensões nas ancoragens

As zonas das lajes onde as ancoragens transmitem o pré-esforço estão sujeitas a forças concentradas importantes, devendo por isso ser objeto de verificações específicas.

A EN 1992-1-1 [20], estipula as regras e condições a satisfazer a segurança tendo em conta dois aspetos distintos:

- A limitação da tensão exercida no betão;
- A colocação de armaduras para fazer face às tensões de tração transversais a que as forças concentradas dão origem.

a) Limitação da tensão no betão

A segurança em relação ao esmagamento do betão, é um aspeto que no caso das lajes pré-esforçadas por cabos não aderentes, assume particular importância, uma vez que da fixação das ancoragens depende fundamentalmente a garantia do pré-esforço para toda a vida a ao longo de toda a estrutura, ao contrário do pré-esforço aderente em que a eventual

cedência da ancoragem posterior à injeção pode não acarretar quaisquer consequências.

A qualidade do betão, ou melhor da betonagem na zona envolvente das ancoragens, deve ser especialmente observada, de forma a evitar vazios, ninhos de brita, ou outros inconvenientes, que ponham em causa a resistência à compressão do betão.

Segundo a EN 1992-1-1 [20], a resistência do betão no momento da aplicação ou da transferência do pré-esforço não deverá ser inferior ao valor mínimo definido na Aprovação Técnica Europeia aplicável.

De acordo com o ponto (5) de 5.10.2.2 “Limitação da tensão no betão” da EN1992-1-1 [20], a tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deverá ser limitada a:

$$\sigma_c = 0,6f_{ck}(t)$$

Em que:

$f_{ck}(t)$ – Valor característico da resistência à compressão do betão na idade t de aplicação do pré-esforço.

Se a tensão de compressão exceder permanentemente $0,45 f_{ck}(t)$, deverá considerar-se o comportamento não linear da fluência.

b) Tensões de tração a absorver

As cabeças das ancoragens transmitem o pré-esforço numa área concentrada originando tensões localizadas elevadas que se dispersam por um determinado comprimento. Ao longo deste comprimento, dito de regularização ou de transmissão, surgem tensões transversais de tração significativas, segundo as direções perpendiculares ao cabo.

Se as ancoragens estão localizadas em zonas relativamente delgadas é indispensável dispor de armaduras passivas para absorver estes esforços de tração.

dimensionadas limitando as tensões nas armaduras a 300MPa, de forma a dispensar a verificação da largura de fendas.

9. Alongamento teórico dos cabos

O alongamento teórico dos cabos de pré-esforço determina-se tendo por base o diagrama de tensões do mesmo, após perdas por atrito, que se indica esquematicamente na Figura 34, visto que:

$$\Delta L = \int_0^L \varepsilon_p dx = \int_0^L \frac{\sigma}{E} dx, \text{ ou: } \Delta L = \int_0^L \frac{P}{E A_p} dx = \frac{P L}{E A_p}$$

Deste modo o alongamento teórico dos cabos é: $\Delta L \approx \frac{(\sigma_0 + \sigma_{\text{após atrito}}(L))/2}{E_p}$

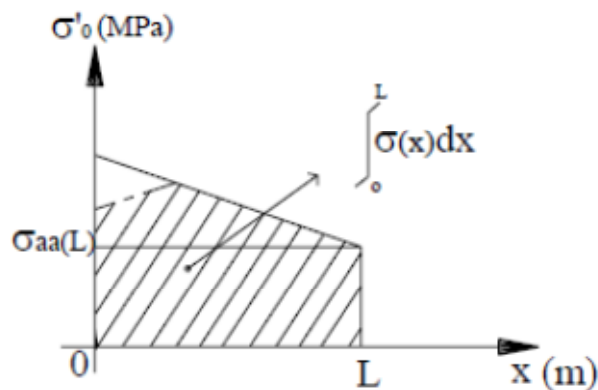


Figura 34 – Variação da força de pré-esforço ao longo de uma peça após perdas por atrito [3].

O controlo do alongamento do cabo é fundamental, porquanto constitui a única forma (nas situações correntes) de verificar em obra o nível de perdas de tensão instaladas, ou seja, a variação de tensão nos cabos ao longo da viga.

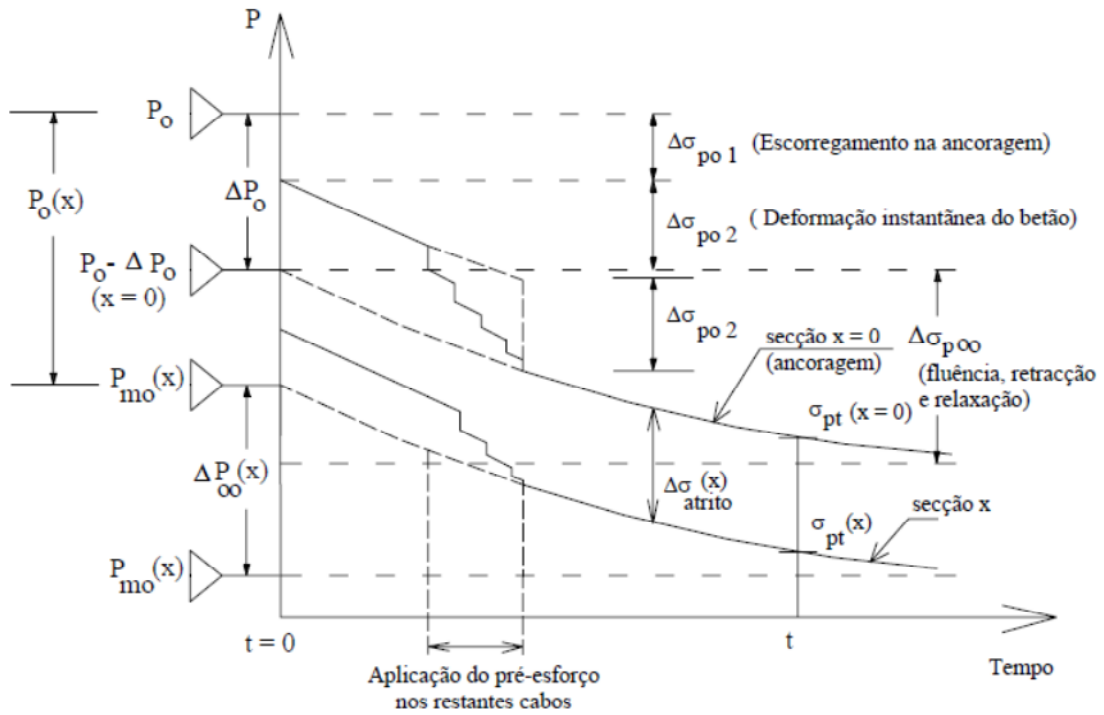


Figura 35 – Perdas de tensão no sistema de pós-tensão com aderência [3].

4. CASOS DE ESTUDO

4.1 ANÁLISE DE SOLUÇÃO REAL DE PRÉ-ESFORÇO ADERENTE

I. Introdução

Um dos casos de estudo apresentados neste trabalho resulta de um projeto do novo edifício sede da Empresa Azinor, S.A. a construir no Parque das Nações, em Lisboa.



Figura 36 – Fotomontagem do edifício sede da Azinor, S.A.

O edifício implanta-se num lote com cerca de 105 x 22 m e é composto por dois pisos em cave para estacionamento e por três pisos elevados destinados a escritórios.

O projeto de estruturas é da autoria da GAPRES, Gabinete de Projetos, Engenharia e Serviços, S.A., e a sua execução em obra foi da responsabilidade da construtora FDO Construções, S.A.

II. Solução estrutural

A solução estrutural preconizada para o edifício foi em betão com pilares dispostos em duas fiadas longitudinais afastadas de 13,25 m e com uma modelação de 8,10 m.

Os pavimentos nos pisos elevados, dado o seu vão de 13,25 m, são constituídos por lajes maciças com 0,40 m de espessura, pré-esforçadas com sistema de cabos multicordão aderente distribuídos em toda a laje no sentido transversal, apoiada em duas bandas longitudinais, de 0,60 m de espessura, nos alinhamentos dos pilares. A esbelteza resultante foi de $h/L=0,40/13,0=1/32,5$.

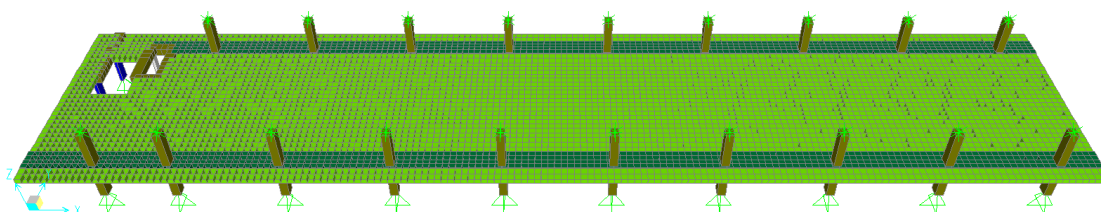


Figura 37 – Modelo tridimensional de uma laje de piso elevado.

A pequena altura do edifício permitiu adotar um modelo de resistência sísmica dispensando núcleos e paredes estruturais, cuja colocação, dados os condicionamentos arquitetónicos, criaria assimetrias importantes.

Pelo contrário, a disposição dos pilares proporciona uma estrutura muito regular em ambas as direções, aspeto muito favorável ao bom comportamento sísmico.

Apesar do grande desenvolvimento longitudinal do edifício, com cerca de 78 m nos pisos elevados, optou-se por não o subdividir com juntas de dilatação. Esta opção foi conjugada com requisitos de faseamento construtivo e de características do betão, específicos do objetivo da minimização da retração e dos seus efeitos.

Assim, a betonagem das lajes foi feita em três painéis com aproximadamente 25 m de comprimento, executados de forma alternada (não executando painéis adjacentes de forma sucessiva), com juntas colocadas a cerca de 1/4 a 1/5 do vão.

A betonagem de painéis adjacentes foi feita com, pelo menos, 30 dias de intervalo. Alternativamente, admitiu-se a betonagem sucessiva de painéis adjacentes de laje mas, nesse caso, foi deixada uma junta de retração com 0,50 m de largura e com interrupção de armaduras, para posterior betonagem, respeitando aquele intervalo de tempo mínimo.

A cura pós-betonagem das lajes foi cuidada, de modo a minimizar a retração, tendo as superfícies expostas ao ar sido mantidas permanentemente humedecidas, durante os primeiros 15 dias. Neste sentido, a face superior das lajes foi coberta imediatamente após a betonagem por uma manta têxtil regada periodicamente para a manter permanentemente húmida.

III. Análise estrutural, ações e materiais

Para a análise estrutural das lajes dos pisos elevados recorreu-se a um programa de cálculo automático (SAP 2000), tendo sido efetuada uma análise tridimensional estática das lajes.

Relativamente às ações verticais nos pisos elevados, no dimensionamento efetuado seguiu-se a regulamentação da especialidade em vigor, designadamente o Eurocódigo 1 [25], nomeadamente considerou-se o seguinte:

- PP (peso próprio) = considerou-se $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- RCP (restantes cargas permanentes) = $2,0 \text{ kN/m}^2$;
- SC (sobrecarga) = $4,0 \text{ kN/m}^2$.

Relativamente aos materiais utilizados, foi seguida a regulamentação da especialidade em vigor, designadamente o Eurocódigo 2 [20]:

- Betões: NP EN206-1; C35/45; XC1 (Pt); Cl 0,20; D20; S4
- Recobrimentos: 3,0 cm
- Aços em varão: A 500 NR SD
- Aço de pré-esforço:
 - EN 10138-3 Y1860S7-15.3-A
 - Módulo de elasticidade: $195 \text{ GPa} \pm 10 \text{ GPa}$
 - Extensão mínima para a tensão máxima: $\epsilon_{uk} = 3,5\%$
 - Relaxação de Classe 2 (EN1992-1-1): $\rho_{1000} = 2,5\%$

IV. Sistema de pré-esforço

O sistema de pré-esforço utilizado nesta obra foi do tipo aderente, constituído por cabos multicordão em bainhas metálicas, Sistema B da Freyssinet, com cabos de 4 cordões.

a) Ancoragens

Na obra referenciada, foram aplicados dois tipos de ancoragens distintos: como ancoragem ativa foi usada a indicada pelo sistema B da Freyssinet, composta por tromplaca e bloco de ancoragem metálicas de 4 cordões, embutidos na laje de betão;

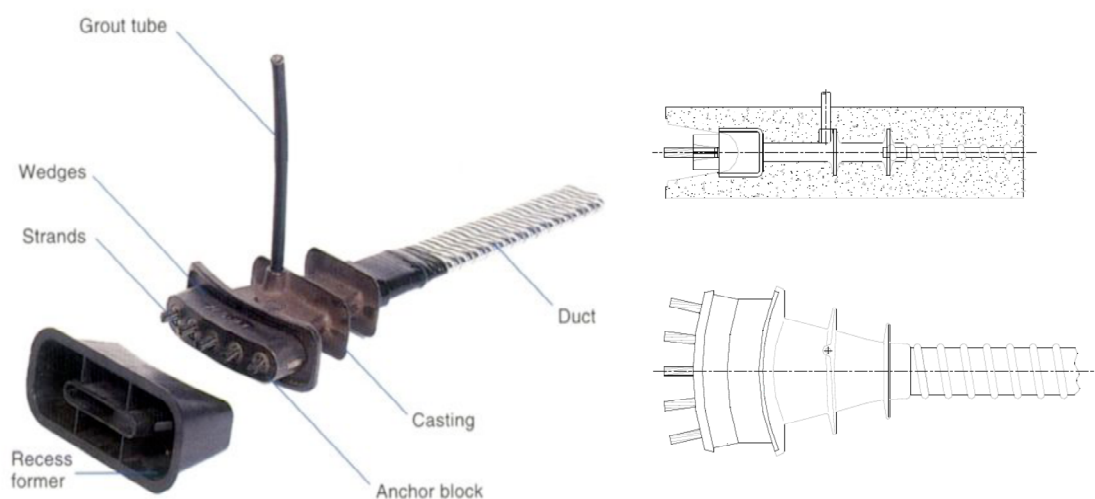


Figura 38 – Componentes de uma ancoragem do tipo 5B15 da Freyssinet [4].

Como ancoragem passiva foi usado o método por aderência ao betão nas extremidades dos cordões, de acordo com a seguinte figura.

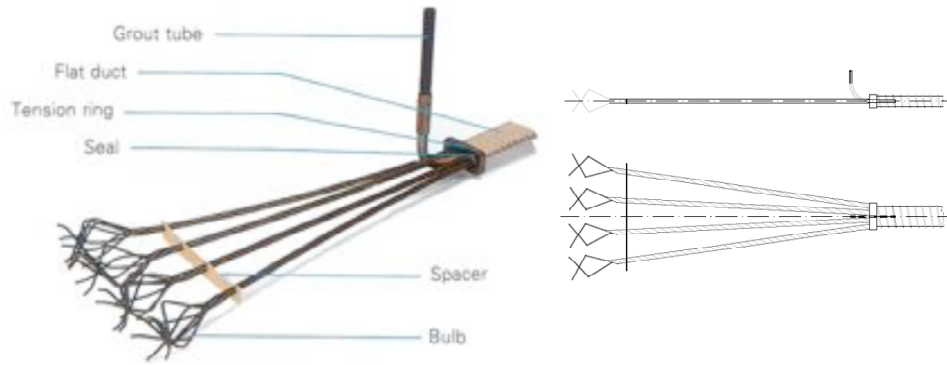


Figura 39 – Componentes de uma ancoragem por aderência ao betão [3].

b) Bainhas

No sistema aplicado, usaram-se bainhas achatadas 72x20 mm em chapa de aço laminadas a frio, de espessura 0,4 mm, com costura helicoidal e ondulações transversais em hélice.

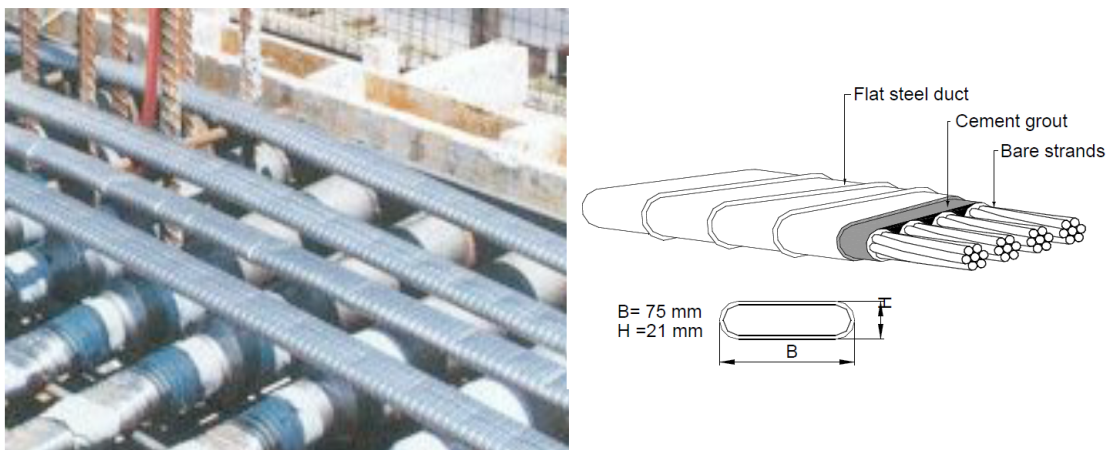


Figura 40 – Bainha metálica achatada [3].

No projeto de aplicação de pré-esforço foram considerados os seguintes valores:

- Excentricidade máxima: 0,15 m
- Raios mínimos: 2,5 m (vertical)
6,0 m (horizontal)
- Coeficiente de atrito: $\mu = 0,19$
- Desvio angular parasita: $k = 0,007 \text{ m}^{-1}$

c) Aplicação do pós-esforço

O tensionamento dos cabos de cada painel de laje foi feito numa só fase a 100% da força prevista ($P_{max}= 206,2$ kN por cordão), ao 7º dia após a betonagem. O puxe dos cordões de cada cabo foi feito com recurso a um macaco hidráulico simples (Figura 41), tracionando os quatro cordões de cada cabo de forma independente e alternado, seguindo obrigatoriamente um plano de tensionamento, corresponde ao funcionamento da laje, em termos de deslocamentos e tensões localizadas, durante o processo de tensionamento.

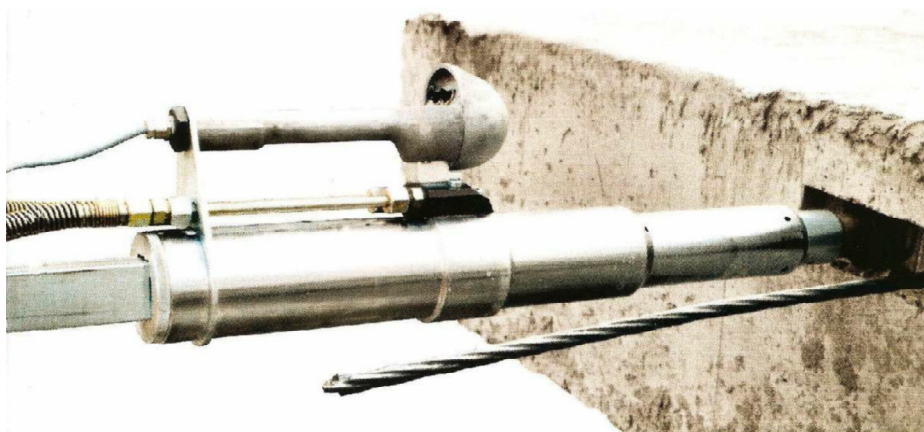


Figura 41 – Macaco hidráulico simples [15].

Durante este processo de tensionamento, foram registados todos os alongamentos iniciais e finais, em milímetros, de cada cordão devidamente identificado, dando origem a um registo de tensionamento que possibilitou a comparação dos valores dos alongamentos previstos no cálculo com os alongamentos registados em obra.

Finalizado este processo de tensionamento, e após a validação dos resultados por parte da fiscalização, foram cortados a disco os cabos excedentes e seladas as ancoragens ativas de forma a protegê-las.

d) Caldas de injeção

A injeção das caldas de cimento foi efetuada com recurso a um equipamento específico para o efeito, composto por uma misturadora, um reservatório de armazenamento e uma bomba (Figura 42). Cada componente do equipamento utilizado estava de acordo com o apresentado no ponto - III do parágrafo 2.4.5 Caldas de injeção, neste trabalho.



Figura 42 – Equipamento de injeção de caldas de cimento [26].

A calda de cimento usada nesta obra teve como composição a seguinte mistura:

	Quantidade	Designação Comercial
Cimento	100 kg	Cimento Portland Tipo I 42,5 R
Água	38 litros	Rede pública
Adjuvante	1 kg	Sika Addimant EH1

Tabela.10 – Mistura para caldas de cimento para injeção em cabos de pré-esforço [15].

Após o tensionamento e selagem das ancoragens ativas, as várias purgas existentes ao longo do cabo foram desimpedidas e procedeu-se à injeção da calda de cimento através da purga na extremidade do cabo (ancoragem ativa ou passiva).

A injeção da calda de cimento foi executada de acordo com o preconizado com a norma NP EN 446:2008.

Durante este processo de injeção, foram retiradas várias amostras de calda para execução dos diferentes ensaios em obra: ensaios da fluidez, exsudação e variação de volume. De seguida procedeu-se ao preenchimento de uma ficha de ensaio de recepção de caldas de injeção que foi verificada e validada pela fiscalização.

Os procedimentos de ensaio das caldas foram executados de acordo com o preconizado com a norma NP EN 445:2008.

Após a cura das caldas de cimento, cerca de 7 dias, procedeu-se à libertação do escoramento da laje.

V. Análise da solução executada

No âmbito deste trabalho, pretende-se analisar a solução executada avaliando o seu consumo face ao seu desempenho estrutural.

Para a análise da laje em estudo, foi modelada e calculada com recurso a um programa de cálculo automático de elementos finitos (SAP2000).

a) Controlo da deformação

Na verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização foi analisado apenas o controlo da deformação por ser o parâmetro mais condicionante na laje pré-esforçada. Portanto, limitou-se a flecha a longo prazo, a $L/400$, para a combinação quase permanente de ações.

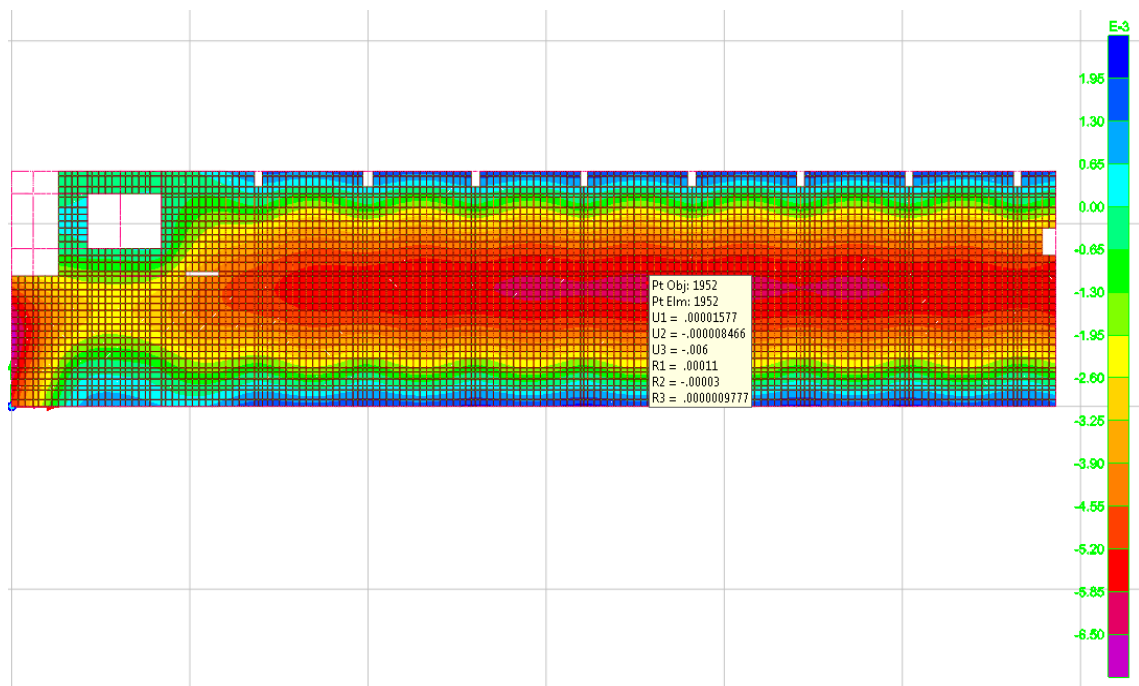


Figura 43 – Deformação elástica da laje, $\delta_{elast.} = 6,0\text{mm}$.

Verificação para laje de vão = 13,25 m:

$$\delta_{\infty} = [1 + \varphi(\infty, t_0)] \times \delta_{elástico} = [1 + 2,14] \times 0,006 = 0,019 \text{ m} = L/700 < L/400$$

O valor do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$ foi encontrado de acordo com a EN 1992-1-1, e foram considerados os seguintes parâmetros:

- Estrutura exposta num ambiente interior com humidade relativa igual a 50%;
- Cimento de presa normal (N);
- Espessura equivalente (h_0) igual a 400 mm;
- Idade do betão na data do carregamento (t_0) igual a 21 dias.

b) Consumos

Para o cálculo do consumo da laje executada, foi tida em conta uma área de laje, que serviu de referência para a generalidade da estrutura, composta por 17,25 x 8,10 m (largura transversal x vão longitudinal).

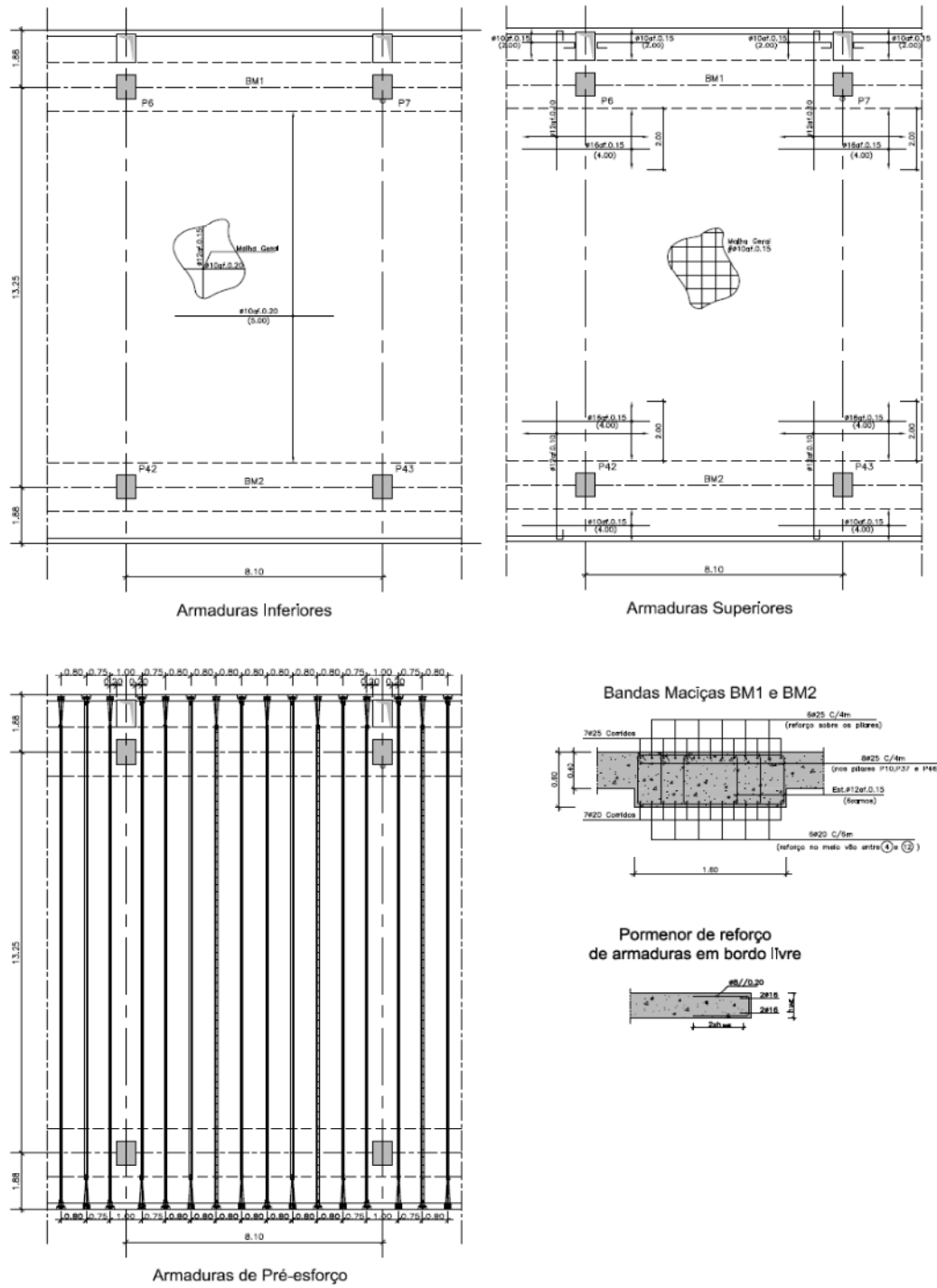


Figura 44 – Desenhos de armaduras da laje tipo.

Elemento	Consumo	Valor Unit.	Valor final €/m ²	Emissões CO ₂ kg/m ² [17]
Betão C35/45	0,438 m ³ /m ²	70,00 €/m ³	30,66	98,55
Aço A500 NR SD	44,90 kg/m ² 102,51 Kg/m ³	1,10 €/kg	49,39	19,31
Aço PE Y1860S7-15.3	5,50 kg/m ²	4,00 €/kg	22,00	2,37
Peso Próprio = 10.95 kN/m²		Valor Total:	102,05 €/m²	120,23 kg/m²

Tabela.11 – Consumo médio da laje executada.

Os consumos médios de cada elemento não tiveram em consideração qualquer taxa de desperdício.

Os preços indicados na tabela anterior apesar de fictícios, são valores médios de mercado bastante próximos dos adjudicados na referida obra.



Figura 45 – Imagem da implantação dos cabos de pré-esforço. Ancoragens ativa e passiva.

VI. Análise da solução equivalente sem recurso a pré-esforço

Neste parágrafo, pretende-se analisar uma solução variante à solução pré-esforçada, mantendo, na medida do possível, o desempenho face à deformação da estrutura executada e, garantindo as alturas máximas admitidas na solução original de forma a não interferir com a arquitetura.

Preconizou-se uma laje fungiforme maciça, de 0,60 m de espessura ($L/22$), uniforme em toda a área sem recurso a bandas longitudinais ou capitéis, no sentido de manter as mesmas espessuras máximas, admitindo como uma exigência arquitetónica a observar.

A laje em estudo (uma laje maciça com espessura 0,60m) foi modelada e calculada, com recurso a um programa de cálculo automático de elementos finitos (SAP2000), mantendo as mesmas características dos materiais (aço e betão).

a) Controlo da deformação

Na verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização foi analisado apenas o controlo da deformação por ser o parâmetro de comparação com a solução pré-esforçada. Adotou-se, portanto, como limite a flecha de inferior a $L/400$ para a combinação quase permanente de ações.

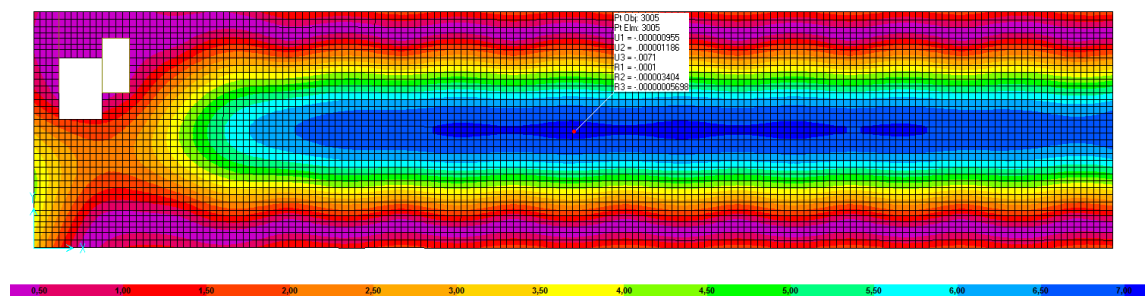


Figura 46 – Deformação elástica da laje maciça, $\delta_{\text{elast.}} = 7,1\text{mm}$.

Verificou-se de seguida a deformação instantânea e a longo prazo pelo método dos coeficientes globais, por se tratar de uma laje em

estado fendilhado para a combinação quase permanente de ações.

DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS																			
CÁLCULO NO PONTO A MEIO VÃO ENTRE PILARES	FLECHA INSTANTÂNEA		FLECHA A LONGO PRAZO																
	$a_c (PP) =$	5,7 mm	$a_c (\Psi_2) =$	7,0 mm															
	Vão =	13,25 m	Vão =	13,25 m															
	$E_c =$	34,1 GPa	$W =$	0,0600 m ³															
	$E_s =$	200 GPa	$f_{tm} =$	3,2 MPa															
	$\alpha =$	5,9	$M_{cr} =$	192,60 kNm															
	$A_s =$	31,42 cm²	$M_{fr} =$	248,50 kNm															
	$b =$	1,00 m	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 5px;">$\alpha \cdot \rho =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">0,033</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$M_{cr}/M_{fr} =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">0,78</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$\varphi =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">2,0</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$k_t =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">3,70</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$\rho =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">0,0056</td> </tr> </table>		$\alpha \cdot \rho =$	0,033	$M_{cr}/M_{fr} =$	0,78	$\varphi =$	2,0	$k_t =$	3,70	$\rho =$	0,0056					
	$\alpha \cdot \rho =$	0,033																	
	$M_{cr}/M_{fr} =$	0,78																	
$\varphi =$	2,0																		
$k_t =$	3,70																		
$\rho =$	0,0056																		
$d =$	0,56 m	$\rho' =$	0,0007																
$\rho =$	0,0056	$\rho'/\rho =$	0,13																
$W =$	0,0600 m ³	$\alpha \cdot \rho =$	0,033																
$f_{tm} =$	3,2 MPa	$\eta =$	0,97																
$M_{cr} =$	192,60 kNm	$a_t =$	30,9 mm																
$M_{fr} =$	200,00 kNm	$\varphi_{(\infty)} =$	4,4																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 5px;">$\alpha \cdot \rho =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">0,033</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$M_{cr}/M_{fr} =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">0,96</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$k_0 =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">1,00</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$a_0 =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">7,0 mm</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$\varphi_{(0)} =$</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">1,2</td> </tr> </table>		$\alpha \cdot \rho =$	0,033	$M_{cr}/M_{fr} =$	0,96	$k_0 =$	1,00	$a_0 =$	7,0 mm	$\varphi_{(0)} =$	1,2	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center; padding: 5px;">VERIFICAÇÃO [$< L / 400$]</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Def.(∞)=30,9-7,0= 23,9 mm</td> <td style="text-align: right; padding: 5px;">L / 555</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: right; padding: 5px;">VERIFICA</td> </tr> </table>		VERIFICAÇÃO [$< L / 400$]		Def.(∞)=30,9-7,0= 23,9 mm	L / 555	VERIFICA	
$\alpha \cdot \rho =$	0,033																		
$M_{cr}/M_{fr} =$	0,96																		
$k_0 =$	1,00																		
$a_0 =$	7,0 mm																		
$\varphi_{(0)} =$	1,2																		
VERIFICAÇÃO [$< L / 400$]																			
Def.(∞)=30,9-7,0= 23,9 mm	L / 555																		
VERIFICA																			
Def.(0)= 7,0 mm																			

Tabela.12 – Cálculo das flechas instantânea e a longo prazo.

b) Consumos

Para o cálculo do consumo da laje maciça, foi tido em conta a mesma área de laje de referência que serviu para a solução pré-esforçada, composta por 17,00 x 8,10 m.

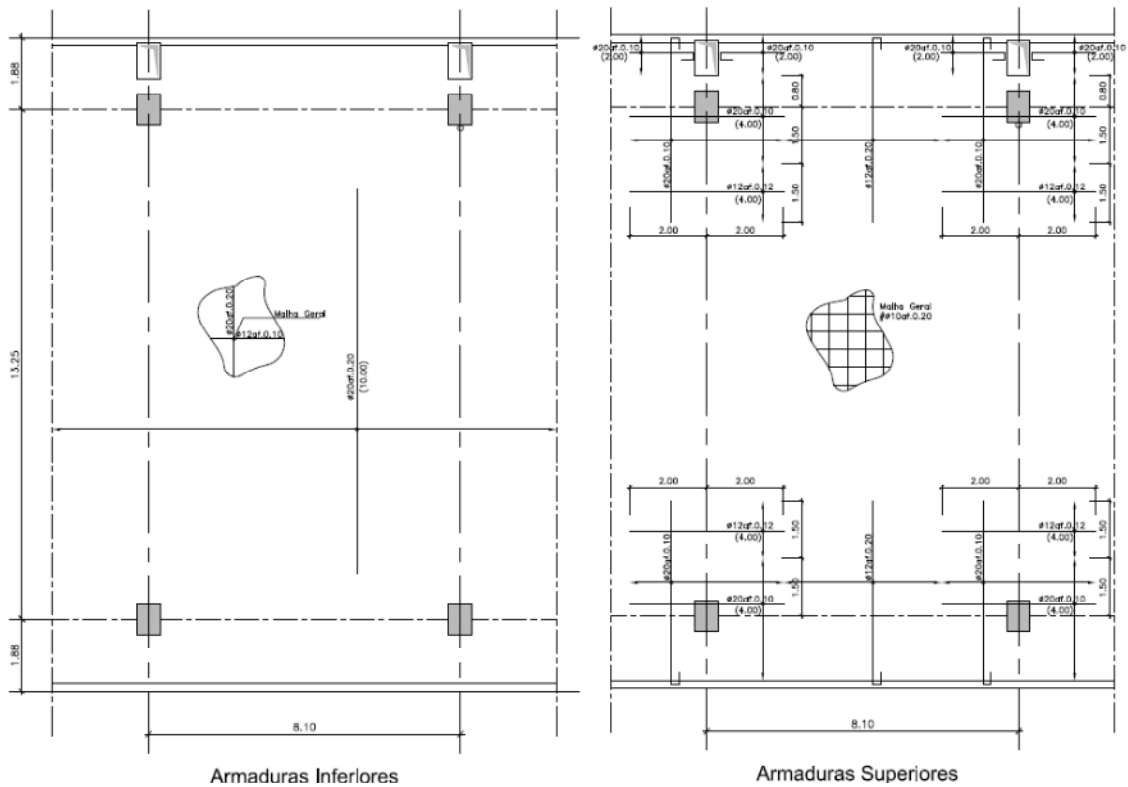


Figura 47 – Desenhos de armaduras da laje tipo.

Elemento	Consumo	Valor Unit.	Valor final €/m ²	Emissões CO ₂ kg/m ² [17]
Betão C35/45	0,600 m ³ /m ²	70,00 €/m ³	42,00	135,00
Aço A500 NR SD	49,00 kg/m ² 81,67 Kg/m ³	1,10 €/kg	53,90	21,07
Peso Próprio = 15,00 kN/m²		Valor Total:	95,90 €/m²	156,07 kg/m²

Tabela.13 – Consumo médio da laje maciça equivalente.

Os critérios de medição foram os iguais aos das soluções apresentadas anteriormente.

4.2 ANÁLISE DE SOLUÇÃO REAL DE PRÉ-ESFORÇO NÃO-ADERENTE (AUTO-EMBAINHADO)

I. Introdução

O caso de estudo apresentado neste trabalho resulta de um projeto de um edifício de habitação sito no Alto de Algés, concelho de Oeiras.



Figura 48 – Fotografia do edifício de habitação.

O edifício implanta-se num lote com cerca de 3900 m², é composto por três pisos em cave para estacionamento e um térreo com a mesma área de implantação e 18 pisos elevados para habitação com cerca de 854 m².

O projeto de estruturas é da autoria da PECNON, Gabinete de Estudos e Projetos, Lda., e a sua execução foi da responsabilidade da Sociedade de Construções José Coutinho, S.A. tendo como dono de obra a Ferreiras & Magalhães, S.A.

II. Solução estrutural

A arquitetura do edifício apresenta um desenvolvimento em altura elevado (23 lajes no total) e uma geometria em planta semelhante a um quadrado, com um núcleo central composto por caixa de elevadores e escadas, permitindo também a implantação de pilares na periferia do edifício ligados entre si por vigas em todo o perímetro.

Assim, a solução estrutural preconizada para o edifício foi em betão com pilares dispostos na periferia do edifício e um núcleo central composto por caixa de elevadores e escadas. Pelo facto de ser um edifício alto e esbelto optou-se por encontrar uma solução em laje fungiforme maciça não aligeirada, de massa reduzida, tendo em conta a influência do sismo e a poupança no geral, seja no consumo direto de materiais, na necessidade de tetos falsos e na influência do tipo e dimensão das fundações. Por estas razões, optou-se por uma laje maciça pré-esforçada em toda a área do piso, com vigas na periferia entre pilares.

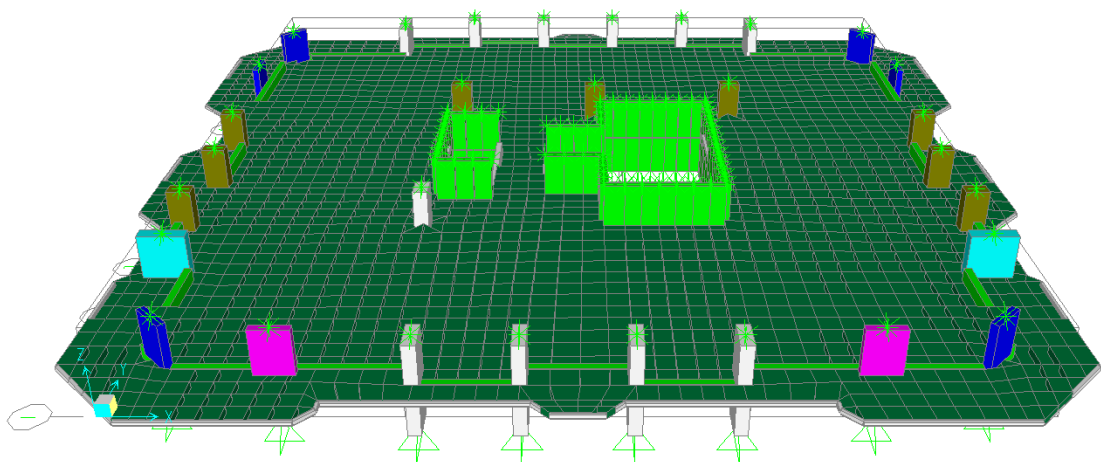


Figura 49 – Modelo tridimensional de uma laje do piso elevado.

Os pavimentos nos pisos elevados, dado o seu vão máximo de 8,80 m, são constituídos por lajes maciças com 0,22 m de espessura, pré-esforçadas com sistema de cabos monocórdão não-aderente distribuídos em toda a laje, nos dois sentidos, com concentração de cabos em duas bandas centrais coincidentes com as laterais do núcleo central. A esbelteza resultante foi de $h/L=0,22/8,80=1/40$.

III. Análise estrutural, ações e materiais

Para a análise estrutural das lajes dos pisos elevados recorreu-se a um programa de cálculo automático (SAP 2000), tendo sido efetuada uma análise tridimensional estática das lajes.

Relativamente às ações verticais nos pisos elevados, no dimensionamento efetuado seguiu-se a regulamentação da especialidade em vigor, designadamente o Eurocódigo 1 [25], nomeadamente considerou-se o seguinte:

- PP (peso próprio) = considerou-se $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- RCP (restantes cargas permanentes) = $3,0 \text{ kN/m}^2$;
- SC (sobrecarga) = $2,0 \text{ kN/m}^2$.

Relativamente aos materiais utilizados, foi seguida a regulamentação da especialidade em vigor, designadamente o Eurocódigo 2 [20]:

- Betões: NP EN206-1; C30/37; XC1 (Pt); Cl 0,20; D20; S4
- Recobrimentos: 2,5 cm
- Aços em varão: A 500 NR SD
- Aço de pré-esforço:
 - EN 10138-3 Y1860S7-15.3-A
 - Módulo de elasticidade: $195 \text{ GPa} \pm 10 \text{ GPa}$
 - Extensão mínima para a tensão máxima: $\epsilon_{uk} = 3,5\%$
 - Relaxação de Classe 2 (EN1992-1-1): $\rho_{1000} = 2,5\%$
- Cabos e bainhas de pré-esforço:
 - Diâmetro do cabo revestido: + 18,1 mm
 - Lubrificante: proteção contra a corrosão segundo A.S.T.M. - D 1743-1-1-1 ponto de "gota": 190°
 - Bainha plástica: polietileno de alta densidade, ponto de amolecimento: 126°

No projeto de aplicação de pré-esforço foram considerados os seguintes valores:

- Excentricidades máximas: 0,06 m
- Raios mínimos: 2,0 m (vertical e horizontal)

- Coeficiente de atrito: $\mu = 0,05$
- Desvio angular parasita: $k = 0,007 \text{ m}^{-1}$

IV. Sistema de pré-esforço

O sistema de pré-esforço utilizado nesta obra foi do tipo monocordão não aderente auto-embainhado com bainhas de polietileno de alta densidade e ancoragens individuais, sistema 1F15 da Freyssinet.

a) Ancoragens

Na obra referenciada, foram aplicados dois tipos de ancoragens distintas constituídas cada uma por:

Ancoragens ativas

- ancoragem metálica, reforçada, com dimensões de 70 mm x 130 mm x 80 mm;
- cunhas de fixação, tronco-cónicas, em aço inox, constituídas por 2 ou 3 peças dentadas;
- tubo de junção da ancoragem com o monocordão, com O-Ring, para proteção do cabo na ligação à ancoragem;
- conjunto de fixação à cofragem, constituído por anel em neoprene, negativo plástico e porca de fixação;
- tamponamento de polietileno, roscado à ancoragem, com massa anticorrosiva no seu interior, para proteção contra a corrosão.

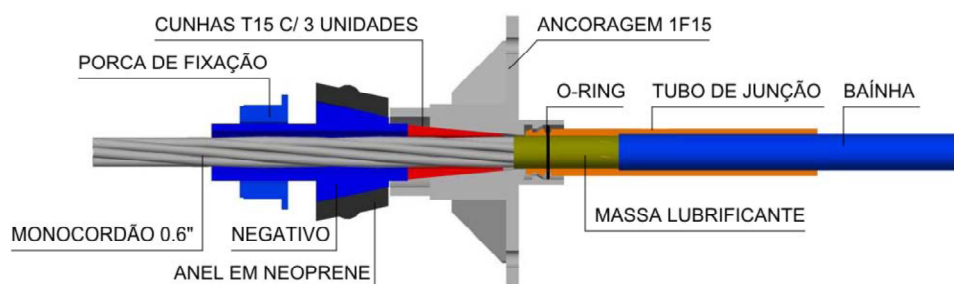


Figura 50 – Secção de ancoragem ativa 1F15 da Freyssinet [15].

Ancoragens passivas

- ancoragem metálica, reforçada, com dimensões de 70 mm x 130 mm x 80 mm;
- cunhas de fixação, tronco-cônicas, em aço inox, constituídas por 2 ou 3 peças dentadas;
- tubo de junção da ancoragem com o monocordão, com O-Ring, para proteção do cabo na ligação à ancoragem;
- tamponamento de polietileno, roscado à ancoragem, com mola metálica para garantia de fixação das cunhas e massa anticorrosiva no interior, para proteção contra corrosão.

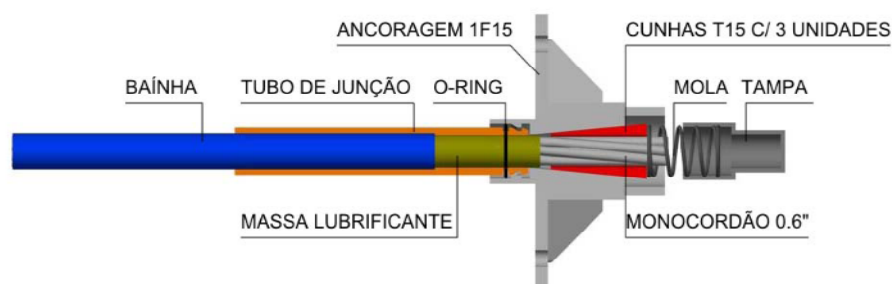


Figura 51 – Seção de ancoragem passiva 1F15 da Freyssinet [15].

b) Aplicação do pós-esforço

O tensionamento dos cabos de cada laje foi feito numa só fase a 100% da força prevista ($P_{max} = 206,2$ kN por cordão), ao 7º dia após a betonagem depois de validação dos ensaios á compressão do betão. O puxe dos cordões foi feito com recurso a um macaco hidráulico simples (Figura 52), seguindo obrigatoriamente um plano de tensionamento, correspondente ao funcionamento da laje, em termos de deslocamentos e tensões localizadas, durante o processo de tensionamento.



Figura 52 – Processo de tensionamento com macaco hidráulico simples [15].

Durante este processo de tensionamento, foram registados todos os alongamentos á semelhança do caso de estudo anterior, solução em pré-esforço aderente.

V. Análise da solução executada

No âmbito deste trabalho, pretende-se analisar a solução executada avaliando o consumo de materiais face ao seu desempenho estrutural.

Para a análise da laje em estudo, foi modelada e calculada com recurso a um programa de cálculo automático de elementos finitos (SAP2000).

a) Controlo da deformação

Na verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização foi analisado apenas o controlo da deformação por ser o parâmetro mais condicionante nas lajes pré-esforçadas. Portanto adotou-se como limite a flecha a longo prazo de inferior a $L/500$ para a combinação quase permanente de ações.

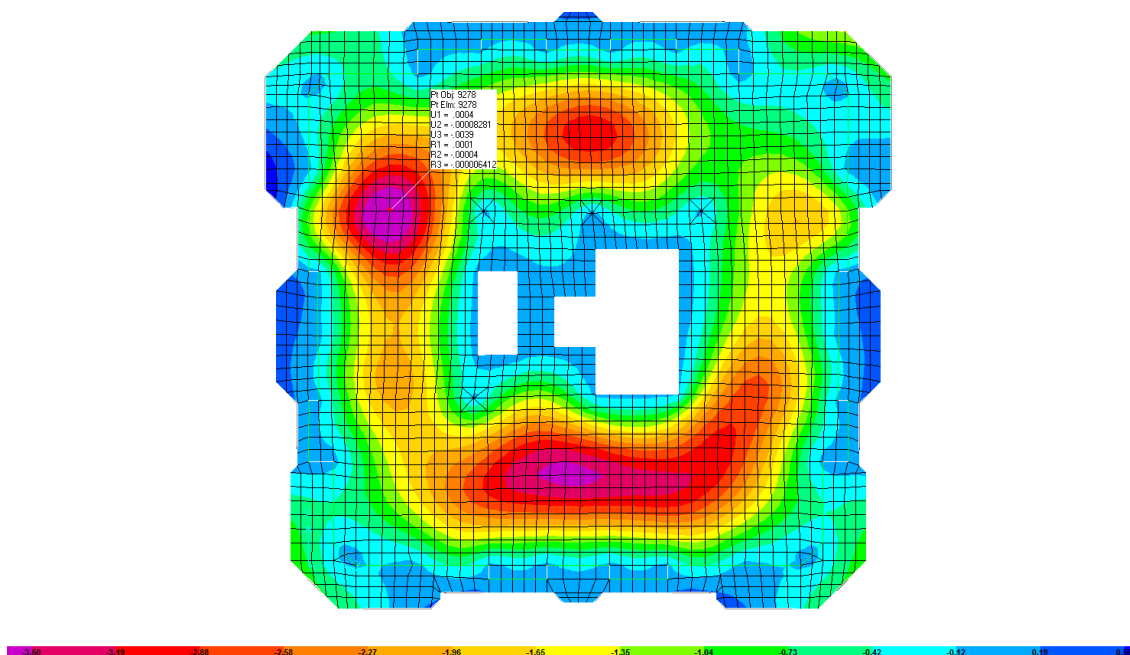


Figura 53 – Deformação elástica da laje, $\delta_{\text{elast.}} = 3,9\text{mm}$.

Verificação para laje de vão = 8,80 m:

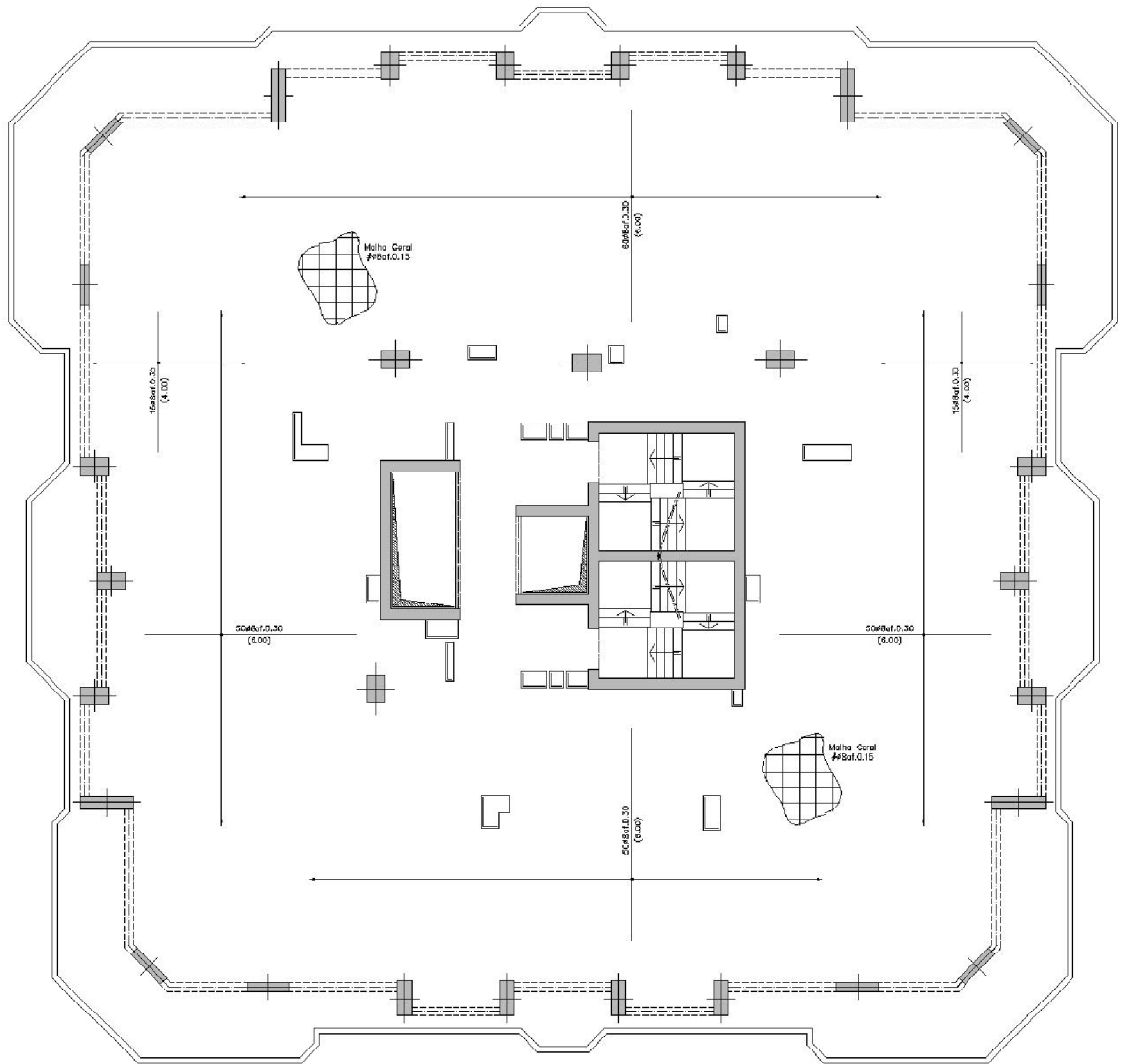
$$\delta_{\infty} = [1 + \varphi(\infty, t_0)] \times \delta_{\text{elástico}} = [1 + 2,23] \times 0,0039 = 0,013 \text{ m} = L/700 < L/500$$

O valor do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$ foi encontrado de acordo com a EN 1992-1-1, e foram considerados os seguintes parâmetros:

- Estrutura exposta num ambiente interior com humidade relativa igual a 50%;
- Cimento de presa normal (N);
- Espessura equivalente (h_0) igual a 220 mm;
- Idade do betão na data do carregamento (t_0) igual a 21 dias.

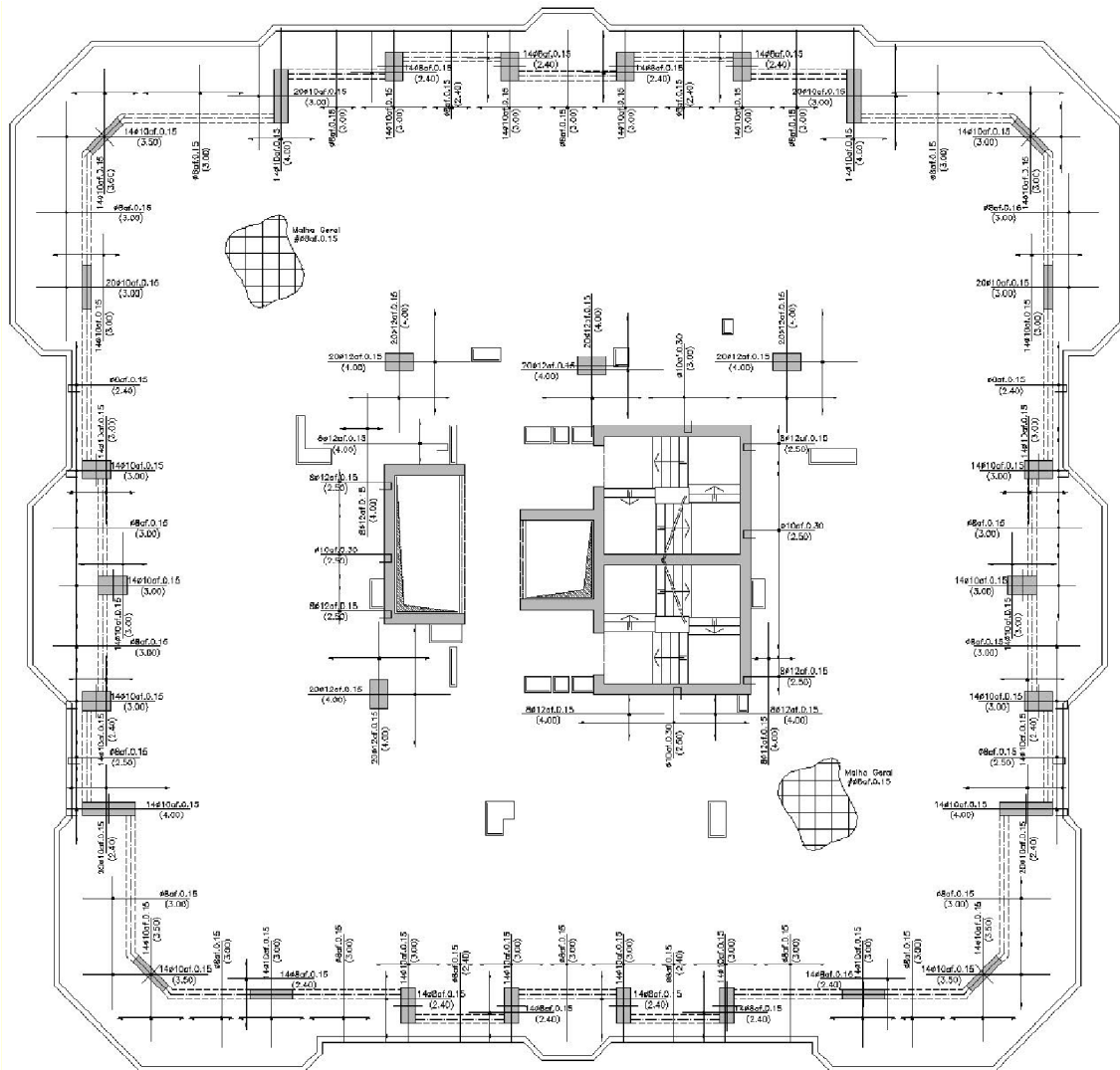
b) Consumos

Para o cálculo do consumo da laje executada, foram medidos todos os elementos referentes a uma área de laje completa.



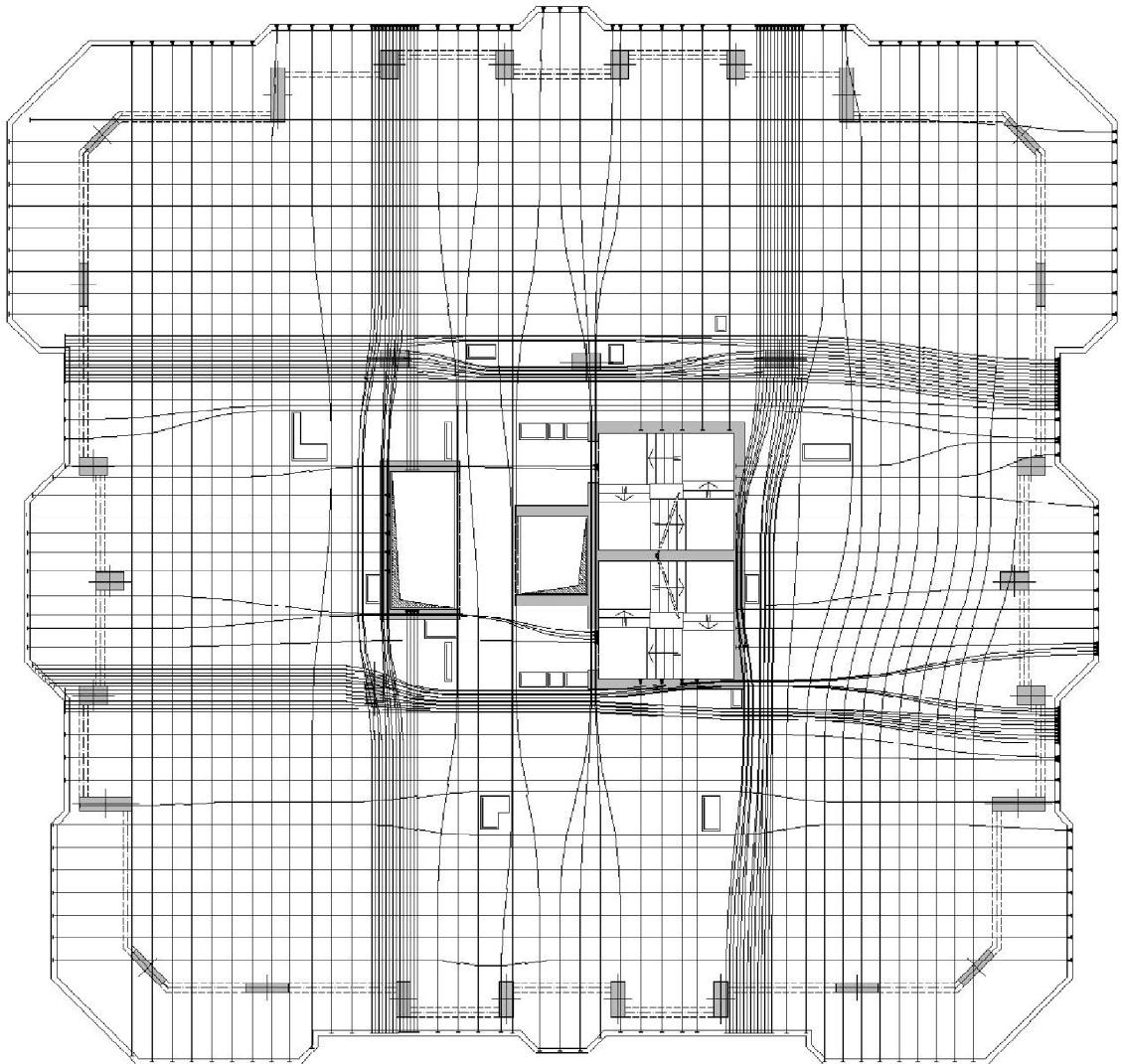
Armaduras Inferiores

Figura 54 – Desenhos de armaduras inferiores da laje do piso tipo.



Armaduras Superiores

Figura 55 – Desenhos de armaduras superiores da laje do piso tipo.



Armaduras de Pré-esforço

Figura 56 – Desenhos de armaduras de pré-esforço da laje do piso tipo.

Elemento	Consumo	Valor Unit.	Valor final €/m ²	Emissões CO ₂ kg/m ² [17]
Betão C30/37	0,220 m ³ /m ²	70,00 €/m ³	15,40	49,50
Aço A500 NR SD	16,00 kg/m ² 72,72 Kg/m ³	1,10 €/kg	17,60	6,88
Aço PE Y1860S7-15.3	4,40 kg/m ²	4,00 €/kg	17,60	2,15
Peso Próprio = 5,50 kN/m²		Valor Total:	50,60 €/m²	58,53 kg/m²

Tabela.14 – Consumo médio da laje executada.

Os consumos médios de cada elemento não tiveram em consideração qualquer taxa de desperdício.

Os preços indicados na tabela anterior, apesar de fictícios, são valores médios de mercado bastante próximos dos adjudicados na referida obra.



Figura 57 – Implantação dos cabos de pré-esforço.



Figura 58 – Zona de reforça de ancoragens ativas.

VI. Análise da solução equivalente sem recurso a pré-esforço

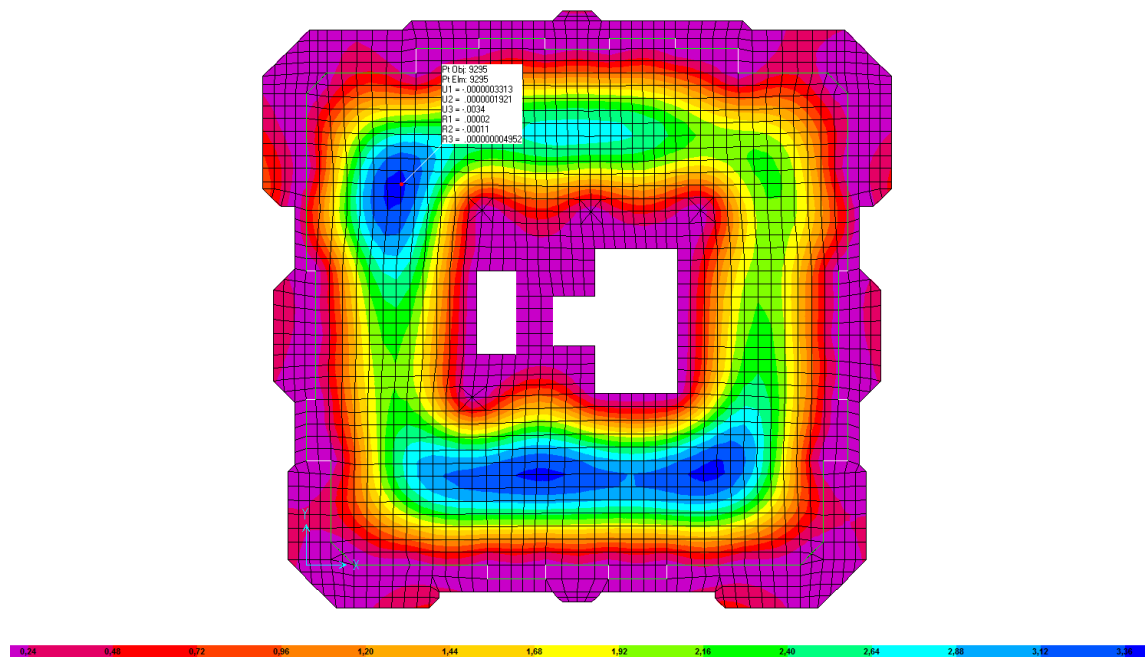
Neste parágrafo, pretende-se analisar uma solução variante à solução pré-esforçada, mantendo, na medida do possível, o desempenho face à deformação da estrutura executada.

Preconizou-se uma laje fungiforme maciça, de 0,30 m de espessura ($L/29$), uniforme em toda a planta, mantendo as vigas existentes do modelo original e as mesmas características dos materiais (aço e betão).

A laje em estudo foi modelada e calculada com recurso a um programa de cálculo automático de elementos finitos (SAP2000).

a) Controlo da deformação

Na verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização apenas foi analisado o controlo da deformação por ser o parâmetro de comparação com a solução pré-esforçada. Adotou-se, portanto, como flecha máxima admissível o valor igual a $L/500$, para a combinação quase permanente de ações.



Verificou-se de seguida a deformação instantânea e a longo prazo pelo método dos coeficientes globais, por se tratar de uma laje em estado fendilhado para a combinação quase permanente de ações.

DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS				
CÁLCULO NO PONTO A MEIO DO PAINEL DE LAJE	FLECHA INSTANTÂNEA		FLECHA A LONGO PRAZO	
	$a_c (PP) =$	2,2 mm	$a_c (\Psi_2) =$	3,4 mm
	Vão =	8,80 m	Vão =	8,80 m
	$E_c =$	32,8 GPa	$W =$	0,0150 m ³
	$E_s =$	200 GPa	$f_{tm} =$	2,9 MPa
	$\alpha =$	6,1	$M_{cr} =$	43,45 kNm
	$A_s =$	7,85 cm²	$M_{fr} =$	38,50 kNm
	$b =$	1,00 m	$\alpha \cdot \rho =$ 0,018	
	$d =$	0,27 m		
	$\rho =$	0,0030		
	$W =$	0,0150 m ³		
	$f_{tm} =$	2,9 MPa		
	$M_{cr} =$	43,45 kNm	$M_{cr}/M_{fr} =$ 1,00	
	$M_{fr} =$	25,00 kNm	$\varphi =$ 2,1	
	$\alpha \cdot \rho =$ 0,018		$k_t =$ 3,00	
$\rho =$ 0,0030				
$A'_s =$ 3,93 cm²				
$\rho' =$ 0,0015				
$\rho'/\rho =$ 0,50				
$M_{cr}/M_{fr} =$ 1,00		$\alpha \cdot \rho =$ 0,018		
$k_0 =$ 0,65		$\eta =$ 0,95		
$a_0 =$ 2,1 mm		$a_t =$ 14,1 mm		
$\varphi (0) =$ 0,9		$\varphi (\infty) =$ 4,1		
VERIFICAÇÃO [$< L / 500$]				
Def.(0) = 2,1 mm		Def.(∞) = 14,1 - 2,1 = 12,0 mm		
		L / 734		
		VERIFICA		

Tabela.15 – Cálculo das flechas instantânea e a longo prazo.

b) Consumos

Para o cálculo do consumo da laje maciça, foi tido em conta a mesma área de laje que serviu para a solução pré-esforçada.

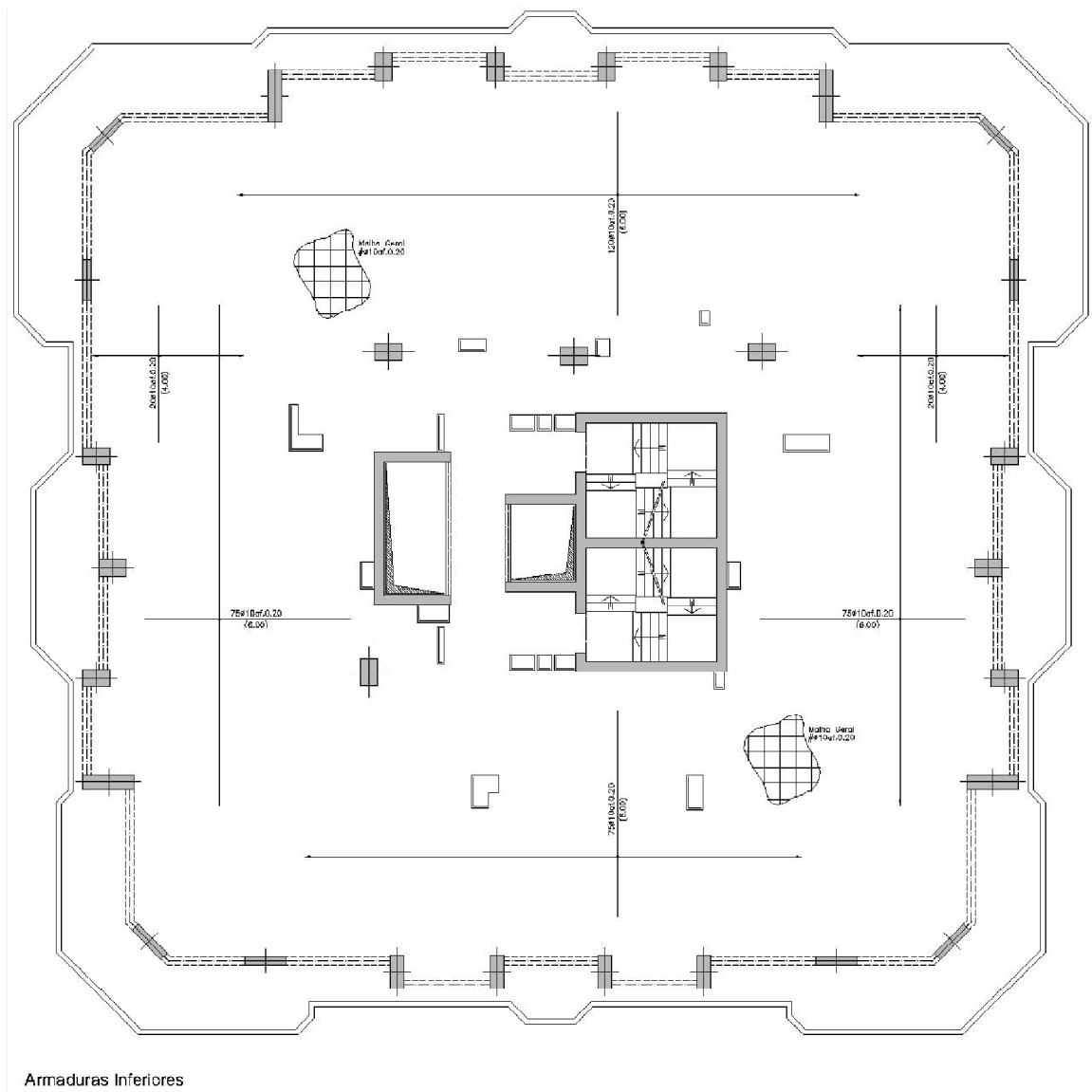
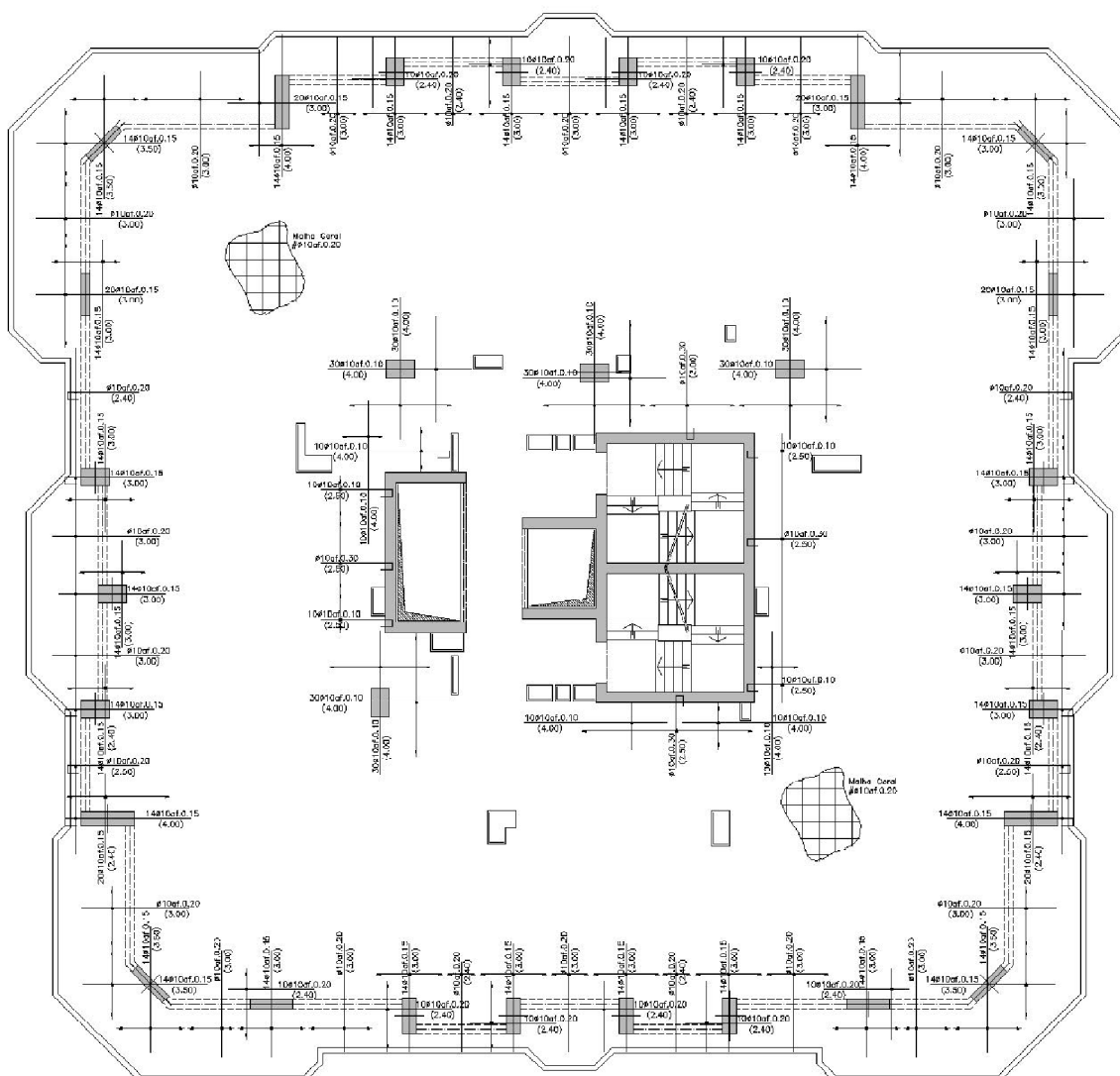


Figura 60 – Desenhos de armaduras inferiores da laje do piso tipo.



Armaduras Superiores

Figura 61 – Desenhos de armaduras superiores da laje do piso tipo.

Elemento	Consumo	Valor Unit.	Valor final €/m ²	Emissões CO ₂ kg/m ² [17]
Betão C30/37	0,300 m ³ /m ²	70,00 €/m ³	21,00	67,50
Aço A500 NR SD	19,50 kg/m ²	1,10 €/kg	21,45	8,40
	65,00 Kg/m ³			
Peso Próprio = 7,50 kN/m ²			Valor Total:	
			42,45 €/m²	75,90 kg/m²

Tabela.16 – Consumo médio da laje maciça equivalente.

Os critérios de medição foram os iguais aos das soluções apresentadas anteriormente.

4.3 ANÁLISE DE RESULTADOS

Este trabalho teve como objetivo fundamental a apresentação de soluções estruturais com recurso a pré-esforço como uma tecnologia inteligente capaz de satisfazer os diferentes intervenientes da obra sem descurar a fiabilidade da estrutura. Motivo para isso é o facto de, com recurso a pré-esforço, ser possível conciliar estruturas mais esbeltas e ligeiras com melhorias na durabilidade, aspeto visual e ecologia.

É certo que a aplicação de pré-esforço poderá incrementar um custo direto à estrutura, podendo variar entre 6 % a 20 % tal como apresentado nos casos de estudo anteriores. No entanto, este custo poderá variar dependendo dos custos associados a cada material, servindo de exemplo o caso de países onde o preço de matérias-primas e a sua transformação são elevados. Nesse caso, o preço do betão dispara para valores mais elevados em relação aos aços, pelo que as soluções pré-esforçadas podem refletir uma economia direta na estrutura passando por reduzir substancialmente a quantidade de betão (cerca de 37 % de redução do consumo de betão, entre estruturas pré-esforçada e não pré-esforçada, de acordo com os casos de estudo efetuados).

No âmbito deste trabalho, decidiu-se apresentar dois edifícios bastante distintos pela solução estrutural, uso e dimensão, tendo como objetivo analisar, de uma forma simples, o impacto no consumo e custo de cada solução pré-esforça face à sua variante não pré-esforçada.

No primeiro caso de estudo, é visível, numa leitura direta dos valores apresentados, que a solução pré-esforçada é mais cara cerca de 6,00 €/m² correspondente a mais 6 % que a sua variante maciça. No entanto, a laje variante maciça acrescenta 4,05 kN/m² de peso próprio, correspondente a 37 % de carga a mais por piso em estudo. No caso deste edifício, que é composto por duas lajes térreas maciças de 0,22 m de espessura e três lajes elevadas pré-esforçadas (lajes em análise), esse acréscimo traduz assim um incremento de carga às fundações de cerca de 28 %. Pelo facto do edifício estar implantado em solos lodosos, as fundações são realizadas por estacas, pelo que com o acréscimo significativo de carga poderá afetar proporcionalmente a dimensão e o custo das fundações, de tal forma que poderá não compensar a redução do custo dos pisos elevados para lajes não

pré-esforçadas. Existem também outros custos indiretos, não desprezáveis, inerentes ao peso-próprio devido ao aumento de espessura das lajes: como é o caso do aumento das dimensões dos pilares; maior capacidade do escoramento da laje; mais tempo de betonagem.

No segundo caso de estudo, numa leitura direta dos valores apresentados, é visível que a solução pré-esforçada é mais cara cerca de 8,15 €/m² correspondente a mais 19 % que a sua variante maciça, pelo que, numa primeira abordagem, se poderá considerar cara. No entanto, numa análise ao edifício, tendo em conta a sua localização, uso, tempo e processo de construção, podemos encontrar largas vantagens económicas da estrutura pré-esforçada que não deverão ser descuradas apesar de difícil contabilização.

No caso do peso-próprio, verifica-se que a solução maciça acrescenta 2,00 kN/m², correspondente a 36 % de carga a mais por piso. O edifício em causa é composto por três lajes térreas maciças de 0,24 m de espessura e 19 lajes elevadas pré-esforçadas (lajes em análise), traduz assim um incremento de carga às fundações de cerca de 31 %. Pelo facto do edifício ter sido executado sobre fundações diretas, este incremento de carga poderia levar ao aumento proporcional na dimensão das sapatas como também à adoção de outro tipo de fundações mais complexas e dispendiosas, fator este que depende apenas da capacidade do solo.

O edifício é localizado numa zona de elevada sismicidade, pelo que, a redução de massa neste tipo de estrutura torna-se fundamental para melhorar o seu comportamento em caso de sismo, como também, se traduz numa economia nos pilares.

No que diz respeito ao tempo e processo de construção, pode admitir-se que as lajes pré-esforçadas em estudo pudessem ter um ciclo de construção de aproximadamente 10 dias por piso (3 dias para pilares, 6 dias para lajes e 1 dia para a betonagem) e tensionamentos efetuados a 100 % ao 3^o dia, pelo que o escoramento de cada laje pôde ser retirado depois do tensionamento da laje imediatamente a seguir, ou seja, ao 13^o dia após a betonagem, ao contrário do 28^o dia como acontece no caso de lajes maciças convencionais. Portanto, pode-se admitir que existe uma poupança significativa com a redução da cofragem, seja pela carga devido ao peso-próprio (aproximadamente 30 %

de redução da capacidade do escoramento) como pelo tempo de rotatividade do escoramento (aproximadamente 15 dias por piso, correspondente a 42 % de redução do tempo de escoramento de cada laje), pelo que, a redução de tempo permitida pela solução pré-esforçada é refletida numa poupança de custo direta na cofragem como também em todos os custos do mobilizado inerentes à obra durante o período de tempo da sua execução.

É de referir que, numa perspetiva comercial, é mais agradável a apresentação de espaços habitacionais com áreas amplas e tetos planos, dando a oportunidade de alterar a organização de uma habitação sem grandes restrições. É também vantajoso, apesar de não ter sido um critério preponderante na escolha da solução estrutural para o edifício em causa, a redução da espessura das lajes para a inserção de mais um piso habitacional mantendo a cêrcea, neste caso, houve a possibilidade de aumentar o pé-direito em 8,00 cm.

Numa época em que o “verde” impera, onde o impacto ambiental e a sustentabilidade dos recursos naturais assumem um crescente papel na sociedade, torna-se importante a redução das emissões de CO₂ inerentes aos materiais e processos construtivos.

Nesse sentido, e como é possível ver nas soluções apresentadas, as emissões CO₂ referentes ao betão [27] numa laje pode representar perto de 90 % das emissões totais, pelo que se torna importante a redução do consumo de betão. Como se verifica nos casos apresentados, a aplicação de sistemas de pré-esforço em lajes, conduz a uma redução de aproximadamente 30 % das emissões de CO₂. Sendo previsíveis aplicações de taxas a materiais e produtos da construção referentes às emissões CO₂, as diferenças dos custos das soluções aqui apresentadas poderão, assim, ter resultados contrários.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho, teve como principal objetivo a apresentação de sistemas de pré-esforço aplicados em lajes de edifícios, tendo sido organizado, numa primeira fase, com a apresentação e descrição das principais características dos sistemas de pré-esforço, seguindo-se os campos de aplicação e critérios de dimensionamento, terminando com a apresentação de dois casos de estudo de soluções de lajes pré-esforçadas.

Relativamente ao estado-da-arte, foram apresentados os conceitos básicos e princípios da tecnologia de pré-esforço, citando a possibilidade de pré-esforçar para transformar o betão num material elástico, combinando aço de alta resistência com o betão, assim como para equilibrar cargas permanentes.

Foi dada especial atenção às características dos sistemas de pré-esforço, apresentando todos os elementos principais que os constituem e técnicas de aplicação, assim como a legislação aplicável.

Apresentou-se desta forma os diferentes tipos de aço usados nas estruturas pré-esforçadas, referindo a sua importância pela elevada resistência, apresentando-se na construção, sob a forma de fios, barras ou cordões. Assim como os fatores preocupantes na durabilidade deste tipo de estruturas, como é o caso da corrosão, em virtude dos diâmetros dos fios serem pequenos, e pelo facto do aço quando sujeito a elevadas tensões. Foi também referido a importância da qualidade do betão neste tipo de estruturas, devido ao facto de estas estarem sujeitas a elevadas forças de compressão quando aplicado o pré-esforço. De seguida foram apresentadas as bainhas, dentro dos quais se encontra a armadura de pré-esforço, com o objetivo principal de proteger e permitir o deslizamento das mesmas armaduras. A aplicação das bainhas dependem sobretudo do sistema de pré-esforço aplicado, se aderente ou não-aderente. Apesar de que, a aderência posterior do pré-esforço é conseguida após a injeção das caldas de cimento no interior das mesmas, tema que foi também referido neste trabalho, expondo a importância deste processo na qualidade da aderência e na durabilidade da estrutura. Por fim, apresentaram-se os métodos de aplicação de pré-esforço, assim como os vários tipos de

ancoragens usadas nos diferentes sistemas, referindo a importância desses dispositivos na introdução e manutenção das forças de tração nas armaduras. Pois é certo que a qualidade de uma estrutura de betão pré-esforçada, passa por uma garantia da qualidade dos materiais e a sua boa utilização.

No capítulo “Lajes de Edifícios” foram abordadas as várias distribuições possíveis de cabos de pré-esforço em diferentes tipos de lajes, apresentando-se também as várias disposições de cabos, quer em alçado quer em planta, por forma a tornar claros os vários efeitos da ação do pré-esforço numa laje de betão, dependendo do seu traçado e distribuição de cargas.

Foram ainda apresentados os fatores determinantes na escolha do sistema de pré-esforço, dependendo dos comprimentos e traçados dos cabos, assim como das condições de aplicação, de forma a conduzir a uma solução mais eficiente.

Nos critérios de dimensionamento, tomou-se como base a mais recente regulamentação em vigor, designadamente os Eurocódigos, tendo sido feita uma análise que incidiu sobretudo nas disposições relativas a ações e critérios de combinação das mesmas, e ainda nas imposições colocadas pela referida regulamentação no concerne aos vários critérios de verificação de segurança.

Na fase final deste trabalho, apresentaram-se dois casos de estudo distintos pela solução estrutural, uso e dimensão, reproduzindo duas situações correntes, onde foi possível quantificar, ao nível do custo e dos consumos, de uma forma simples e com sentido prático, na atualidade do nosso país, o impacto de soluções pré-esforçadas relativamente a soluções convencionais de lajes maciças de betão armado. Através deste estudo foi possível ilustrar, de uma forma clara, exemplos de concepção de lajes de betão pré-esforçado para edifícios.

Apesar deste estudo se ter centrado nas quantidades de material e nos respetivos custos, relativos às estruturas de betão armado com recurso a pré-esforço, deixa em aberto uma análise mais exaustiva das estruturas em causa. Convém referir que se poderia proceder a uma análise global das estruturas, analisando os impactos quer ao nível das fundações, quer ao nível dos esforços sísmicos.

No que diz respeito aos edifícios de habitação, pensamos que a sociedade está no sentido de valorizar o conforto melhorando o seu modo de vida. Isto é, até aqui a tendência era reduzir o espaço habitacional, juntando assim mais fogos num só edifício, resultando numa perda de conforto e consequente desvalorização. É certo que hoje em dia se valorizam os espaços amplos numa procura de qualidade de vida, permitindo assim que esta tecnologia ofereça a liberdade arquitetónica de desenhar novos conceitos habitacionais.

6. BIBLIOGRAFIA

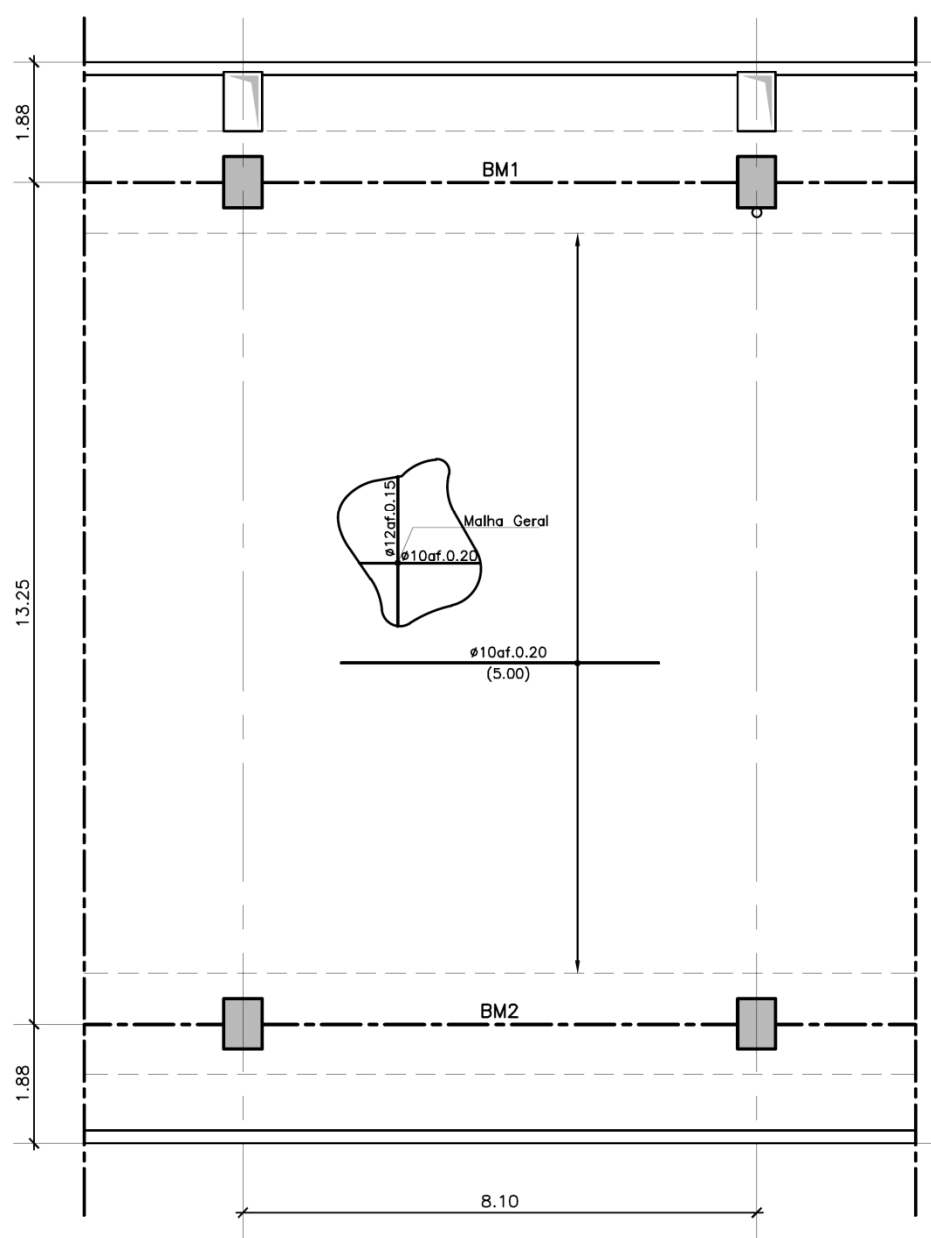
- [1] - Souza Veríssimo, G. - Fundamentos de Concreto Protendido - 1998.
- [2] - Fib Bulletin 31: Post-tensioning in buildings; Technical report, fib, February 2005.
- [3] - Santos, Á. e Guerra Martins, J. - Betão Armado e Pré-esforçado, Fundamentos de betão pré-esforçado - 1ª edição, 2006.
- [4] - La précontrainte de bâtiment - Catálogo Freyssinet, 2011.
- [5] - EN 10138: Prestressing steels – Part 3: Strand, September 2000.
- [6] - Emanuel Patrício Filipe, V. - Dimensionamento e pormenorização de elementos estruturais tipo parede com pré-esforço – Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, IST-UTL, 2008.
- [7] - Sousa Coutinho, J. - Melhoria da durabilidade do betão por tratamento da cofragem – FEUP, 2005.
- [8] - European Technical Approval No. ETA-06/0226 - Freyssinet, 2007.
- [9] - Grouting of post-tensioning tendons - 5 VSL Report Series, VSL International Ltd., May 2002.
- [10] - PE Unbonded low relaxation - The Siam Industrial Wire Co., Ltd., Catálogo SIW, 2011.
- [11] - Mário Vasconcelos Tavares Moreira, A. - Estudo sobre Caldas de Injeção das Bainhas de Pré-Esforço – Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Maio 2003.
- [12] - Martinetto di tesatura MC 4800 kN - TTM tension technology s.r.l., 2011.
- [13] - European Technical Approval No. ETA-06/0006 - VSL Post-Tensioning System, 2006.

- [14] - Sousa Camposinhos, R. - Lajes pré-esforçadas por cabos não aderentes, Um guia de dimensionamento e projeto – Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Construção de Edifícios, FEUP, 1991.
- [15] - Manual de Procedimentos, Qualidade e Segurança - FERCA, Construções Racionalizadas e Estruturas, Lisboa. S.A., Lisboa, 2010.
- [16] - ENV 13670-1, Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais, Norma Portuguesa, 2007.
- [17] - Sheet C1 – Embodied CO2 of Concrete and Reinforced Concrete, November 2008. Acedido em 14 de Dezembro de 2011, em: http://www.concretecentre.com/sustainability/energy_efficiency/embodied_c02.aspx.
- [18] - Fib Bulletin 56: Model Code 2010, First complete draft – Volume 2; April 2010.
- [19] - Post-tensioning systems for slabs - Technical Department Tensacciai, Tensacciai, February 2008.
- [20] - EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Norma Portuguesa, 2008.
- [21] - EN 1990 Eurocódigo: Bases para projeto de estruturas, Norma Portuguesa, 2009.
- [22] - Vinagre, J. – Acetatos de Lajes Pré-esforçadas – ESTB/IPS
- [23] - Marchão, C. e Appleton, J. - Estruturas de Betão II, Folhas de apoio às aulas - IST-UTL, 2008.
- [24] - EN 206-1: Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, Norma Portuguesa, 2007.
- [25] - EN 1991-1-1 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios; Norma Portuguesa, 2009.

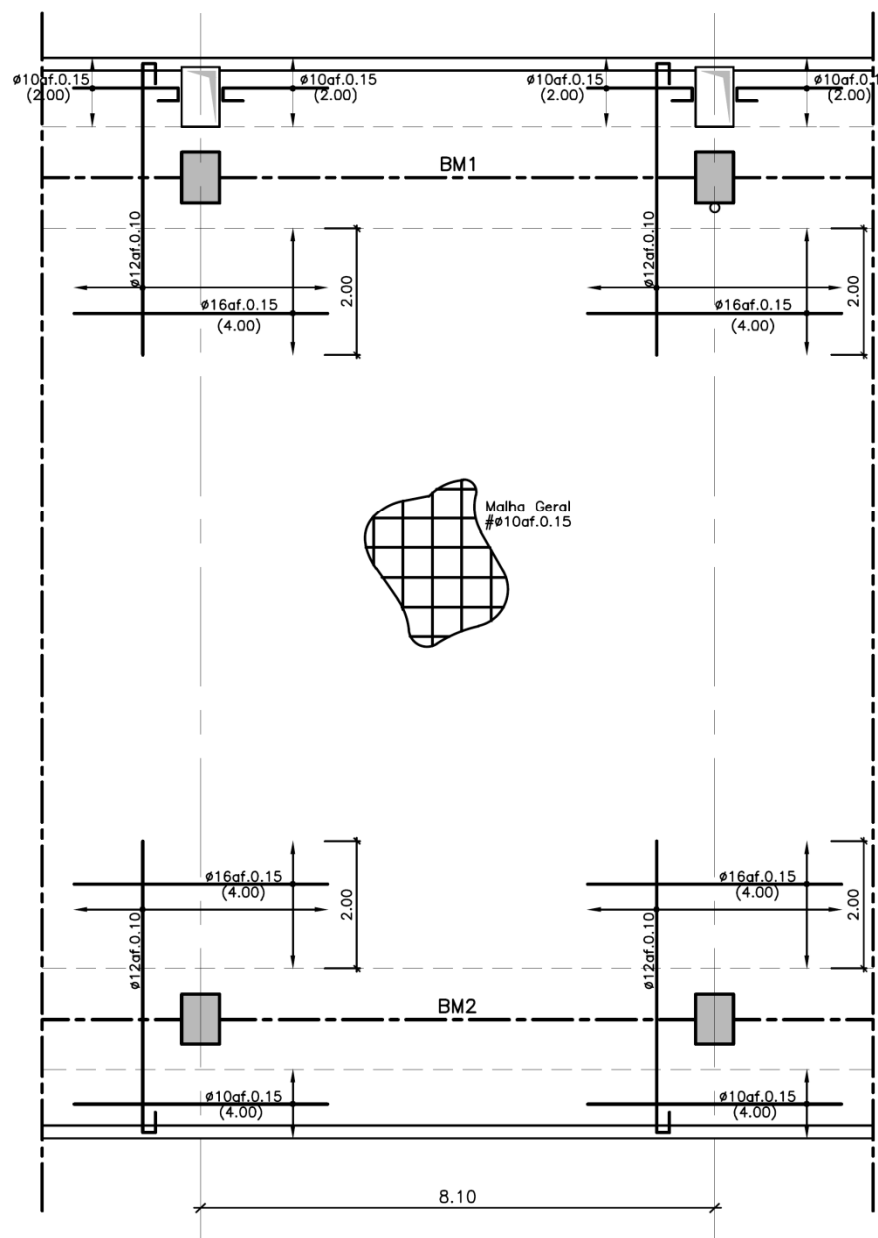
[26] - Istruzione operative per installazione tiranti pompa iniezione serie T500 - TTM tension technology s.r.l., 2011.

7. ANEXOS

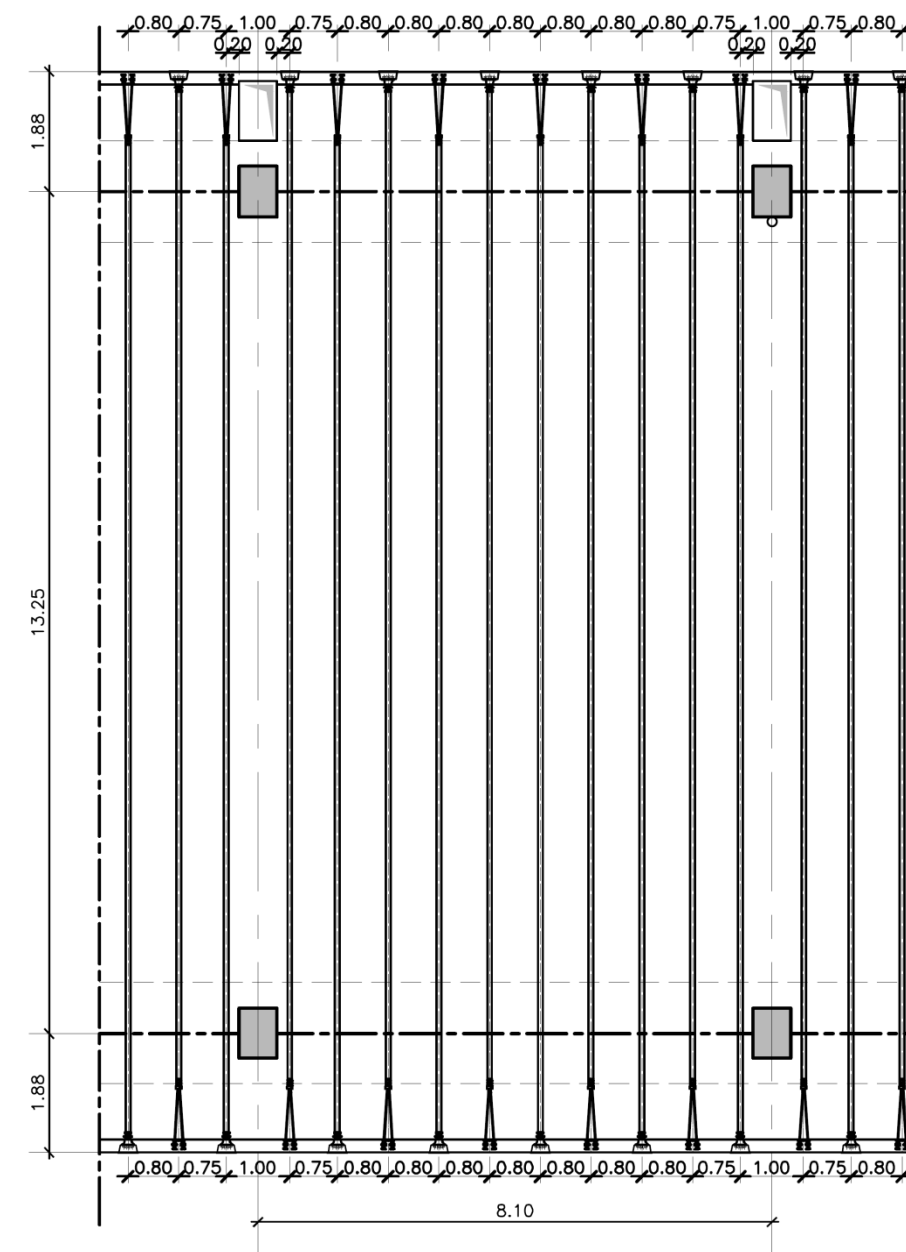
Anexo A.1 – Caso de estudo pré-esforço aderente – Solução pré-esforçada - Desenhos de armaduras e de cabos de pré-esforço



Armaduras Inferiores

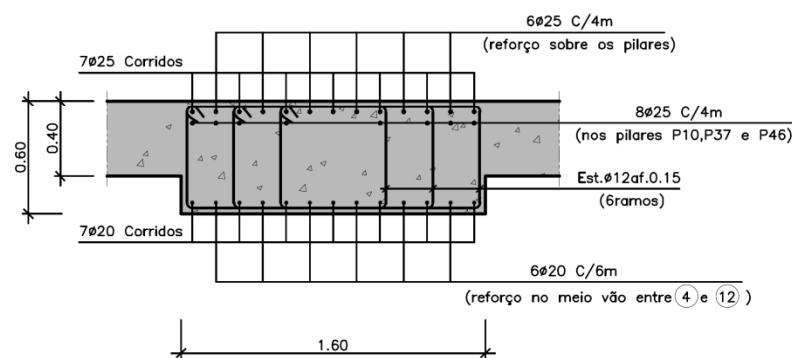


Armaduras Superiores

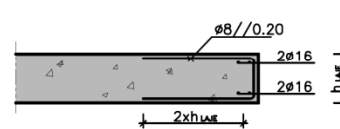


Armaduras de Pré-esforço

Bandas Maciças BM1 e BM2

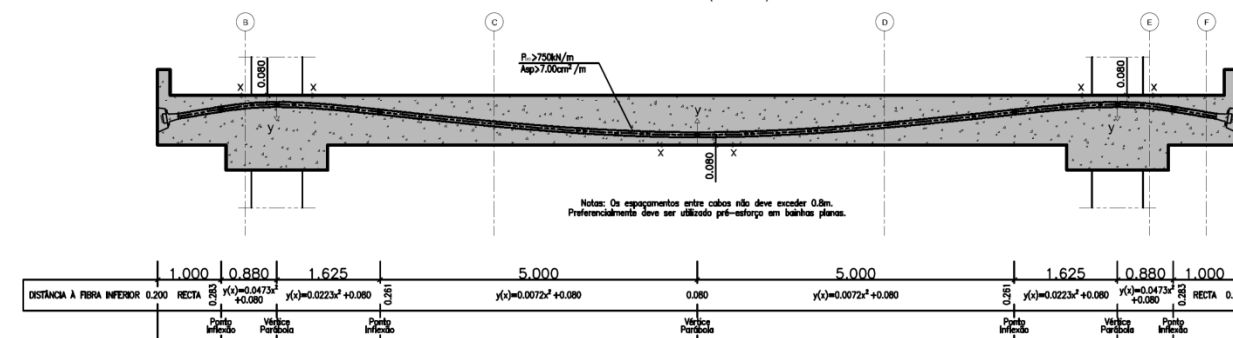


Pormenor de reforço de armaduras em bordo livre

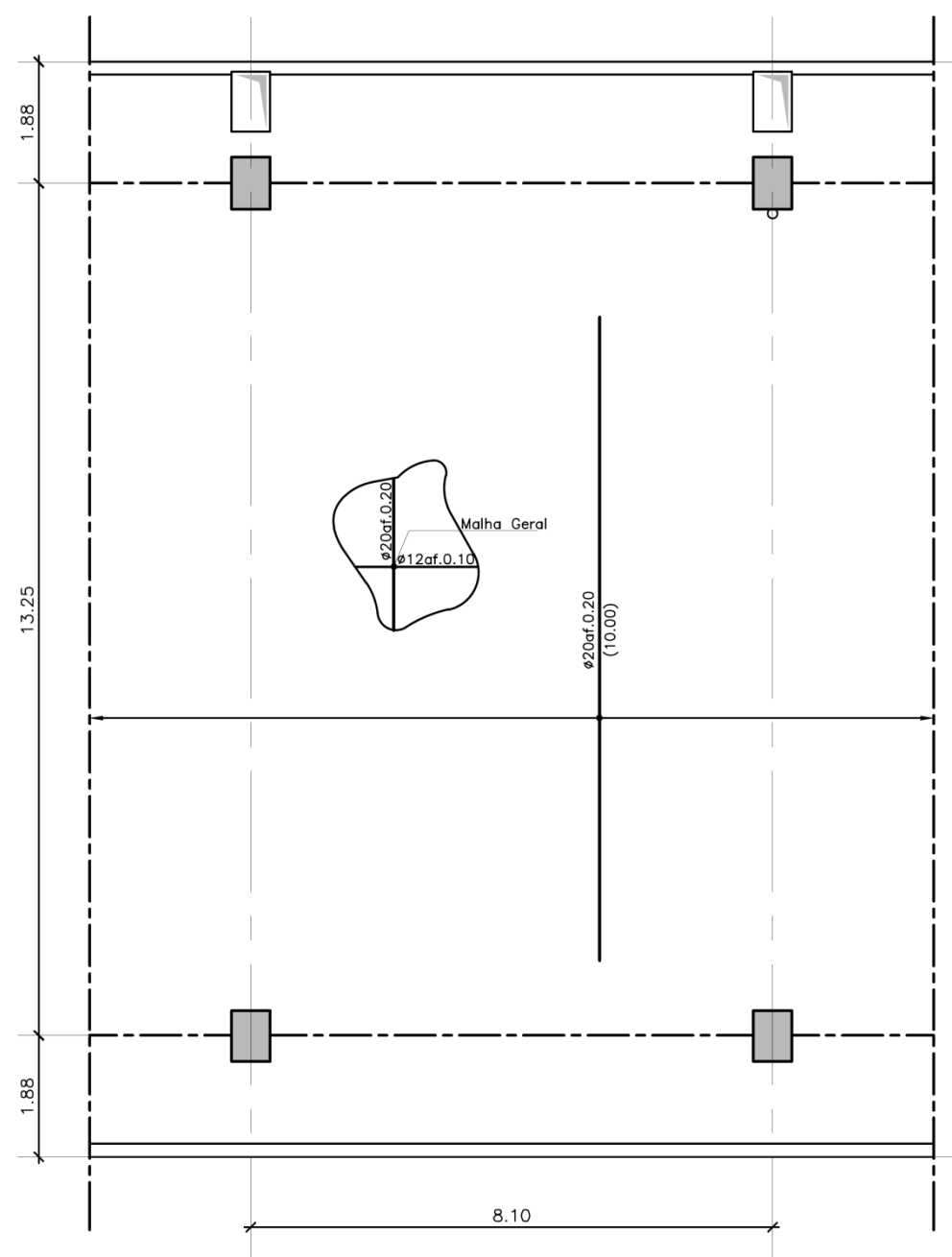


Traçado do Cabo de Pré-Esforço em Lajes

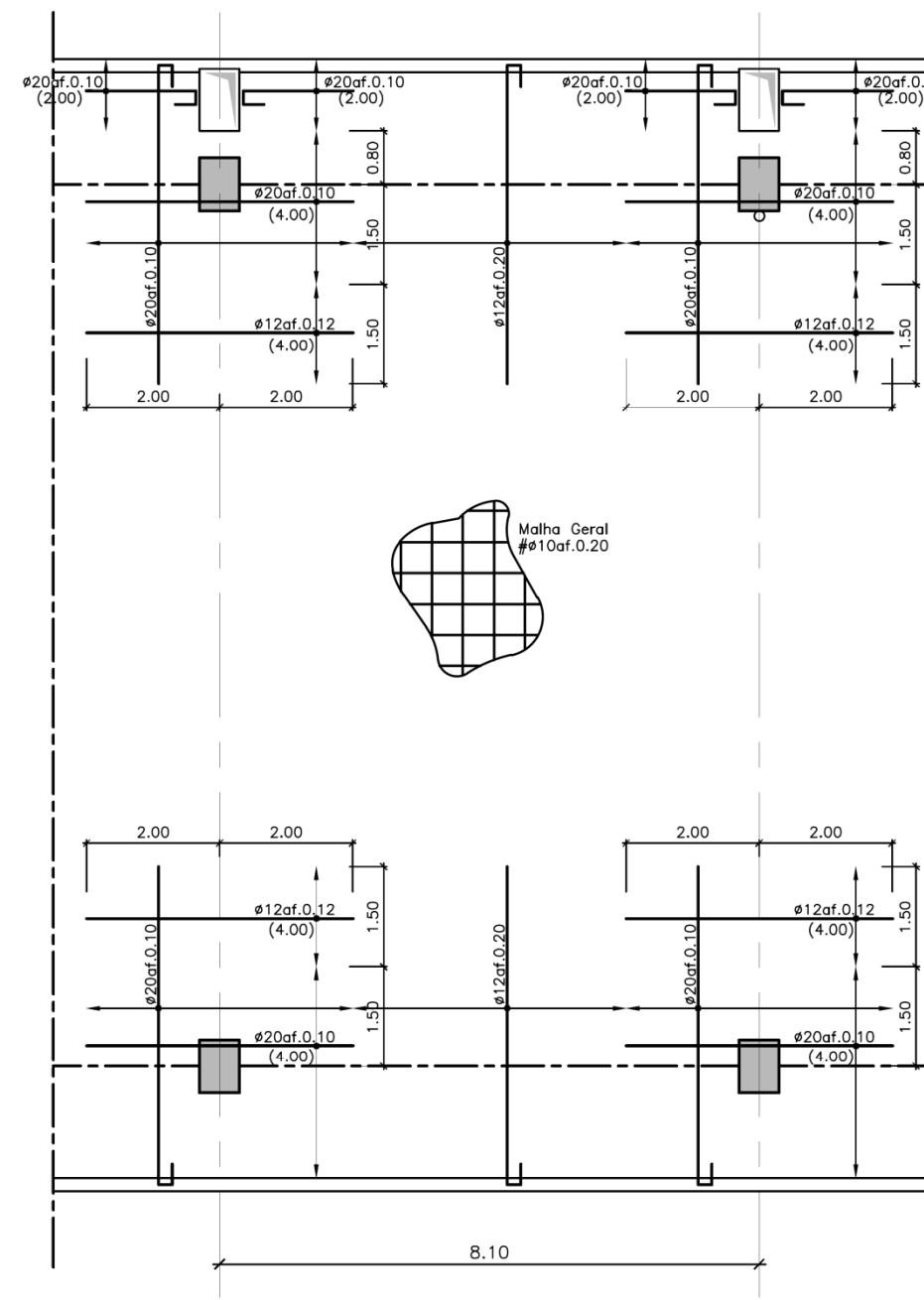
escala 1:50 (Horizontal)
escala 1:25 (Vertical)



Anexo A.2 – Caso de estudo pré-esforço aderente – Solução não pré-esforçada - Desenhos de armaduras

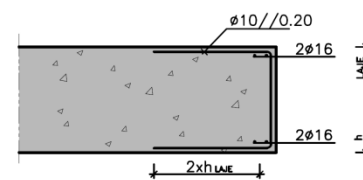


Armaduras Inferiores

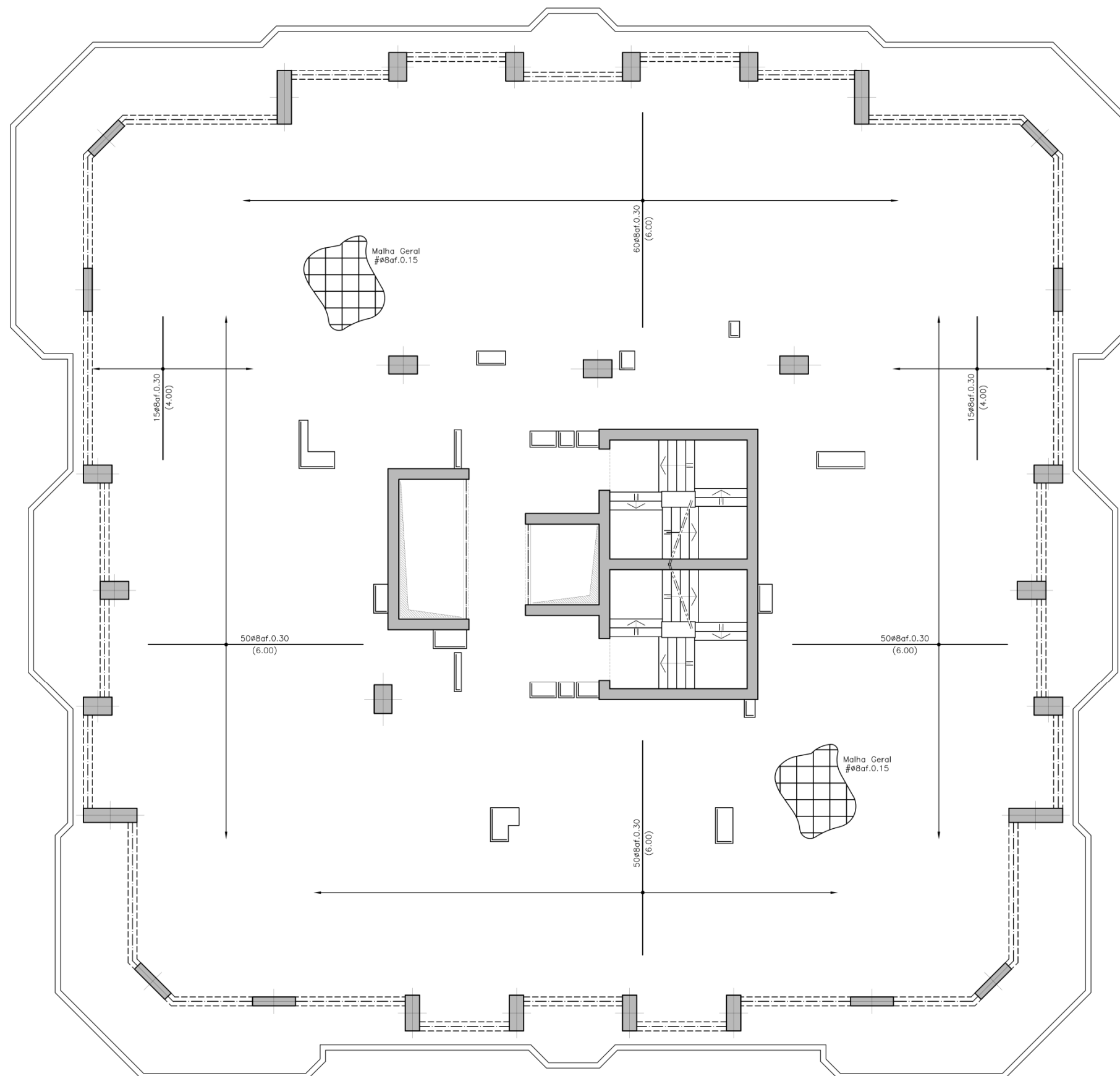


Armaduras Superiores

Pormenor de reforço de armaduras em bordo livre

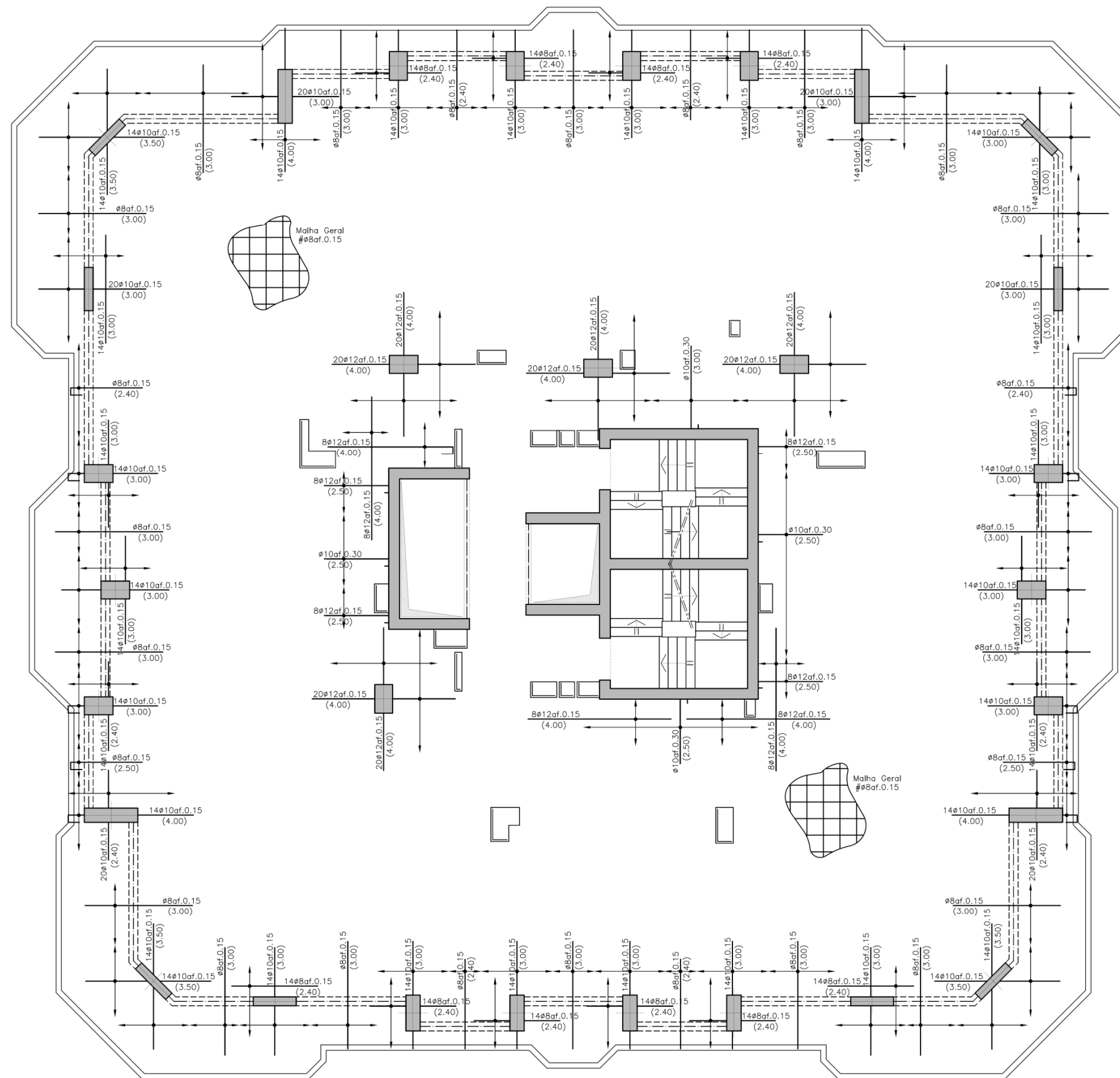


Anexo A.3 – Caso de estudo pré-esforço não-aderente – Solução pré-esforçada - Desenhos de armaduras inferiores



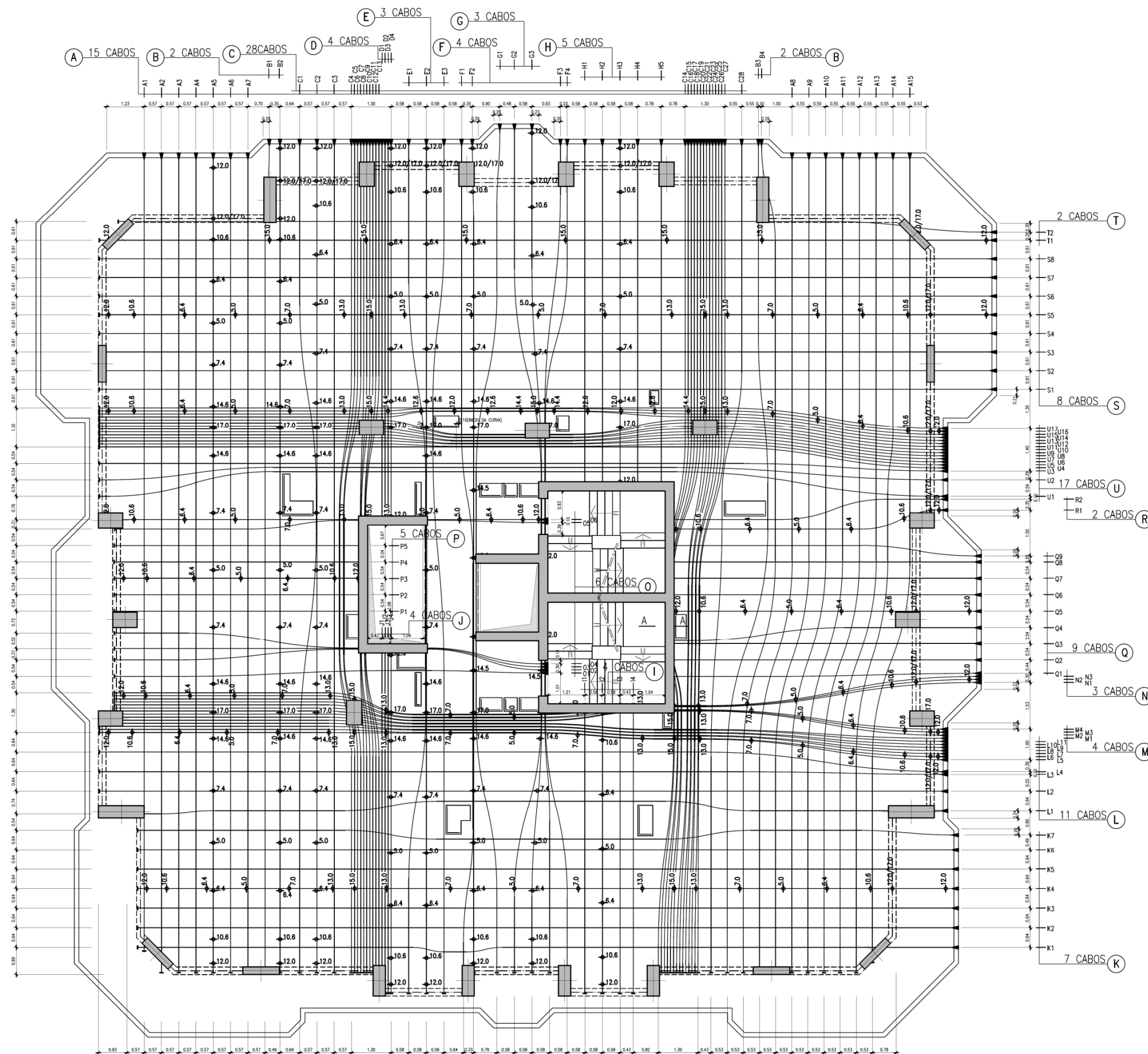
Armaduras Inferiores

Anexo A.4 – Caso de estudo pré-esforço não-aderente – Solução pré-esforçada - Desenhos de armaduras superiores

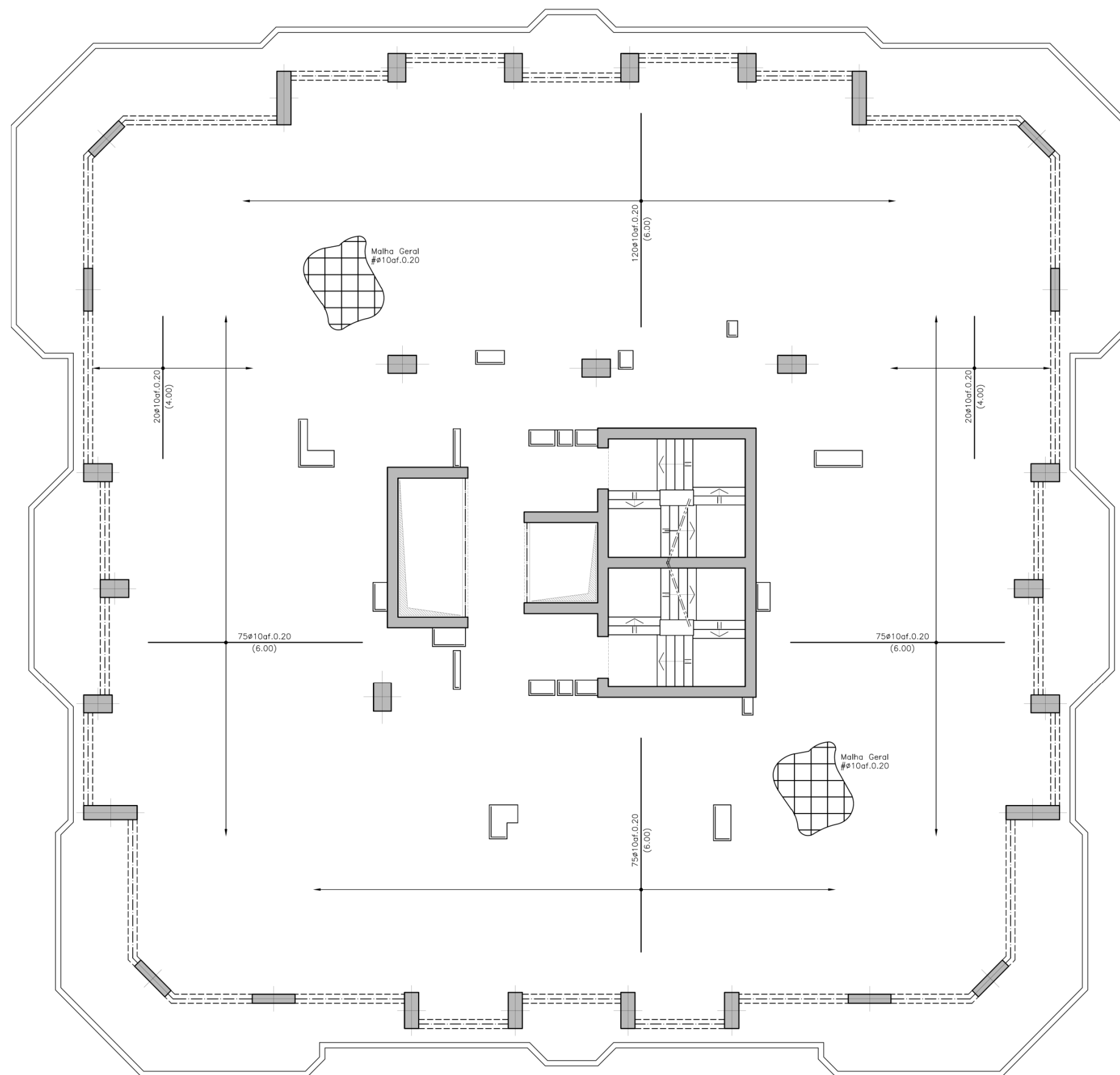


Armaduras Superiores

Anexo A.5 – Caso de estudo pré-esforço não-aderente – Solução pré-esforçada - Desenhos de cabos de pré-esforço

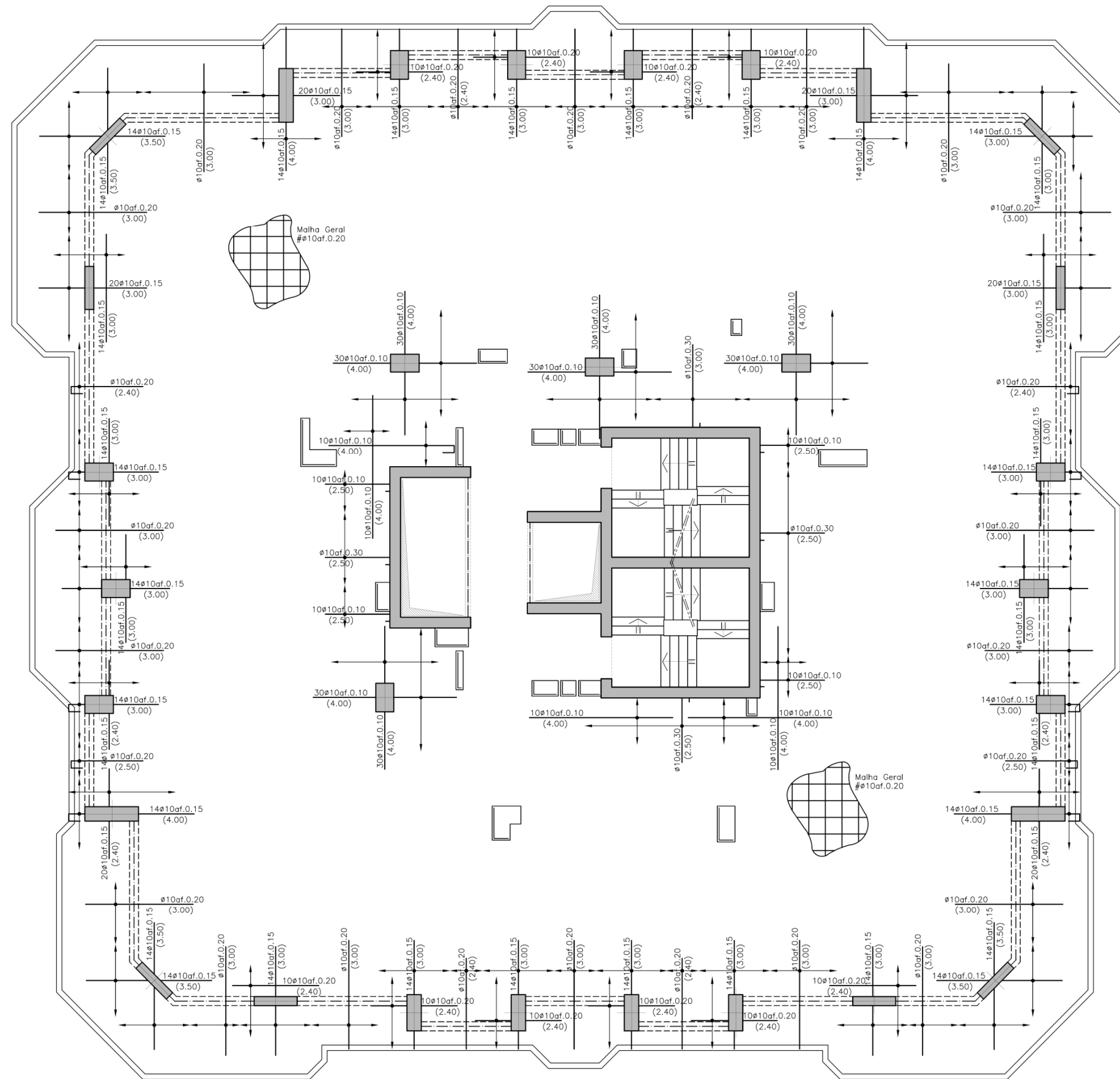


Anexo A.6 – Caso de estudo pré-esforço não-aderente – Solução não pré-esforçada - Desenhos de armaduras inferiores



Armaduras Inferiores

Anexo A.7 – Caso de estudo pré-esforço não-aderente – Solução não pré-esforçada - Desenhos de armaduras superiores



Armaduras Superiores