



M 2015

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DOS EFEITOS DA RETRAÇÃO IMPEDIDA EM LAJES DE EDIFÍCIOS, EM BETÃO ARMADO, COM BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO

CARLA DOS SANTOS CONFRARIA
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DOS EFEITOS DA RETRAÇÃO IMPEDIDA EM LAJES DE EDIFÍCIOS, EM BETÃO ARMADO, COM BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO

CARLA DOS SANTOS CONFRARIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE
CONSTRUÇÃO**

Orientador: Professor Doutor Carlos Filipe Ferreira de Sousa

Coorientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

O futuro pertence àqueles que acreditam na beleza dos seus sonhos

Eleanor Roosevelt

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar expresso o meu sincero agradecimento ao Professor Carlos Sousa, orientador científico desta dissertação, por ter acreditado nas minhas capacidades e me ter motivado e incentivado a abraçar este desafio. Estou grata pela dedicação que demonstrou ao longo da realização do mesmo e pela disponibilidade incondicional em ajudar-me a ultrapassar todas as dificuldades.

Agradeço ao Professor Rui Faria, coorientador científico desta dissertação, pelo apoio que deu durante a realização deste trabalho, através de sugestões que se revelaram bastante uteis para o seu desenvolvimento.

Agradeço ao Sr. Virgílio Rosa, administrador da empresa Artebel®, pela disponibilidade demonstrada para a realização desta parceria e pelo material cedido para execução de ensaios laboratoriais.

Estou também grata ao Sr. José Andrade, diretor da segunda unidade fabril da Artebel®, pela cedência de informação útil para o desenvolvimento deste trabalho e pelo tempo despendido numa visita guiada às instalações da fábrica em que me explicou todo o processo de fabrico dos produtos.

Agradeço também ao LEMC e a todos os colaboradores por toda a simpatia e ajuda na realização dos ensaios laboratoriais.

Agradeço em especial à minha família, por me apoiarem ao longo de todo o meu percurso académico, pelos conselhos sábios, pelo carinho e principalmente por serem um exemplo a seguir.

Por fim, guardo um agradecimento especial ao Rui Pereira, pelo apoio, com palavras de encorajamento, e pelo carinho demonstrado. Sem ele este percurso teria sido bem mais sinuoso.

RESUMO

No presente trabalho é elaborado um estudo do comportamento em serviço de lajes com blocos de aligeiramento, abordando em pormenor o efeito da retração impedida combinado com a existência de cargas verticais uniformemente distribuídas. Quando as lajes se encontram fortemente restringidas, por muros ou núcleos rígidos, as deformações impostas restringidas dão origem a esforços axiais de tração que poderiam, caso não fossem devidamente tidos em conta no dimensionamento, levar ao aparecimento de fendas com abertura de valor não admissível.

Para compreender o comportamento em serviço de construções em betão armado são inicialmente estudados os modelos de comportamento dos materiais que as constituem: modelos para simular o comportamento diferido do betão não fendilhado, incluindo os fenómenos de retração e fluência e modelos para ter em conta os efeitos da fendilhação, considerando os fenómenos de *tension softening* e *tension stiffening*.

Posteriormente, são apresentados os resultados de ensaios laboratoriais destinados a avaliar propriedades relevantes (no contexto da presente dissertação) dos blocos de aligeiramento, nomeadamente a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a retração por secagem. Com estas propriedades analisa-se, em seguida, a influência que os blocos de aligeiramento têm na rigidez da laje e nas tensões e deformações devidas à retração da mesma.

Neste trabalho, são estudadas lajes com comportamento unidirecional e bidirecional. Nas lajes com comportamento unidirecional analisam-se diferentes esquemas estruturais, vãos, tipos de apoios, espessuras da laje e quantidade de armadura. No caso das lajes com comportamento bidirecional, apenas é analisada uma estrutura, que pretende simular um painel interior de uma laje fungiforme, com dimensões em planta de 7.2 x 7.2 m². Nas análises não é considerada a influência da rigidez dos blocos uma vez que, num trabalho desta natureza, não seria possível iniciar as análises após obter os resultados experimentais sobre o comportamento dos blocos.

Os objetivos principais da dissertação consistem na compreensão do comportamento em serviço das lajes em estudo e na avaliação do esforço axial instalado nestas lajes, a considerar nas verificações em estado limite de serviço (nomeadamente no controlo da fissuração). Sabe-se que o esforço axial de fendilhação ($N_{cr} = A_c \times f_{ctm}$) constitui, nos casos correntes, um limite superior para esse valor. No entanto, esse limite pode ser excessivamente conservativo (e portanto antieconómico) e, por outro lado, em alguns casos particulares, não estar mesmo do lado da segurança. Assim, apresentam-se nesta dissertação os resultados de um conjunto de análises que permitiram obter uma estimativa do esforço realmente instalado, em serviço, nas lajes em estudo.

Conclui-se que, em todos os casos de estudo, à exceção da zona de apoio da laje fungiforme, o esforço axial verdadeiramente instalado é inferior ao esforço axial de fendilhação, sendo cerca de 65% do mesmo, valor este que permite poupanças de armadura, comparativamente a procedimentos de dimensionamento que consideram um esforço axial de tração igual a N_{cr} .

PALAVRAS-CHAVE: laje em betão, retração, deformação imposta restringida, fendilhação, bloco de aligeiramento

ABSTRACT

This dissertation focuses on the study of the service behaviour of voided slabs with lightweight mortar blocks, through the detailed analysis of the effect of restrained shrinkage combined with uniformly distributed vertical loads. When the slabs are highly restricted by walls or elevator shafts, for example, the imposed deformations lead to axial tensile forces, which could give rise to non-admissible crack openings if these forces are not taken into account in the design. In order to understand the service behaviour of reinforced concrete constructions, one must first analyse the constitutive behaviour of the materials: models to simulate the long term behaviour of the uncracked concrete, including the shrinkage and creep effects; and models to describe the effects of cracking, taking into consideration tension softening and tension stiffening phenomena.

Afterwards, the results of lab tests, which aim to assess relevant properties of the lightweight blocks (for the purpose of this thesis), are presented; namely the compressive strength, the modulus of elasticity and the drying shrinkage. With these properties, one can analyse the influence of the blocks in terms of: stiffness of the slabs; stresses and deformations due to shrinkage.

This dissertation includes the study of the behaviour of one and two-way slabs. The study of the one-way slabs includes the analysis of different structural systems, spans, types of restraints, slab thicknesses and amounts of reinforcement. In what concerns two-way slabs, only one structure is analysed and it aims to simulate an inner panel of a flat (fungiform) slab with the dimensional geometry of $7.2 \times 7.2 \text{ m}^2$. In this type of study, the influence of the block stiffness is not considered since it would not be possible to start the analysis after reaching the experimental results pertaining to the behaviour of the blocks.

The main purpose of this dissertation consists in understanding the service behaviour of the studied slabs, as well as the assessment of the axial force in these same slabs which should be considered in the verifications in the service limit state (especially to control crack openings). The axial cracking force ($N_{cr} = A_c \times f_{ctm}$) is known commonly to be an upper limit to the axial force. However, that limit may be excessively conservative (and so anti-economical) and, in some specific cases, may even be unsafe. The results of several analyses are therefore presented in this dissertation, allowing an estimate of the true axial force applied to the studied slabs.

It was concluded that, in every studied case, except for the support area of the fungiform slab, the true axial force was lower than the axial cracking force - it only reached about 65% of N_{cr} . This percentage allows an economisation of reinforcement comparatively to design procedures which consider an axial tensile force equal to N_{cr} .

KEYWORDS: Concrete slab, shrinkage, restrained imposed deformation, cracking, lightweight shuttering block

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS	2
2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM SERVIÇO DO BETÃO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO NÃO FENDILHADO	6
2.2.1. RETRAÇÃO	6
2.2.2. FLUÊNCIA	7
2.3. COMPORTAMENTO BETÃO FENDILHADO	9
2.3.1. MODELOS DE FENDILHAÇÃO	9
2.3.2. CARACTERIZAÇÃO DO EFEITO DE <i>TENSION SOFTENING</i>	10
2.3.3. CARACTERIZAÇÃO DO EFEITO DE <i>TENSION STIFFENING</i>	11
3. COMPORTAMENTO DOS BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. COMPOSIÇÃO, PROCESSO DE FABRICO E GEOMETRIA	15
3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES	18
3.3.1. DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES	18
3.3.2. DETERMINAÇÃO DA PERCENTAGEM DE FURAÇÃO	19
3.3.3. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	21
3.3.4. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	26
3.3.5. DETERMINAÇÃO DA RETRAÇÃO POR SECAGEM	31
3.4. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO NAS PROPRIEDADES DE RETRAÇÃO DO BETÃO	35

3.4.1. INFLUÊNCIA SOBRE A RIGIDEZ DA LAJE	37
3.4.2. INFLUÊNCIA SOBRE AS TENSÕES E DEFORMAÇÕES DEVIDAS À RETRAÇÃO DO BETÃO	38

4. CARACTERIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS EM ANÁLISE E DOS MODELOS ADOTADOS

43

4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. GEOMETRIA, PROPRIEDADES MATERIAIS E AÇÕES.....	44
4.3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS	46

5. METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO EM ELS.....

49

5.1. INTRODUÇÃO	49
5.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	49
5.3. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO.....	50
5.3.1. TENSÃO NA ARMADURA.....	50
5.3.2. CÁLCULO DA ABERTURA DE FENDAS SEGUNDO A MC2010 (CEB-FIB, 2010).....	52

6. ESTUDO UNIDIRECIONAL DE LAJES ALIGEIRADAS RESTRINGIDAS AXIALMENTE, SOB A AÇÃO DE CARGAS VERTICAIS

55

6.1. INTRODUÇÃO	55
6.2. ANÁLISE DE VÃOS ISOLADOS BI-ENCASTRADOS	55
6.2.1. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO	56
6.2.2. ANÁLISE NÃO LINEAR.....	56
6.2.3. CONCLUSÕES	63
6.3. ANÁLISE DE VÃOS CONTÍNUOS DE LAJES COM UMA GRANDE RESTRIÇÃO AXIAL	64
6.3.1. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO	65
6.3.2. ANÁLISE NÃO LINEAR.....	66
6.3.3. CONCLUSÕES	73

7. ESTUDO BIDIRECIONAL DE LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS RESTRINGIDAS AXIALMENTE, SOB A AÇÃO DE CARGAS VERTICAIS	75
7.1. INTRODUÇÃO.....	75
7.2. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO	76
7.3. ANÁLISE NÃO LINEAR	78
7.4. CONCLUSÕES.....	84
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	87
8.1. CONCLUSÕES.....	87
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	88
BIBLIOGRAFIA	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – <i>Tension cut-off</i> criteria utilizado no software DIANA (<i>User's Manual, DIANA-9.6</i>).....	9
Fig. 2.2 - Diagrama de amolecimento tensão-extensão de fendilhação adotado, de modo simplificado, no software.....	11
Fig. 2.3 - Método para a determinação da área efetiva de betão: a) vigas; b) lajes; c) elementos em tração (CEB-FIB 2010).....	12
Fig. 2.4 - Diagrama tensão-extensão de fendilhação utilizado no presente trabalho para definição do efeito <i>tension stiffening</i>	12
Fig. 2.5 - Diagrama multilinear da relação entre a extensão média e a tensão aplicada para o betão tracionado.....	13
Fig. 2.6 - Diagrama bilinear tensão-extensão considerado para definição da armadura no software.....	14
Fig. 3.1 – Representação esquemática do "Fungibloco" com dimensões em centímetros.....	16
Fig. 3.2 - Posições de medição impostas pela norma (CEN, 2011)	18
Fig. 3.3 - Impressão em papel dos contornos da superfície com recurso a lápis de cera.....	20
Fig. 3.4 - Recorte da impressão com separação das áreas correspondentes à furação	20
Fig. 3.5 - Preparação da superfície dos blocos por esmerilagem.....	21
Fig. 3.6 - Preparação da superfície dos blocos por nivelamento com argamassa	22
Fig. 3.7 - Ensaio de resistência à compressão dos blocos.....	22
Fig. 3.8 - Provete retificado após o ensaio de resistência à compressão	23
Fig. 3.9 - Gráfico força-deformação obtido durante o ensaio dos blocos retificados.....	24
Fig. 3.10 - Provete com superfície preparada por esmerilagem após o ensaio de resistência à compressão.....	25
Fig. 3.11 - Gráfico força-deformação obtido durante o ensaio dos blocos não retificados.....	25
Fig. 3.12 - Procedimento de preparação dos blocos para ensaio de determinação do módulo de elasticidade.....	27
Fig. 3.13 - Amostra número 1 antes da realização do ensaio com os transdutores já posicionados.....	28
Fig. 3.14 - Gráfico força-extensão, obtido no ensaio da amostra 1, para cada tipo de extensómetro.....	28
Fig. 3.15 - Amostra número 2 antes da realização do ensaio com os transdutores já posicionados.....	29
Fig. 3.16 - Gráfico força-extensão obtido no ensaio da amostra 2 para cada tipo de extensómetro	30
Fig. 3.17 - Gráfico força-extensão obtido no ensaio da amostra 3 para cada tipo de extensómetro	30
Fig. 3.18 - Gráfico tensão-extensão correspondente a valores médios obtidos nos ensaios das amostras 2 e 3.....	31

Fig. 3.19 - Colagem das fixações usadas na medição com recurso à barra de referência (base de medida)	32
Fig. 3.20 - Pormenor de colagem de fixação com metal liquido	32
Fig. 3.21 - Defletómetro utilizado na medição das deformações ocorridas durante a retração dos blocos	32
Fig. 3.22 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio para os vários pontos num mesmo bloco	33
Fig. 3.23 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio para os vários pontos no quarto bloco	34
Fig. 3.24 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio em cada provete	34
Fig. 3.25 - Representação em planta de uma porção de laje composta por quatro zonas de aligeiramento	35
Fig. 3.26 - Secção transversal sem consideração dos blocos de aligeiramento	36
Fig. 3.27 - Secção transversal considerando os blocos de aligeiramento em corte transversal (Corte A-A')	36
Fig. 3.28 - Secção transversal considerando os blocos de aligeiramento em corte longitudinal (Corte B-B')	36
Fig. 3.29 - Etapas de cálculo do estado de tensão e deformação a longo prazo, provocado pela retração diferencial	38
Fig. 3.30 - Diagrama de tensões normais no betão (à esquerda) e no bloco (à direita) para o corte A-A'	40
Fig. 3.31 - Diagrama de tensões normais no betão (à esquerda) e no bloco (à direita) para o corte B-B'	40
Fig. 4.1 – Modelo utilizado na análise de vãos isolados de lajes	43
Fig. 4.2 - Modelos utilizado na análise de vãos contínuos de lajes	44
Fig. 4.3 - Modelo utilizado na análise bidirecional de lajes	44
Fig. 4.4 – Secção transversal de betão adotada na análise de lajes com comportamento unidirecional	45
Fig. 4.5 - Corte transversal da laje com comportamento bidirecional ao longo do alinhamento dos pilares	45
Fig. 4.6 - Divisão da secção transversal das análises unidireccionais em zonas e representação dos pontos de integração	47
Fig. 4.7 - Divisão da secção transversal das análises bidireccionais em camadas e representação dos pontos de integração	47
Fig. 4.8 - Cronogramas de tempo, real e do <i>software</i> , e instantes de aplicação das cargas nas análises não-lineares (Ribeiro, 2014)	48
Fig. 5.1 – Equilíbrio em flexão composta, numa secção em "T", para um esforço axial de pequena excentricidade	50

Fig. 5.2 - Equilíbrio em flexão composta, para um esforço axial de média ou grande excentricidade (Apontamentos Estruturas de Betão 1, FEUP)	51
Fig. 5.3 - Desenvolvimento de tensões no aço, betão e interface entre ambos na zona adjacente a uma fenda (CEB-FIB, 2010)	53
Fig. 6.1 – Modelo utilizado na análise de vãos isolados de lajes	56
Fig. 6.2 - Diagramas de tensões no betão considerados no cálculo analítico e obtidos nas análises não lineares para a zona do apoio e para a zona do meio vão no vão de 6,5 metros	59
Fig. 6.3 - Evolução da tensão no betão ao nível da armadura para o vão de 6,5 metros na zona de meio vão considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3.....	59
Fig. 6.4 - Evolução da extensão no betão ao nível da armadura para o vão de 6,5 metros na zona de meio vão considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3.....	60
Fig. 6.5 - Variação do esforço axial no apoio para o modelo de laje com vão de 7.0 m	60
Fig. 6.6 - Variação do momento fletor no apoio para o modelo de laje com vão de 7.0 m	61
Fig. 6.7 - Variação do esforço axial no apoio para o modelo de laje com vão de 8.5 m	61
Fig. 6.8 - Variação do momento fletor no apoio para o modelo de laje com vão de 8.5 m	61
Fig. 6.9 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para o tramo de laje com 7.0 m de vão	62
Fig. 6.10 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para o tramo de laje com 8.5 m de vão	62
Fig. 6.11 - Modelo utilizado na análise de vãos contínuos de lajes.....	64
Fig. 6.12 - Secção transversal do núcleo rígido.....	65
Fig. 6.13 - Diagrama de momentos fletores resultante da segunda análise não linear com estimativa de armadura obtida considerando $N=N_{DIANA}^1$ para a hipótese 1	67
Fig. 6.14 - Diagrama de momentos fletores resultante da segunda análise não linear com estimativa de armadura obtida considerando $N=N_{DIANA}^1$ para a hipótese 2.....	67
Fig. 6.15 - Variação do esforço axial no apoio de extremidade na primeira hipótese de análise	69
Fig. 6.16 - Variação do esforço axial no apoio de extremidade na segunda hipótese de análise.....	69
Fig. 6.17 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para a primeira hipótese de análise	70
Fig. 6.18 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para a segunda hipótese de análise.....	70
Fig. 6.19 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 1 (sem impulso de terras).....	72
Fig. 6.20 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 1 (com impulso de terras).....	72
Fig. 6.21 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 2 (sem impulso de terras).....	73
Fig. 6.22 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 2 (com impulso de terras).....	73
Fig. 7.1 – Vão interior de uma laje com dimensões 7.2 X 7.2 m ² analisado ao longo do capítulo	75
Fig. 7.2 - Modelo utilizado nas análises não lineares (vista em planta).....	76

Fig. 7.3 - Divisão da laje em pórticos e faixas para implementação do método dos pórticos equivalentes	77
Fig. 7.4 - Distribuição do esforço axial ao longo das superfícies obtida através da análise não linear.....	81
Fig. 7.5 - Distribuição do momento fletor ao longo das superfícies obtida através da análise não linear.....	81
Fig. 7.6 - Evolução da flecha ao longo do tempo	82
Fig. 7.7 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, após a aplicação do peso próprio.....	82
Fig. 7.8 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, após a aplicação da sobrecarga.....	83
Fig. 7.9 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, ao fim de 50 anos.....	83
Fig. 7.10 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, após a aplicação do peso próprio.....	84
Fig. 7.11 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, após a aplicação da sobrecarga.....	84
Fig. 7.12 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, ao fim de 50 anos	84

ÍNDICE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores mínimos, médios e máximos para as dimensões dos "Fungiblocos"	19
Tabela 3.2 - Razão entre a soma da espessura dos septos pelo comprimento perpendicular a estes	19
Tabela 3.3 – Valores mínimos, médios e máximos para a percentagem de furação dos blocos	20
Tabela 3.4 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos blocos retificados	24
Tabela 3.5 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos blocos não retificados.....	26
Tabela 3.6 - Resultados do ensaio para determinação do módulo de elasticidade na amostra 1	29
Tabela 3.7 – Resultados do ensaio para determinação do módulo de elasticidade nas amostras 2 e 3.....	30
Tabela 3.8 - Propriedades geométricas e rigidez da secção de betão.....	37
Tabela 3.9 – Propriedades geométricas e rigidez da secção composta	37
Tabela 3.10 - Valores utilizados no cálculo das tensões e deformações em ambas as secções	39
Tabela 3.11 - Propriedades, esforços, tensões e curvatura para as secções compostas	40
Tabela 4.1 – Propriedades materiais adotadas	46
Tabela 5.1 – Valores para τ_{bms} , β e η_r	54
Tabela 6.1 – Resultados obtidos através de cálculos analíticos considerando a secção em flexão composta, com $N=N_{cr}$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm	56
Tabela 6.2 - Resultados obtidos na análise não linear, para a estimativa de armadura considerando a secção em flexão composta ($N=N_{cr}$)	57
Tabela 6.3 – Esforços e armadura e tensão na armadura estimada através de cálculos analíticos, modo a obter $w_k = 0.3$ mm	57
Tabela 6.4 - Resultados obtidos na terceira análise não linear considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3	58
Tabela 6.5 – Resultados obtidos por Carvalho (2013) na análise de vãos isolados de lajes maciças bi-encastadas.....	63
Tabela 6.6 - Resultados obtidos na presente dissertação na análise de vãos isolados de lajes aligeiradas bi-encastadas	63
Tabela 6.7 – Caracterização das hipóteses 1 e 2 e apresentação dos momentos fletores elásticos máximos	65
Tabela 6.8 - Armadura estimada através de cálculos analíticos considerando $N=0$ e $N=N_{cr}$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm	66
Tabela 6.9 – Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$...66	
Tabela 6.10 – Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=N_{cr}$	67

Tabela 6.11 - Esforços axiais obtidos na segunda análise não linear e armadura estimada através de cálculos analíticos considerando $N=N_{DIANA}^2$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm.....	68
Tabela 6.12 – Resultados obtidos na terceira análise não linear, considerando a estimativa de armadura apresentada na Tabela 6.11.....	68
Tabela 6.13 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$	70
Tabela 6.14 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=N_{cr}$	71
Tabela 6.15 – Esforços e armadura estimada através de cálculos analíticos, para fazer face a tais esforços e de modo a obter $w_k = 0.3$ mm.....	71
Tabela 6.16 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N = 0.3 \times N_{cr}$	72
Tabela 6.17 - Aberturas de fendas, tensão na armadura na secção da fenda e esforço axial. Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$	72
Tabela 7.1 – Valores para distribuição dos momentos fletores pelas faixas	77
Tabela 7.2 - Momentos fletores elásticos distribuídos pela faixa sobre os pilares e pela faixa central	77
Tabela 7.3 – Armaduras estimada através de cálculos analíticos considerando $N=0$ e de modo a obter $w_k = 0.3$ mm.....	78
Tabela 7.4 - Esforço axial de fendilhação e armaduras obtidas através de cálculos analíticos considerando este esforço e os momentos fletores elásticos de modo a obter $w_k = 0.3$ mm	78
Tabela 7.5 – Valores das aberturas de fendas e esforço axial obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$	78
Tabela 7.6 - Valores das aberturas de fendas e esforço axial obtidos na análise não linear considerando a armadura estimada com $N=N_{cr,min}$	79
Tabela 7.7 – Esforço axial e momentos fletores para o cálculo analítico da armaduras de modo a obter $w_k = 0.3$ mm.....	80
Tabela 7.8 - Resultados da análise não linear considerando a armadura apresentada na Tabela 7.7.....	80
Tabela 7.9 – Comparação dos resultados obtidos por Ribeiro (2014) e os obtidos nas análises efetuadas na presente dissertação	85

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

SÍMBOLOS

\bar{I}_x - momento de inércia da secção homogeneizada

\bar{Y}_G - centro geométrico da secção homogeneizada

$\frac{1}{r}$ - curvatura da secção transversal

$h_{c,eff}$ - altura de betão envolvente da armadura que efetivamente contribui para determinar o valor de $A_{c,eff}$

ϕ_s - diâmetro do varão

\bar{A} - área da secção homogeneizada

$A_{c,eff}$ - área da secção efetiva de betão que envolve as armaduras tracionadas

A_c - área de secção transversal de betão

A_s - área de armadura necessária

$E_{c,adj}(\infty, t_0)$ - módulo de elasticidade efetivo ajustado

E_{cm} - módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias

E_s - módulo de elasticidade do aço

F_{inf} - força axial de tração na armadura inferior

$F_{máx}$ - carga máxima

F_{sup} - força axial de tração na armadura superior

G_F - energia de fratura do betão

M_{pu} - massa da área correspondente à face total dos blocos (NP EN 772-2)

M_{pv} - massa das áreas correspondentes à furação dos blocos (NP EN 772-2)

N_{DIANA} - esforço axial obtido através de uma análise não-linear recorrendo ao programa de cálculo usado (DIANA)

$N_{cálculo}$ - esforço axial utilizado para a estimativa da armadura

$N_{cr,min}$ - esforço axial de fendilhação calculado considerando apenas a zona correspondente à laje aligeirada

N_{cr} - esforço axial de fendilhação

$P_{c,q,p}$ - ação atuante em combinação quase permanente de ações

Y_G - centro geométrico de uma secção

e_{max}^{inf} - distância entre o eixo da armadura inferior e o centro geométrico da secção

e_{max}^{sup} - distância entre o eixo da armadura superior e o centro geométrico da secção

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

f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

f_{sy} - tensão de cedência da armadura

f'_{sy} - tensão de cedência fictícia da armadura

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência da armadura

g_f - área do gráfico que define o efeito de *tension softening*

g_k - valor característico de uma ação permanente

k_t - coeficiente de correção para lajes com secção em T

$l_{s,max}$ - metade da distância máxima entre fendas

q_k - valor característico de uma ação variável

s_{rm} - valor médio da distância média entre fendas

t_{DIANA} - idade do betão desde o início da análise

t_s - idade do betão (dias) no início da retração por secagem

w_d - abertura de fendas considerada à superfície do betão

$w_{k,Analítico}$ - abertura de fendas calculada de modo analítico

$w_{k,DIANA}$ - abertura de fendas calculada a partir dos resultados obtidos na análise não-linear

w_{lim} - valor nominal limite de abertura de fendas, considerado à superfície do betão

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

$\alpha_{e,(c,q,p)}$ - razão entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do betão

β_{RH} - coeficiente que depende da humidade relativa

$\beta_c(t - t_0)$ - coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência ao longo do tempo

$\beta_s(t, t_s)$ - coeficiente que descreve a desenvolvimento da retração no tempo

β_{sc} - coeficiente que depende do tipo de cimento

β_t - parâmetro que depende da duração do carregamento

ε_{*3} - extensão que ocorre para uma tensão igual a $\beta_t \times f_{ctm}$

$\varepsilon_c(t)$ - extensão total no instante de tempo t

$\varepsilon_{cT}(t)$ - deformação térmica

$\varepsilon_{cc}(t)$ - deformação de fluência no instante $t > t_0$

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ - deformação instantânea

ε_{cm} - extensão média no betão entre fendas ao longo de $l_{s,max}$

$\varepsilon_{cn}(t)$ - deformação não mecânica

ε_{cr}^{DIANA} - extensão correspondente a uma abertura de fenda calculada através da análise não-linear

$\varepsilon_{cs}(t)$ - deformação de retração

ε_{cs0} - coeficiente de retração nominal

ε_{cs}^{dif} - retração diferencial

ε_{ct} - extensão associada ao final do comportamento elástico do betão à tração simples

$\varepsilon_{c\sigma}(t)$ - deformação mecânica

$\varepsilon_{nn,*3}^{cr}$ - extensão de fendilhação que ocorre para uma tensão igual a $\beta_t \times f_{ctm}$

$\varepsilon_s(f_{cm})$ - extensão que depende do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

ε_{sm} - extensão média da armadura ao longo de $l_{s,max}$

ε_{ts} - extensão máxima de cálculo associada ao diagrama tensão-extensão correspondente ao efeito de *tension softening*

η_r - coeficiente para considerar a contribuição da retração do betão

ρ_{eff} - percentagem de armadura de tração efetiva

$\sigma_c(t_0)$ - tensão constante aplicada ao betão

$\sigma_{m\acute{a}x}$ - tensão máxima

$\sigma_{s,Analitico}$ - tensão na armadura calculada de modo analítico

$\sigma_{s,DIANA}$ - tensão na armadura na secção da fenda, obtida através da análise não-linear

σ_s - tensão na armadura de tração admitindo a secção totalmente fendilhada

σ_{sr} - tensão máxima na armadura na zona de fendas em fase de formação de fendas

τ_{bms} - tensão de aderência média ao longo do comprimento de deslizamento entre o aço e o betão, relativa ao quantil inferior

τ_m - tensão de aderência entre as armaduras e o betão envolvente

φ_0 - coeficiente nominal de fluência

σ_s - tensão na armadura tracionada calculada de modo analítico

h - espessura equivalente do elemento

A - variável auxiliar de cálculo da força de tração axial superior e inferior

B - variável auxiliar de cálculo da força de tração axial superior e inferior

E - módulo de elasticidade [GPa]

EI - rigidez da secção transversal

I - momento de inércia

K - coeficiente de transmissão térmica [W/m²0K]

M - momento fletor

N - esforço axial

RH - humidade relativa

c - recobrimento da armadura

d - altura útil da secção transversal dada pela distância entre o centro de gravidade das armaduras e o bordo mais comprimido da secção

e - excentricidade do esforço axial dada pela razão entre o momento fletor e o esforço axial

k - parâmetro empírico para ter em consideração a influencia do betão de recobrimento

m - coeficiente de homogeneização

s - coeficiente que depende do tipo de cimento

t - idade do betão (dias)

u - perímetro de betão exposto

ν - coeficiente de Poisson

x - profundidade do eixo neutro

β - coeficiente empírico para avaliar a tensão média ao longo de $l_{s,max}$, que depende do tipo de carregamento

γ - peso específico

ξ - razão entre o esforço axial atuante em fase de serviço e N_{cr}

ξ - posição do eixo neutro

$\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência

χ - coeficiente de envelhecimento

ACRÓNIMOS

EC2 - Eurocódigo 2

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

FC - Faixa Central

FP - Faixa sobre Pilares

MC2010 - Model Code 2010

MC90 - Model Code 1990

MEF - Método dos Elementos Finitos

ABREVIATURAS

Coef - Coeficiente

Comp - Comprimento

Esp - Espessura

Ext - Exterior

Inf - Inferior

Int - Interior

Larg - Largura

Long - Longitudinais

Prof - Profundidade

Ref - Referência

Sup - Superior

Trans - Transversais

Var - Variação

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

As lajes, são definidas pela EN 1992-1 como um elemento cuja dimensão mínima no seu plano não é inferior a 5 vezes a sua espessura total. Podem ser classificadas de diferentes formas, tendo em conta o tipo de apoio, a constituição, o modo de flexão, a caracterização do seu comportamento e o modo de fabrico. Relativamente ao tipo de apoio, as lajes podem dividir-se em: lajes vigadas, quando apoiam em vigas e lajes fungiformes, quando apoiam diretamente sobre os pilares.

Ao longo do presente trabalho irá ser abordado o comportamento de lajes unidireccionais e de lajes fungiformes.

As lajes fungiformes geralmente são armadas em duas direções e podem ser maciças ou aligeiradas. Estas são, essencialmente, de três tipos: maciças com espessura constante, maciças ou aligeiradas com reforço de punçoamento (capitéis/espessamentos) e aligeiradas. De acordo com Lopes (2008), as lajes fungiformes maciças são as que apresentam menor capacidade de superar grandes vãos, sendo o campo de utilização preferencial desta solução entre 4 m e 6 m de vão. Estas lajes devem resistir aos esforços de punçoamento recorrendo, se necessário, a armaduras ordinárias e, quando tal não é suficiente, a espessamentos ou capitéis sobre os pilares. Desta forma, consegue-se uma laje fungiforme com reduzida espessura e em que a resistência ao estado limite último (ELU) de punçoamento é garantido pelo aumento da espessura da laje sobre os pilares. Segundo Lopes (2008), a gama de aplicação desta solução atinge os 8 m de vão. Por último, quando o objetivo é realizar vãos que podem atingir os 10 m, a solução a adotar é laje fungiforme aligeirada (Lopes, 2008). Dentro das lajes fungiformes aligeiradas distinguem-se dois tipos: com molde perdido, que são constituídas por betão *in-situ* e blocos de aligeiramento que ficam retidos na laje após a betonagem e com molde recuperável, que são constituídas por betão *in-situ* e moldes que, tal como o nome indica, são recuperados após o betão ganhar uma resistência suficiente permitindo assim a sua reutilização.

A presente dissertação irá debruçar-se sobre a análise do comportamento em serviço de lajes aligeiradas com moldes perdidos quando sujeitas a cargas verticais e com impedimento à deformação axial e o estudo das características dos blocos de aligeiramento (molde perdido) e a sua influência no comportamento em serviço da laje. A modelação deste tipo de lajes permite simular, por exemplo, caves de edifícios e parques de estacionamento, sujeitos a cargas verticais provocadas pela movimentação de veículos, que estão restringidos de se deformar no seu plano por parte dos muros de contenção de terras e núcleos de rigidez.

As deformações impostas podem resultar da livre contração da laje por efeito da retração e das variações de temperatura. Estas deformações, quando impedidas, levam ao aparecimento, ao longo do

tempo, de esforços de tração que podem ser significativos e que, combinados com as tensões de tração provocadas pelas cargas aplicadas, podem chegar a atingir os valores de resistência à tração do betão, levando, conseqüentemente, ao aparecimento de fendas. A fendilhação é um fenómeno quase inevitável em estruturas de betão armado, devido essencialmente à baixa resistência à tração do betão. Como tal, é um fenómeno natural numa estrutura de betão sendo o seu controlo um dos requisitos que o projetista deve respeitar. O controlo de fendilhação baseia-se na limitação da abertura de fendas o que, dependendo do tipo de estrutura e do ambiente envolvente, contribui de maneira decisiva para a funcionalidade, durabilidade e aspeto estético (Carvalho, 2013).

A presente dissertação estuda o efeito das deformações impostas no comportamento das lajes aligeiradas restringidas axialmente, em conjunto com as cargas verticais a que as mesmas estão sujeitas, ou seja combinando os momentos flectores com os esforços axiais de tração resultantes de tais deformações. Tendo em conta os esforços em causa, para análises em estado limite serviço (ELS), as lajes encontram-se submetidas a flexão composta e o estudo é feito recorrendo a uma análise não linear considerando os efeitos de retração e fluência e simulando a fendilhação através de modelos de fendilhação distribuída.

Quanto maior for a retração do betão e a restrição à deformação, maior será o esforço axial de tração a que a laje fica sujeita. Assim, é de extrema importância quantificar corretamente este esforço, de modo a possibilitar o cálculo do acréscimo de armadura, devido ao efeito das deformações impostas, que é necessário prever nas lajes para fazer o controlo da fendilhação. No entanto, o Eurocódigo 2 (CEN, 2004) não fornece indicações precisas sobre o procedimento para ter em conta o efeito das deformações imposta, isto é, não indica qual o valor do esforço axial de tração a considerar. Na ausência dessa indicação, o projetista pode ser levado a considerar um esforço axial igual ao esforço axial de fendilhação (N_{cr}) para peças sujeitas unicamente a esforço axial. Contudo, o esforço axial verdadeiramente instalado em elementos de betão, devido ao efeito da retração impedida, pode ser bastante inferior ao valor assumido, levando a uma quantidade de armadura necessária significativamente inferior quando comparada com a armadura calculada através do critério referido.

De modo a estimar o valor do esforço axial realmente instalado em fase de serviço, com o objetivo de fornecer indicações que possam ser aplicadas na prática, nas verificações em Estado Limite de Serviço, recorreu-se ao programa de cálculo, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), DIANA. Este *software* permitiu simular, através de análises não lineares e diferidas, o processo de fissuração do betão em tração, a interação do betão entre fendas com as armaduras e ainda incluir os efeitos de retração e fluência do betão.

Vários estudos foram já efetuados acerca deste assunto por diversos autores tais como, Camara e Luís (2006), Camara e Figueiredo (2012), Carvalho (2013) e Ribeiro (2014) no entanto todos eles abordaram as lajes maciças. A presente dissertação tem assim os seguintes objetivos: estudar a influência da retração impedida sobre o comportamento em serviço de lajes com blocos de aligeiramento, considerando o efeito combinado das cargas aplicadas exteriormente, recorrendo a uma análise não linear do comportamento dos materiais; estimar o valor do esforço axial a considerar, nesse tipo de lajes, na quantificação da abertura de fendas em fase de serviço. Consideram-se vãos e condições de apoio típicas.

1.2. ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

A presente dissertação está dividida em 8 capítulos. No primeiro capítulo (Introdução), faz-se um enquadramento geral do tema a ser desenvolvido ao longo do trabalho e enunciam-se os principais objetivos a atingir.

No segundo capítulo são apresentados os modelos de comportamento dos materiais considerados ao longo no estudo, nas análises não lineares do comportamento em serviço das lajes. É apresentado o comportamento diferido do betão não fendilhado, incluindo os fenómenos de retração e fluência, e do betão fendilhado, através da caracterização dos efeitos de *tension softening* e *tension stiffening*. É feita também uma breve abordagem acerca do modelo de fendilhação adotado ao longo do presente trabalho.

No terceiro capítulo é avaliado o comportamento dos blocos de aligeiramento fornecidos pela empresa Artebel®. A avaliação passou por caracterizar a sua composição, processo de fabrico e geometria e por realizar ensaios laboratoriais de modo a obter propriedades que fossem relevantes para o desenvolvimento do trabalho, tais como a resistência à compressão, módulo de elasticidade e retração por secagem. Por fim, fez-se uma avaliação geral do comportamento dos blocos, analisando a influência que os mesmos têm no comportamento em serviço da laje composta.

O quarto capítulo reserva-se à caracterização das estruturas analisadas recorrendo ao *software* de cálculo automático baseado no método de elementos finitos (MEF), dando ênfase às características geométricas, às propriedades materiais e às ações a que as mesmas vão estar sujeitas. Neste capítulo são também abordados os modelos adotados em cada análise, bem como, o tipo de elementos finitos utilizados.

Ao longo do capítulo 5 abordam-se as metodologias de dimensionamento em estado limite de serviço, utilizadas ao longo da dissertação. Dá-se maior realce ao estado limite de fendilhação, uma vez que é o principal problema resultante da retração impedida das lajes, apresentando-se o método de cálculo da tensão no aço na secção da fenda e da abertura de fendas segundo o *Model Code 2010*.

No sexto capítulo é descrito o estudo de lajes aligeiradas com comportamento unidirecional com restrição da deformação axial e sob a ação de cargas verticais. Neste capítulo, descrevem-se inicialmente os modelos que vão ser apresentados em termos de vãos e condições de apoio. Depois, comparam-se os resultados das análises não lineares considerando valores extremos para o esforço axial, N , instalado em serviço na laje ($N=0$ ou $N=N_{cr}$). As análises efetuadas permitiram retirar conclusões importantes sobre a correta quantificação da armadura neste tipo de lajes.

No sétimo capítulo é apresentado o estudo de uma laje fungiforme aligeirada com comportamento bidirecional, com restrição total da deformação axial. A estrutura considerada neste capítulo é semelhante a uma das consideradas no capítulo 6, sendo a única diferença, o facto de se tratar de uma laje fungiforme, analisada tridimensionalmente, enquanto no capítulo anterior é analisada uma estrutura com comportamento unidirecional. As análises efetuadas foram também semelhantes às realizadas no sexto capítulo, permitindo obter os esforços axiais realmente instalados na laje, em serviço, que garantam o cumprimento do controlo da fendilhação.

Por fim, no oitavo capítulo é apresentada uma síntese do trabalho realizado, salientando as principais conclusões e sugerindo alguns possíveis desenvolvimentos futuros que possam dar continuidade ao progresso dos estudos nesta área.

2

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO EM SERVIÇO DO BETÃO

2.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do presente capítulo caracteriza-se o comportamento do betão em serviço face às ações a que vai estar sujeito. Divide-se a caracterização em: análise do comportamento diferido do betão não fendilhado, tendo em conta os efeitos de retração e fluência, e análise do comportamento do betão fendilhado, tendo em conta os efeitos de *tension softening* e *tension stiffening*. São ainda apresentados os parâmetros a ter em conta na análise não linear no programa de cálculo DIANA e o modelo de fendilhação adotado.

Um elemento de betão fendilha, quando lhe são impostas ações que induzem tensões de tração superiores às que o material é capaz de suportar. Estas ações podem ser externas ao elemento, como é o caso de uma carga aplicada, ou podem ser ações resultantes das propriedades dos materiais que o constituem, como é o caso da retração.

A extensão total no instante de tempo t , $\varepsilon_c(t)$, de um elemento de betão carregado uniaxialmente a partir do instante t_0 , é expresso pela equação (2.1).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (2.1)$$

em que:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$	deformação instantânea;
$\varepsilon_{cc}(t)$	deformação de fluência no instante $t > t_0$;
$\varepsilon_{cs}(t)$	deformação de retração;
$\varepsilon_{cT}(t)$	deformação térmica.

A equação (2.1) pode ser dividida em duas componentes, de acordo com as equações (2.2) e (2.3). A primeira depende diretamente do estado de tensão que é aplicado ao elemento, $\varepsilon_{c\sigma}(t)$, e por isso também designada por deformação mecânica, e a segunda, pelo contrário, não está dependente deste, $\varepsilon_{cn}(t)$, designando-se por deformação não mecânica.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (2.3)$$

Por outro lado, enquanto a deformação instantânea depende exclusivamente da tensão aplicada ao elemento de betão, e da sua composição e idade, as restantes deformações dependem também das condições ambientais a que o elemento está sujeito, mais concretamente da humidade e temperatura. Estas vão variando lentamente com tempo e cada vez menos ao longo deste, podendo ser por isso designadas de deformações diferidas.

2.2. COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO NÃO FENDILHADO

2.2.1. RETRAÇÃO

A retração é uma propriedade reológica do betão que consiste numa redução de volume devido à perda de humidade, seja no estado fresco ou no estado endurecido, sem incluir os efeitos das variações de temperatura e tensões exteriores. Depende de diversos fatores, nomeadamente: da dimensão da peça, do teor em água da amassadura, da dosagem de cimento, da natureza e da granulometria dos inertes, da duração do período inicial da cura, da luminosidade ambiente e da composição química do betão (Leitão 2011).

Durante as várias fases de vida do betão ocorrem diversos tipos de deformações de retração:

- retração plástica, que é devida à evaporação de água à superfície, quando o betão está ainda no seu estado plástico (antes da presa);
- retração autógena, também designada por retração química ou retração por autodissecação, que resulta da diminuição de volume durante a hidratação do cimento (o volume da pasta de cimento hidratado é inferior à soma do volume de água com o volume de cimento antes da reação química), sendo independente das condições de humidade;
- retração de secagem, que se produz por difusão da água para as faces expostas à secagem, na presença de um gradiente hídrico entre o betão e o meio ambiente;
- retração por carbonatação, que é causada pela reação da pasta de cimento hidratado com o dióxido de carbono do ar na presença de humidade, que começa à superfície do betão e evolui para o interior à medida que avança a carbonatação do betão;
- retração térmica, que consiste na contração do betão após a sua presa, ocorrendo dissipação de elevadas temperaturas geradas pela libertação do calor de hidratação (Favre et al. 1997).

O conhecimento da retração em elementos de betão, ganha maior importância quando estes se encontram impedidos de se deformar. Quanto maior for a limitação imposta pela estrutura aos deslocamentos, maiores serão as tensões de tração provocadas e consequentemente maiores serão as aberturas de fendas.

Após o endurecimento do betão, a causa mais importante da fendilhação de retração é a retração por secagem. Este tipo de retração processa-se essencialmente da superfície para o interior das peças, dando origem ao aparecimento de tensões internas autoequilibradas (trações à superfície e compressões no interior do elemento), que podem dar origem a fissuras (Leitão, 2011).

A avaliação da deformação de retração, ao longo do presente trabalho, é feita com base nas equações (2.4) a (2.9) do *Model Code* 1990 (CEB-FIP, 1991). Não foi utilizado um modelo de cálculo da deformação de retração mais recente, uma vez que este é o que está implementado no programa de cálculo utilizado.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \times \beta_s(t, t_s) \quad (2.4)$$

em que:

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	deformação total de retração no betão no instante t ;
ε_{cs0}	coeficiente de retração nominal;
$\beta_s(t, t_s)$	coeficiente que descreve a desenvolvimento da retração no tempo;
t	idade do betão (dias);
t_s	idade do betão (dias) no início da retração por secagem.

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \times \beta_{RH} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \times \beta_{sc} \times \left(9 - \frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \times 10^{-6} \quad (2.6)$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (2.7)$$

$$\beta_s(t, t_s) = \left[\frac{(t-t_s)}{350 \times \left(\frac{h}{100} \right)^2 + (t-t_s)} \right]^{0.5} \quad (2.8)$$

$$h = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (2.9)$$

em que:

β_{sc}	coeficiente que depende do tipo de cimento: $\beta_{sc} = 4$ para cimentos do tipo SL; $\beta_{sc} = 5$ para cimentos do tipo NR e $\beta_{sc} = 8$ para cimentos do tipo RS;
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa);
RH	humidade relativa ambiente (%);
h	espessura equivalente do elemento (mm), dado pela equação (2.9);
A_c	área de secção transversal de betão;
u	perímetro de betão exposto.

2.2.2. FLUÊNCIA

Um elemento de betão, quando sujeito a uma tensão constante, para além de ter uma deformação elástica instantânea, resultante do instante inicial de carregamento, possui também uma deformação diferida no tempo, resultante do carácter permanente do carregamento. A esta deformação, dá-se o nome de fluência e é geralmente aceite que a mesma ocorre devido, exclusivamente, à fluência da pasta de cimento hidratado, uma vez que os agregados de densidade normal apresentam uma fluência desprezável. A fluência da pasta de cimento hidratado é condicionada, principalmente, pela água contida na pasta. Para além dos movimentos de água (dependentes do estado de tensão) no sistema poroso da pasta, ocorrem processos de deslizamento e compactação. A alteração do conteúdo de humidade na pasta provocado, por exemplo, pela secagem, acelera este processo (Sousa, 2004).

Tendo em conta que o estudo desenvolvido na presente dissertação envolve o conhecimento aprofundado do efeito da retração, é fundamental ter também em conta o efeito da fluência, uma vez que ambos se desenvolvem simultaneamente para carregamentos de longa duração e que a fluência altera significativamente a resposta da estrutura.

Ao longo da presente dissertação o efeito da fluência será contabilizado seguindo o sugerido no MC90 (CEB-FIP, 1991). Apesar da referida norma definir a fluência com base na idealização de que o betão se encontra sobre a influência de tensões de compressão, é geralmente aceite que o comportamento do betão tracionado pode ser considerado de forma igual ao betão comprimido, até se dar a fendilhação: modelo viscoelástico com envelhecimento (Sousa 2004).

A extensão de fluência num determinado instante, t , de um elemento de betão carregado a uma idade t_0 , $\varepsilon_{cc}(t)$, é geralmente expressa em função do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, do modo definido na equação (2.10).

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varepsilon_{ci} \times \varphi(t, t_0) \quad (2.10)$$

em que:

ε_{ci} deformação instantânea, dada pela equação (2.11);

$\varphi(t, t_0)$ coeficiente de fluência, calculado pela equação (2.12).

$$\varepsilon_{ci} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \quad (2.11)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t - t_0) \quad (2.12)$$

onde:

$\sigma_c(t_0)$ tensão constante aplicada ao betão;

E_{ci} módulo de elasticidade do betão aos 28 dias calculado de acordo com a equação (2.13);

φ_0 coeficiente nominal de fluência dado pelas equações (2.14) a (2.17);

$\beta_c(t - t_0)$ coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência ao longo do tempo, calculado pelas equações (2.18) e (2.19).

$$E_{ci} = 2,15 \times 10^4 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (2.13)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (2.14)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,46 \times (h/100)^{1/3}} \quad (2.15)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{(f_{cm}/10)^{0,5}} \quad (2.16)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (2.17)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (2.18)$$

$$\beta_H = 150 \times \left[1 + \left(1,2 \times \frac{RH}{100} \right)^{18} \right] \times \frac{h}{100} + 250 \leq 1500 \quad (2.19)$$

com:

f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa);

RH humidade relativa ambiente (%);

h espessura equivalente do elemento (mm), dado pela equação (2.9).

2.3. COMPORTAMENTO DO BETÃO FENDILHADO

2.3.1. MODELOS DE FENDILHAÇÃO

Em modelos numéricos atuais, são usados, correntemente, dois tipos de modelos de fendilhação:

- Modelo de fendilhação discreta - neste modelo, a fenda é formada na interface de dois elementos. Após a abertura da fenda as condições de apoio alteram-se. As propriedades da fendilhação são descritas pela lei constitutiva da interface (CEB-FIB, 2010).
- Modelo de fendilhação distribuída - de acordo com esta abordagem, a fenda é modelada assumindo danos ortotrópicos no betão, na área atribuída a um elemento ou a um ponto de integração. Isto é, com a fendilhação, a relação tensão-extensão inicialmente isotrópica é substituída por uma relação tensão-extensão ortotrópica (Sousa, 2004). A fenda é modelada numa banda de fendilhação. Durante a fase de propagação de fendas a tensão localiza-se dentro da banda de fendilhação devido ao efeito de *tension softening*. No betão simples, a objetividade da solução (sensibilidade baixa da malha) é assegurada considerando o tamanho da banda de fendilhação como um parâmetro de regularização da localização de deformações (CEB-FIB 2010).

O modelo de fendilhação distribuída é mais adequado para aplicações práticas onde ocorrem muitas fendas, podendo também ser utilizado na análise de problemas com fratura do tipo localizado, tais como elementos de betão simples ou pouco reforçados (Sousa, 2004). O modelo de fendilhação discreta é adequado para casos com uma fenda distinta (CEB-FIB 2010).

Neste trabalho, foi utilizado um modelo baseado no conceito de fenda distribuída, uma vez que permite a formação de múltiplas fendas num ponto de integração. Forma-se uma nova fenda assim que é atingido o critério limite da relação entre os valores das tensões principais, designado na nomenclatura inglesa por *tension cut-off criteria* (Sousa, 2004).

Dentro do conceito de fenda distribuída, distinguem-se os modelos de fendas fixas e os modelos de fendas rodadas. Nos modelos de fendas fixas a direção da normal à fenda permanece inalterada após a sua formação. Nos modelos de fendas rodadas, por outro lado, a normal à fenda pode rodar durante o processo de fratura do material mantendo, no entanto, a co-axialidade com os eixos principais de deformação ou com os eixos principais de tensão (Sousa, 2004).

Neste trabalho, foi utilizado um modelo fendas fixas por permitir a combinação do efeito da fendilhação com outros fenómenos não lineares, tais como a fluência e a retração.

Na Fig. 2.1 encontra-se ilustrado a formulação adotada de *tension cut-off*.

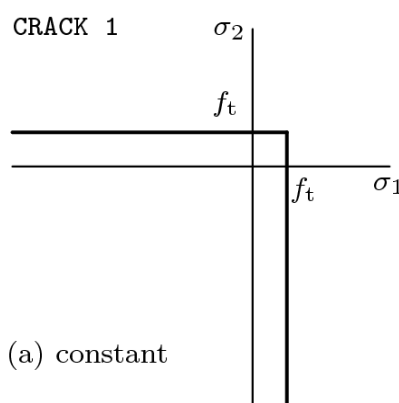


Fig. 2.1 - *Tension cut-off* criteria utilizado no software DIANA (User's Manual, DIANA-9.6)

O parâmetro f_t corresponde ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples.

2.3.2. CARATERIZAÇÃO DO EFEITO *TENSION SOFTENING*

De modo a simular o comportamento do betão na zona afastada dos varões, caracterizada pela existência apenas de betão simples (onde ocorre um efeito de amaciamento ou *tension softening*), foi considerado um diagrama de tensão-extensão descendente após o betão fendilhar, sendo a área delimitada pelo diagrama e o eixo das extensões a correspondente à área g_f dada pela equação (2.20).

$$g_F = \frac{G_F}{s_{rm}} \quad (2.20)$$

onde, o parâmetro G_F corresponde à energia de fratura do betão, definida como a energia necessária para formar uma fenda numa superfície com área unitária e s_{rm} corresponde a um valor médio da distância média entre fendas superior e inferior do elemento de betão, dado pela equação (2.22).

A energia de fratura é definida, neste trabalho, em função do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão pela equação (2.21) do MC2010 (CEB-FIB 2010).

$$G_F = 73 \times f_{cm}^{0.18} \quad (2.21)$$

em que f_{cm} corresponde ao valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (Mpa).

$$s_{rm} = \text{média}(s_{rm}^{sup}; s_{rm}^{inf}) \quad (2.22)$$

Sendo que:

$$s_{rm} = 2 \times L_{s,max} \times \frac{2}{3} \quad (2.23)$$

$$L_{s,max} = \frac{A_{c,eff} \times f_{ctm}}{\tau_m \times u} \quad (2.24)$$

em que:

- $A_{c,eff}$ área efetiva de betão à tração, dada pela equação (2.26);
- f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- τ_m tensão de aderência entre as armaduras e o betão envolvente;
- u perímetro das armaduras.

Adotou-se, de modo simplificado, um valor de τ_m sugerido por Marti, P. *et al* (1998) e expresso na equação (2.25), uma vez que se tratam de barras correntes de aço nervuradas.

$$\tau_m = 2.0 \times f_{ctm} \quad (2.25)$$

$$A_{c,eff} = \frac{A_s}{\rho_{eff}} \quad (2.26)$$

$$A_s = n \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} \quad (2.27)$$

$$u = n \times \pi \times \phi^2 \quad (2.28)$$

Substituindo (2.25) a (2.28) em (2.24) temos que:

$$L_{s,max} = \frac{\phi}{8 \times \rho_{eff}} \quad (2.29)$$

$$s_{rm} = \frac{\phi}{6 \times \rho_{eff}} \quad (2.30)$$

em que:

ϕ diâmetro do varão;

ρ_{eff} percentagem de armadura de tração efetiva.

No presente trabalho, adotou-se o diagrama linear de amolecimento, representado na Fig. 2.2, de modo a simplificar a análise no programa de cálculo DIANA.

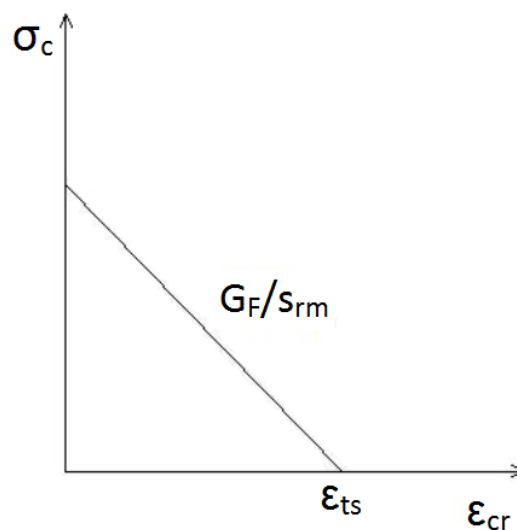


Fig. 2.2 - Diagrama de amolecimento tensão-extensão de fendilhação adotado, de modo simplificado, no software

Em que ϵ_{ts} corresponde à extensão máxima de cálculo associada ao diagrama tensão-extensão correspondente ao efeito de *tension softening*.

2.3.3. CARATERIZAÇÃO DO EFEITO *TENSION STIFFENING*

No betão armado, após a fissuração, as tensões de tração no betão na secção da fenda, caem bruscamente obrigando as armaduras a absorvê-las. Como consequência, dá-se uma deformação diferencial entre estes dois materiais, causando deslizamento relativo entre eles. Este deslizamento provoca tensões tangenciais na interface armaduras-betão entre fendas, transferindo tensões de tração da armadura para o betão. Este fenómeno é chamado por efeito de retenção de tensões de tração pelo betão entre fendas. Na nomenclatura inglesa é conhecido como *tension stiffening*. A retenção de trações conferida por este fenómeno é superior ao do processo *tension softening*, e só deve ser considerada na área de betão envolvente das armaduras tracionadas. Esta zona é conhecida por área efetiva de betão e é esquematizada na Fig. 2.3, de acordo com o MC2010 (Ribeiro, 2014).

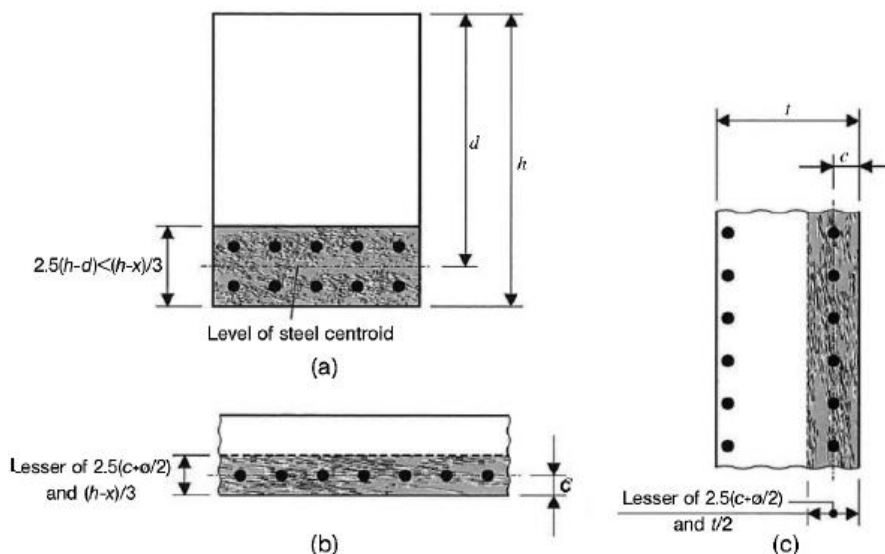


Fig. 2.3 - Método para a determinação da área efetiva de betão: a) vigas; b) lajes; c) elementos em tração (CEB-FIB 2010)

em que:

- h altura total da secção;
- d altura útil da secção, dada pela distância entre o centro de gravidade das armaduras e a fibra mais comprimida;
- x profundidade do eixo neutro;
- ϕ diâmetro do varão de aço;
- c recobrimento.

Para consideração deste efeito foi usado, ao longo do presente trabalho, o diagrama ilustrado na Fig. 2.4.

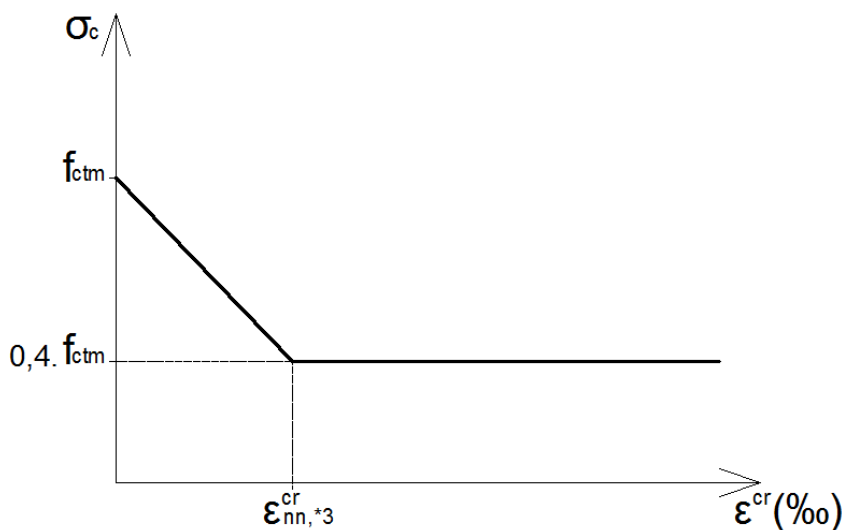


Fig. 2.4 - Diagrama tensão-extensão de fendilhação, utilizado no presente trabalho, para definição do efeito *tension stiffening*

O diagrama anterior tem por base o diagrama multilinear constituído por três tramos representado na Fig. 2.5.

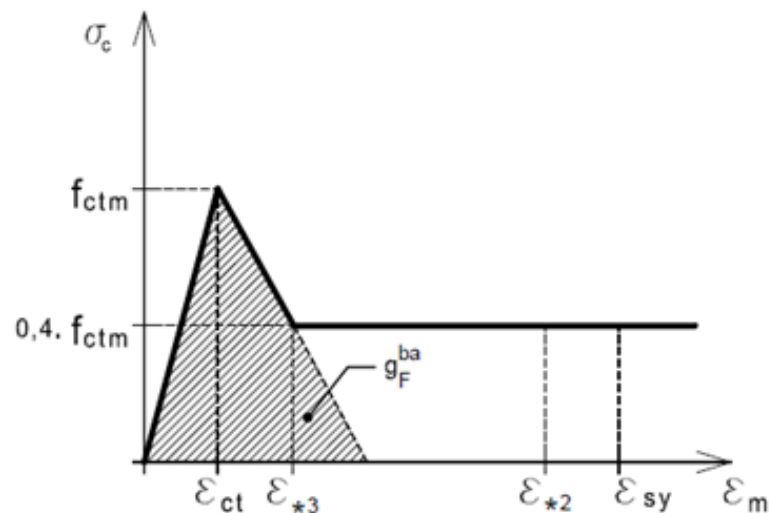


Fig. 2.5 - Diagrama multilinear da relação entre a extensão média e a tensão aplicada para o betão tracionado

O primeiro tramo, com início quando a tensão é nula, é ascendente e o betão trabalha em regime elástico, sendo a sua deformação igual à do aço que nele está embebido. Este termina quando é atingida a extensão correspondente ao valor médio da resistência à tração do betão, formando-se uma fenda, dando início ao segundo tramo que por sua vez é descendente. Este tramo corresponde ao efeito de *tension softening*, que ocorre no betão para que a transferência da força de tração para as armaduras não se realize de forma brusca. O segundo tramo termina quando a tensão atinge $\beta_t \times f_{ctm}$ e uma correspondente extensão dada pela equação (2.31).

$$\varepsilon_{*3} = \varepsilon_{ts} - \frac{\beta_t \times f_{ctm} \times (\varepsilon_{ts} - \varepsilon_{ct})}{f_{ctm}} \quad (2.31)$$

onde:

$$\varepsilon_{ts} = \frac{2 \times g_f}{f_{ctm}} \quad e \quad \varepsilon_{ct} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} \quad (2.32) \text{ e } (2.33)$$

em que:

- ε_{ts} extensão máxima de cálculo associada ao diagrama tensão-extensão correspondente ao efeito de *tension softening*;
- β_t parâmetro que depende da duração do carregamento;
- ε_{ct} extensão associada ao final do comportamento elástico do betão à tração simples;
- E_{cm} módulo de elasticidade médio do betão.

Visto estar a tratar-se de problemas de retração, em que a duração do carregamento é grande, considerou-se $\beta_t = 0.4$ que diz respeito à fase de fendilhação estabilizada, para ações de longa duração, quando a fendilhação não é generalizada.

O último tramo é horizontal e corresponde a uma fase em que a tensão média instalada no betão entre fendas se mantém sensivelmente constante, mesmo com a evolução do deslizamento aço-betão.

Uma vez que o diagrama (Fig. 2.4) tem de ser definido, na análise com o *software* DIANA, em função da extensão de fendilhação $\varepsilon_{nn,*3}^{cr}$, foi necessário determinar este parâmetro com base na equação (2.34).

$$\varepsilon_{nn,*3}^{cr} = \varepsilon_{*3} - 0.4 \times \varepsilon_{ct} \quad (2.34)$$

Foi também considerada uma redução da tensão de cedência da armadura, tal como é ilustrado na Fig. 2.6, de modo a garantir que, na zona da secção da fenda, a tensão de cedência nas armaduras não seja ultrapassada, conseguindo-se assim coerência com o diagrama adotado para o efeito de *tension stiffening*.

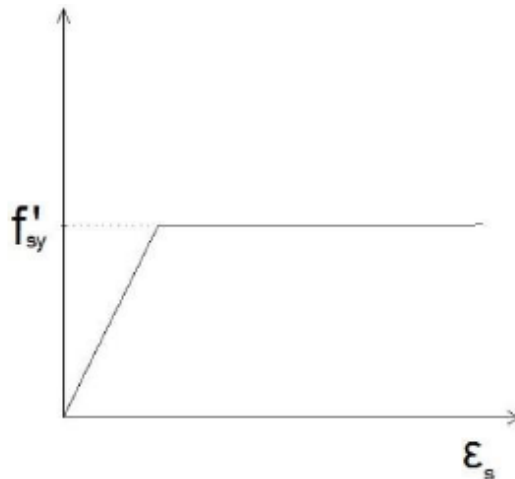


Fig. 2.6 - Diagrama bilinear tensão-extensão considerado para definição da armadura no *software*

onde:

$$f'_{sy} = f_{sy} - 0.4 \times f_{ctm} \frac{A_{c,eff}}{A_s} \quad (2.35)$$

em que f_{sy} corresponde, ao valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado.

3

COMPORTAMENTO DOS BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO

3.1 INTRODUÇÃO

De modo a caracterizar mais pormenorizadamente o comportamento da laje aligeirada, achou-se fundamental entender o comportamento dos blocos de aligeiramento utilizados neste tipo de lajes.

O bloco selecionado pertence à gama de blocos de aligeiramento produzidos pela empresa Artebel®, sendo designado comercialmente por "Fungibloco". Este tipo de bloco tem como função o aligeiramento de lajes, permitindo uma redução acentuada do peso das mesmas, uma vez que a sua composição é em betão leve de agregados de argila expandida.

Ao longo do presente capítulo, será feita uma breve abordagem sobre o processo de fabrico dos blocos de aligeiramento, sua composição e geometria. Serão também avaliadas algumas propriedades dos blocos, relevantes para o desenvolvimento do presente trabalho, por meio de ensaios laboratoriais, como a resistência à compressão, módulo de elasticidade e retração por secagem.

No final do capítulo, são apresentados resultados de cálculos que pretendem avaliar a influência que os blocos de aligeiramento têm na rigidez da laje e nas tensões e deformações a que esta está sujeita devido à retração impedida.

3.2 COMPOSIÇÃO, PROCESSO DE FABRICO E GEOMETRIA

De entre a vasta gama de "Fungiblocos" produzidos pela Artebel®, aptou-se por caracterizar um bloco que correspondesse às dimensões utilizadas nos cálculos que serão apresentados mais adiante nesta dissertação. O "Fungibloco" selecionado tem o código de identificação "FBL 75 20", sendo que "FBL" corresponde à designação do tipo de bloco, 75 ao comprimento e 20 à altura, em centímetros. Em uso corrente, este bloco permite a execução de lajes aligeiradas com 25 cm de altura total e áreas de aligeiramento com 75x75 cm², sendo necessário a existência de uma lâmina de betão por cima das zonas aligeiradas com 5 cm de altura. No entanto, essa altura pode ser maior quando, por exemplo, é necessário um maior recobrimento das armaduras. Entre cada zona de aligeiramento prevê-se a existência de uma nervura com 15 cm de largura. Na Fig. 3.1 está representado esquematicamente o "Fungibloco" com as respetivas dimensões em centímetros.

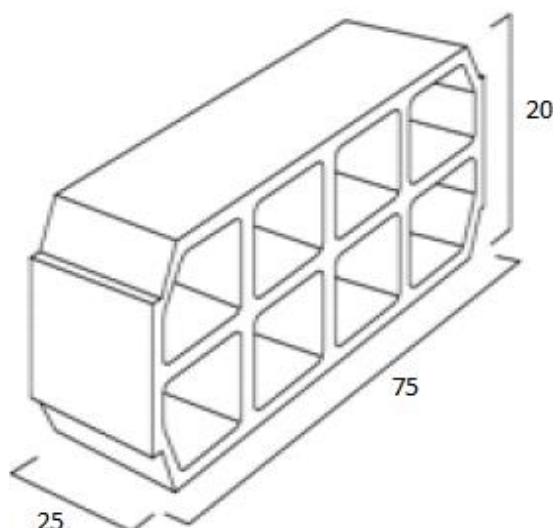


Fig. 3.1 - Representação esquemática do "Fungibloco" com dimensões em centímetros

De modo a garantir uma maior qualidade e homogeneização dos blocos, a Artebel® possui uma composição fixa para cada tipo de bloco, variando com as diferentes dimensões e formas dos mesmos.

Cada mistura para fabricação do bloco "FBL 75 20" é composta por:

- 1190 Litros de Leca® M (4/11)
- 130 Litros de Brita 0,5 (4/8)
- 200 Litros de Areia fina
- 195 Litros de Areia média amarela (0/4)
- 200 Litros de Areia média branca (0/4)
- 195 Kg de Cimento B Tipo II 42,5
- 0,8 Kg de Aditivo CHRYSO®Plast Alpha 12
- 20 Litros de Água de amolecimento

Como foi possível constatar, a Artebel® faz o doseamento dos componentes em litros, com exceção do cimento e aditivo. Isto deve-se ao facto de assim poderem garantir que as variações de humidade dos inertes não influenciam a qualidade do betão, visto que, em termos de volume, a quantidade de inerte a colocar será a mesma quer este esteja saturado ou não.

Relativamente à água de amassadura do betão, esta é doseada pelo operador com base na sua experiência de observação e toque do betão antes da betonagem e na observação dos blocos depois de desmoldados. O operador introduz água automaticamente por pequenos impulsos à medida que vai verificando se o betão possui as condições necessárias a uma correta betonagem. Quando atinge um volume de água que satisfaça essas condições, o operador dá ordem ao controlador de humidade para registar o valor e nas seguintes misturas o processo já é feito de modo automático. O volume de água necessária depende não só da mistura, como também do molde em causa. É de realçar que a quantidade de água necessária para a produção destes blocos é muito inferior à quantidade de água normalmente utilizada, por exemplo, em betão pronto, uma vez que é necessário que o betão apresente uma coesão suficiente, de modo a manter-se estável sem que seja necessário a utilização de cofragem durante o seu endurecimento.

O aditivo utilizado tem como principal função acelerar o processo de cura dos blocos, de modo a permitir uma manipulação rápida das peças. Este, é um aditivo utilizado especialmente em betões

secos produzidos pela indústria de pré-fabricação ligeira, que exerce uma ação desfloculante, permitindo uma completa hidratação do cimento. Para além de funcionar como acelerador de presa, este aditivo confere ao betão uma maior resistência mecânica inicial, uma maior coesão do betão em estado fresco, o que permite uma melhor colocação, descofragem e aspeto e um aumento da impermeabilidade e resistência ao gelo. A ficha técnica deste produto aconselha que a dosagem oscile entre 0.3 e 0.7% do peso do cimento. No caso deste "Fungibloco" a dosagem de aditivo é de 0.41%.

A utilização de uma grande gama de agregados permite obter uma curva granulométrica bastante extensa e conseqüentemente uma maior homogeneização do produto final. Tal como é possível verificar acima, a composição do "Fungibloco" é maioritariamente constituída por Leca®, sendo cerca de 50% a 55% do volume total. Este material consiste numa argila expandida usada na pré-fabricação e que trás inúmeras vantagens tais como: leveza, isolamento térmico, isolamento acústico e resistência ao fogo. A sua leveza e a sua estrutura interna alveolar, combinada com uma camada superficial de revestimento compacta e indeformável, confere-lhe uma boa relação leveza/resistência. Com a utilização da Leca® consegue-se obter um "Fungibloco" com uma massa volúmica de cerca de 1100 Kg/m³ que, conjugada com a perfuração que o mesmo apresenta, permite um grande aligeiramento das lajes.

Por vezes é necessário fazer pequenos ajustes de granulometria dos agregados, pelo facto de a distribuição dos agregados nos silos não ser uniforme, uma vez que os agregados maiores têm tendência a depositarem-se no fundo, enquanto que os de menor dimensão ficam à superfície.

No que diz respeito à dosagem de cimento, esta é feita em quilogramas uma vez que, a densidade do mesmo possui uma variabilidade muito grande, dependendo do seu grau de compactação, e ser garantido pelo fornecedor total ausência de humidade. Comparativamente com os restantes componentes da mistura, a dosagem de cimento é em muito menor escala, sendo apenas a necessária para garantir a estabilidade e trabalhabilidade do bloco, em parque de *stocks*, e alguma resistência mínima exigida em obra. Neste tipo de blocos, uma vez que a sua capacidade resistente não é tão relevante, a quantidade de cimento não necessita ser tão elevada, comparativamente a casos em que estes desempenham uma função estrutural.

Todo o processo de produção na fábrica da Artebel® é automatizado. Desde o transporte dos inertes por tapetes rolantes, sua dosagem por sensores de doseamento e mistura na misturadora, até mesmo à própria betonagem e enchimento do molde, tudo é feito de forma automática por autómatos industriais, programados para cada molde.

Após feita a mistura de todos os componentes na misturadora, o betão fresco é colocado sobre o molde que se pretende encher, à medida que é vibrado com altas frequências, sendo posteriormente compactado e continuamente vibrado de modo a que todo o molde fique uniformemente preenchido. Os moldes são feitos em aço hardox 450, de modo a serem resistentes ao processo abrasivo a que estão sujeitos por parte do betão e compactadores.

O processo de desmoldagem é efetuado de modo instantâneo, logo a seguir à betonagem. Como foi referido, tratam-se de betões muito secos e por isso com uma grande coesão, que têm a capacidade de se sustentar sem a necessidade de existência de cofragens. Depois de desmoldados, os blocos são transportados, por tapetes rolantes e posteriormente por um carro multiforcas, até uma estufa onde se dá o processo de cura. O transporte tem de ser feito de forma suave, uma vez que o produto ainda se encontra muito frágil e sensível a oscilações bruscas.

A estufa encontra-se a uma temperatura média de 24°C e uma humidade relativa que oscila entre os 80 e os 90%. Para manter a estufa nestas condições, é feito um reaproveitamento da temperatura e

humidade libertadas pelos blocos durante o processo de cura, diminuindo assim os gastos de energia necessários e melhorando a resistência dos blocos.

Após dois dias de cura em estufa, os blocos já se apresentam com uma resistência suficiente para serem empilhados e transportados para o parque de *stocks* da empresa, continuando o processo de cura ao ar livre.

3.3 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES

3.3.1 DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES

Tendo em conta todo o processo de fabrico dos "Fungiblocos", enunciado anteriormente, torna-se compreensível que as dimensões dos mesmos sofram pequenas oscilações, que não devem, em caso algum, prejudicar o seu correto funcionamento.

Neste capítulo pretendeu-se analisar se as oscilações estão dentro dos limites estabelecidos pelo fabricante e para tal recorreu-se à Norma Europeia EN 772-16, que especifica o método para a determinação de todas as dimensões, como o comprimento, largura e altura, a espessura dos septos exteriores e interiores, bem como a profundidade dos furos.

Neste ensaio foram analisados seis provetes, correspondendo a unidades inteiras de "Fungiblocos".

Para determinação das dimensões foram utilizados dois instrumentos de medição: uma régua metálica, para medição das maiores dimensões, e um paquímetro, para medição da espessura dos septos interiores e exteriores.

Na medição do comprimento, largura e altura foram feitas duas leituras por cada dimensão, como sugere a referida norma e é possível observar na Fig. 3.2.

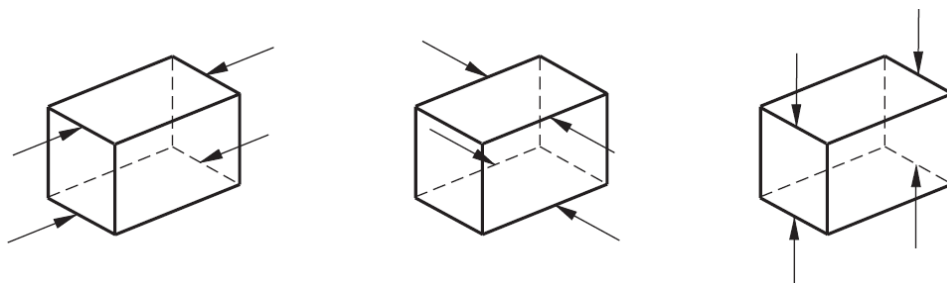


Fig. 3.2 - Posições de medição impostas pela norma (CEN, 2011)

Posteriormente calculou-se o valor médio das leituras efetuadas para cada dimensão.

A determinação da espessura dos septos interiores e exteriores foi realizada através de três leituras em cada septo. As posições de leitura foram escolhidas por inspeção visual, de modo a serem representativas da espessura mínima do septo a medir. As espessuras foram registadas com aproximação a 0,2 mm. A espessura de cada septo corresponde à média das leituras efetuadas. A espessura dos septos interiores e exteriores da amostra corresponde à média dos valores obtidos em cada septo interior e exterior, respetivamente.

A profundidade dos furos foi medida através da utilização da régua metálica, posicionando-a no seu interior até que esta atingisse o lado aposto fechado. A medição é feita em duas posições diferentes em cada furo, sendo a leitura registada com aproximação a 0,5 mm. A profundidade de cada furo

corresponde à média das leituras efetuadas em cada furo. A profundidade dos furos de cada bloco corresponde ao valor médio da profundidade de todos os furos.

Na Tabela 3.1 apresentam-se os valores mínimos, médios e máximos de todas as dimensões determinadas durante o ensaio.

Tabela 3.1 - Valores mínimos, médios e máximos para as dimensões em mm dos "Fungiblocos"

	Mínimo	Máximo	Média
Comprimento	745	748	746
Largura	201	204	203
Altura	248	252	250
Esp. Septos Int.	20	20	20
Esp. Septos Ext.	20	21	21
Prof. Furos	234	236	235

Tendo em conta que o fabricante estabelece uma tolerância de dimensões de ± 5 mm, para as dimensões exteriores, e de ± 2 mm, para os septos, conclui-se que, esta amostragem, encontra-se dentro dos limites estabelecidos.

Depois de determinadas todas as dimensões, calculou-se a soma das espessuras dos septos longitudinais e transversais e exprimiu-se os resultados em percentagem da largura e comprimento respetivamente. Os valores encontram-se presentes na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Razão entre a soma da espessura dos septos pelo comprimento perpendicular a estes

$\Sigma(\text{Esp. Septos Long.})/\text{Larg.}$	30%
$\Sigma(\text{Esp. Septos Trans.})/\text{Comp.}$	14%

3.3.2 DETERMINAÇÃO DA PERCENTAGEM DE FURAÇÃO

Para melhor caracterizar o "Fungibloco", foi determinada a percentagem de furação de acordo com o método especificado na Norma Europeia NP EN 772-2, que tem como princípio a medição do contorno correspondente à face do bloco e do contorno correspondente à furação, através de impressão em folha de papel, calculando-se desta forma a percentagem de furação de seis provetes.

Para a obtenção das impressões não se seguiu rigorosamente a norma. Em vez da utilização da folha de papel espessa e da prensa para marcar os contornos da superfície, foi utilizada uma folha de papel um pouco mais fina e lápis de cera para fazer a transcrição da superfície para o papel, tal como é possível observar na Fig. 3.3.

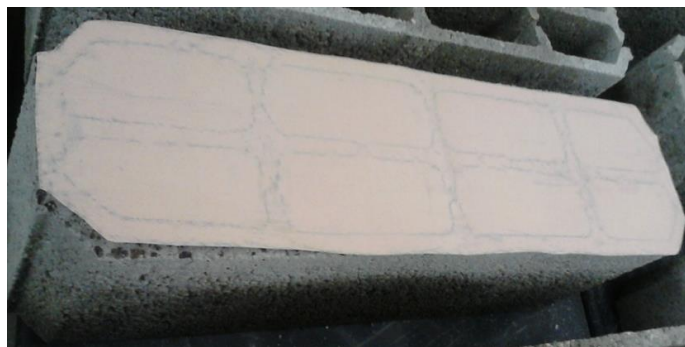


Fig. 3.3 - Impressão em papel dos contornos da superfície com recurso a lápis de cera

Depois de marcadas as superfícies dos seis provetes recortou-se as áreas correspondentes às faces totais dos blocos (incluindo a furação) e pesou-se com arredondamento a 0,1g, obtendo-se a massa M_{pu} . Posteriormente, recortou-se as áreas correspondentes à furação e pesou-se as mesmas com arredondamento a 0,2 g, obtendo-se a massa M_{pv} . Na Fig. 3.4 encontram-se representadas às áreas referidas anteriormente depois de feito o recorte.



Fig. 3.4 - Recorte da impressão com separação das áreas correspondentes à furação

O cálculo da percentagem de furação de cada bloco fez-se recorrendo à equação (3.1).

$$\% \text{ de Furação} = \frac{M_{pv}}{M_{pu}} \times 100 \quad (3.1)$$

Finalmente calculou-se o valor médio da percentagem de furação de todos os provetes, com arredondamento a 1% obtendo-se o valor de 63%. Na Tabela 3.3 encontram-se apresentados os valores mínimos, médios e máximos para a percentagem de furação dos blocos.

Tabela 3.3 - Valores mínimos, médios e máximos para a percentagem de furação dos blocos

% média de furação	63
% mínima de furação	62
% máxima de furação	63

3.3.3 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A resistência à compressão dos blocos de aligeiramento é obtida seguindo o especificado na norma EN 772-1:2011 (*Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength*). Nesta norma Europeia é especificado o método para a determinação da resistência à compressão dos mais variados tipos de alvenaria.

O ensaio consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída sobre, pelo menos, seis amostras até que estas entrem em rotura.

Antes do ensaio as amostras foram preparadas, removendo todo o material solto que se encontrava à superfície e garantindo que a superfície onde a carga será aplicada seja plana com uma tolerância de 0,1 mm em 100 mm de comprimento. Por outro lado, tentou garantir-se que as superfícies das amostras fossem paralelas e coincidentes com dois planos paralelos, com uma tolerância de 1 mm de afastamento por cada 100 mm de comprimento. Uma vez que as superfícies das amostras possuíam muitas irregularidades, resultado do seu processo de produção, foi necessário eliminá-las com recurso a um esmeril como é ilustrado na Fig. 3.5.



Fig. 3.5 - Preparação da superfície dos blocos por esmerilagem

Após preparação das superfícies por esmerilagem, foi ainda necessário proceder a um nivelamento das mesmas com uma argamassa de regularização. Para tal, humedeceram-se inicialmente as superfícies das amostras para que estas não absorvessem em demasia a água da argamassa. Posteriormente verificou-se o nivelamento, em duas direções, da mesa onde foi feita a retificação e revestiu-se a mesma com um óleo descofrante. Colocou-se uma camada uniforme de argamassa sobre a mesa e pousou-se a amostra sobre a mesma, garantindo que o eixo vertical da amostra fosse perpendicular ao plano da mesa, vibrando ligeiramente de modo a que a compactação da argamassa fosse uniforme. Depois de 24h de cura da argamassa, as amostras foram retiradas da mesa de retificação e verificou-se se não existia algum defeito que pudesse pôr em causa a correta execução do ensaio.

No caso da amostragem para a realização do ensaio da resistência à compressão, ambas as faces foram retificadas de modo a garantir-se o paralelismo entre elas. Na Fig. 3.6 pode observar-se um dos blocos com uma das faces já retificada e outra durante o processo de cura da argamassa.



Fig. 3.6 - Preparação da superfície dos blocos por nivelamento com argamassa

Depois de preparadas as superfícies que serão sujeitas ao carregamento, as amostras foram acondicionadas em laboratório a uma temperatura superior a 15 °C e uma humidade relativa inferior a 65%. Durante o acondicionamento, as amostras foram pesadas, em intervalos de pelo menos 24 horas, registando-se a perda de massa entre pesagens sucessivas. Quando essa perda de massa foi inferior a 0,2% as amostras encontravam-se na condição de massa constante, o que pela referida norma é a condição ideal para a realização do ensaio de resistência à compressão.

Depois de concluído todo o processo de preparação dos blocos e atingida a condição de massa constante, procedeu-se à realização do ensaio propriamente dito.

O equipamento utilizado para efetuar o carregamento foi um atuador com carga máxima de 300 kN. De modo a distribuir uniformemente a carga por toda a superfície do bloco, colocou-se no topo do mesmo um perfil metálico com dimensões superiores à área de carregamento. O perfil metálico foi pesado de modo ter-se em conta o seu peso nos resultados do ensaio. Para além do equipamento já referido, foram utilizadas também duas folhas de cartão com uma espessura 3 mm. Estas têm como finalidade diminuir o efeito de algumas irregularidades que possam existir na superfície dos blocos, tornando a superfície de carregamento mais uniforme. A Fig. 3.7 mostra uma fotografia tirada durante o ensaio de resistência à compressão e onde se pode observar todo o equipamento que foi referido anteriormente.

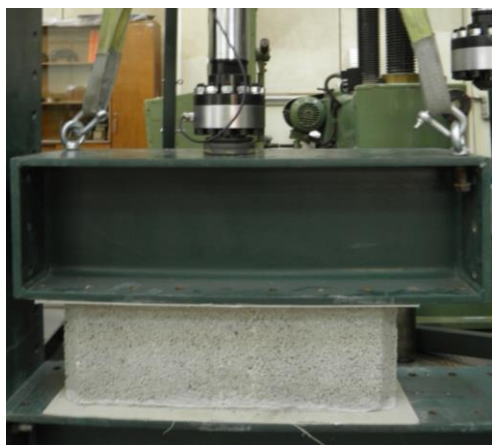


Fig. 3.7 - Ensaio de resistência à compressão dos blocos

Antes de posicionar a amostra garantiu-se que a superfície de apoio da máquina de teste estava limpa e que não existiam partículas soltas nas superfícies das amostras. As amostras foram colocadas na máquina de teste, centradas com a superfície de apoio e o atuador.

O carregamento foi imposto com uma variação linear de deslocamento do atuador, ao longo do tempo, igual a 2 mm/min, que permitiu atingir a carga máxima em não menos de 1 minuto, conforme é sugerido pela norma.

A norma que serve de base à realização deste ensaio, refere que as faces dos blocos devem estar completamente horizontais e paralelas entre si, para que os resultados dos ensaios não sejam influenciados por estes fatores. No entanto, durante a realização dos ensaios verificou-se que tal não acontecia, uma vez que as retificações não estava perfeitamente horizontais. Posto isto decidiu-se ensaiar mais quatro blocos, que tinham sido preparados apenas por esmerilagem, para além de ensaiar os blocos que tinham sido retificados com argamassa, apresentando-se nesta dissertação os resultados em separado dos respetivos ensaios.

Durante a realização dos ensaios, constatou-se que o padrão de fendilhação exterior dos blocos era bastante semelhante, aparecendo com maior incidência na zona central dos mesmos e ao longo de quase todo o comprimento. No entanto, foi impossível analisar a fendilhação dos septos interiores. Apareceram, em todos os blocos, pequenas fissuras, para forças de carregamento muito baixas, e em nenhum deles ocorreu uma rotura brusca.

Na Fig. 3.8 pode observar-se um dos blocos retificados após o ensaio. Como se pode verificar, a retificação da superfície superior não sofreu grandes danos visíveis, o que leva a concluir que esta provavelmente é demasiado rígida comparativamente à rigidez dos blocos e que a sua função está para além do que era suposto, levando a um aumento da resistência dos blocos à superfície.



Fig. 3.8 - Provete retificado após o ensaio de resistência à compressão

A Fig. 3.9 mostra os gráficos correspondentes a quatro provetes retificados, onde se pode observar o desenvolvimento da força em função da deformação durante o ensaio. É de referir que a deformação apresentada é o movimento do atuador, não sendo por tanto igual à deformação do bloco.

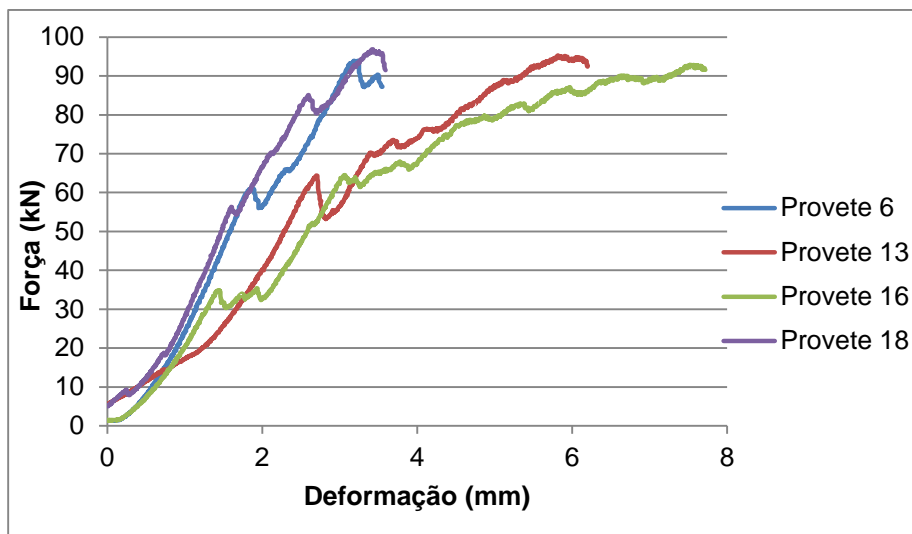


Fig. 3.9 - Gráfico força-deformação obtido durante o ensaio dos blocos retificados

Verifica-se que, ao longo do ensaio, a força resistida pelos provetes não é completamente linear, sofrendo algumas quebras quando ocorrem fissuras de maior dimensão. No entanto, como o bloco é composto por vários septos, mesmo quando um dos septos fatura existe outro que passa a ter uma maior influência na capacidade resistente.

Foram obtidos apenas quatro ensaios válidos, número este que se considera suficiente atendendo ao propósito desta dissertação, apresentando-se os resultados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos blocos retificados

Ref. do Provete	F _{max} (kN)	Área (mm ²)	σ _{máx}		
			Individual (MPa)	Média (MPa)	Coef. Var. (%)
6	93,9	59449,6	1,6		
13	95,3	57862,9	1,6		
16	92,8	61041,9	1,5	1,6	0,1
18	96,8	60621,8	1,6		

Constatou-se que a carga máxima atingida em todos os resultados é muito aproximada, com um coeficiente de variação de 0,1% e um valor médio de resistência à compressão axial de 1,6 MPa.

Na Fig. 3.10 está ilustrado um dos blocos preparado apenas por esmerilagem depois de sujeito ao ensaio de resistência à compressão. Como se pode verificar o padrão de fendilhação é bastante semelhante com o do bloco da Fig. 3.8.



Fig. 3.10 - Provete com superfície preparada por esmerilagem após o ensaio de resistência à compressão

A Fig. 3.11 mostra os gráficos, correspondentes a quatro blocos esmerilados, onde se pode observar o desenvolvimento da força em função da deformação durante a execução do ensaio. Tal como anteriormente, a deformação apresentada corresponde ao movimento do atuador.

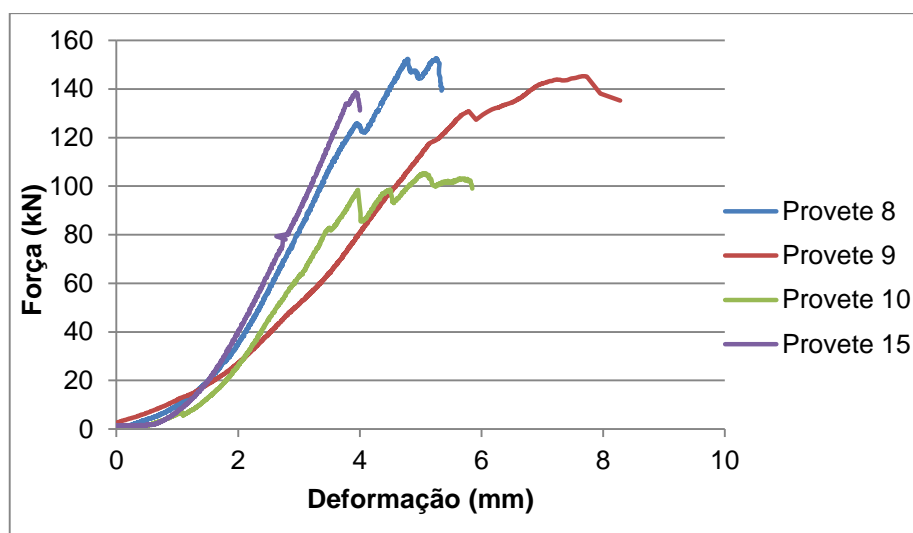


Fig. 3.11 - Gráfico força-deformação obtido durante o ensaio dos blocos não retificados

Como se pode comprovar, a forma do gráfico é em tudo semelhante ao apresentado para o provete retificado, no entanto a carga máxima atingida é bastante superior.

Na Tabela 3.5 estão apresentados os resultados dos ensaios. Apenas foram analisados quatro provetes pois apenas se pretendia comparar os resultados com os anteriormente apresentados.

Tabela 3.5 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos blocos não retificados

Ref. do Provede	Fmax (kN)	Área (mm ²)	σ_{max}		
			Individual (MPa)	Média (MPa)	Coef. Var. (%)
8	152,6	58330,1	2,6		
9	145,3	59118,4	2,5		
10	105,3	60812,1	1,7	2,3	0,4
15	138,5	60504,6	2,3		

Após o tratamento dos resultados constatou-se que a carga máxima é aproximada em três dos provetes, havendo um em que o valor é bastante mais reduzido levando a um coeficiente de variação de 0,4% e um valor médio para a carga máxima de 2,3 MPa. No entanto, caso o valor mais distante seja considerado irrealista, por resultar possivelmente da falta de paralelismo entre a face do bloco e a face do perfil metálico em contato, e por isso desprezado, obtém-se um coeficiente de variação de 0,2% e um valor médio para a tensão máxima de 2,5 MPa.

Conclui-se que a preparação dos blocos influenciou bastante os resultados dos ensaios. Uma vez que os blocos esmerilados apresentavam um melhor nivelamento e paralelismos entre as faces comparativamente aos restantes, considerou-se que os resultados provenientes do ensaio destes blocos é mais realista sendo este o valor adotado como o valor representativo da resistência à compressão axial.

3.3.4 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade dos blocos de aligeiramento é obtido seguindo a norma NP EN 1052-1: 2002 (Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão). Esta norma tem por base o método definido pela EN 772-1: 2011 para determinação da resistência à compressão de unidades de alvenaria, adaptando-o para a determinação do módulo de elasticidade.

À semelhança do que aconteceu à amostragem para determinação da resistência à compressão, os blocos para a determinação do módulo de elasticidade também foram sujeitos a uma preparação prévia das suas superfícies. Inicialmente foram preparadas as faces que serviram de base e topo, e por isso as que estiveram diretamente sujeitas ao carregamento, pelo mesmo processo descrito no capítulo anterior. Posteriormente, procedeu-se aos passos ilustrados na Fig. 3.12. Foi colocada uma camada de argamassa no contorno exterior da superfície do bloco e logo de seguida pousou-se o bloco seguinte de modo a que este estivesse o mais alinhado possível com o bloco adjacente, garantindo assim a verticalidade do sistema. Cada amostra é assim composta por três blocos de aligeiramento unidos por uma fina camada de argamassa, num total de três amostras.

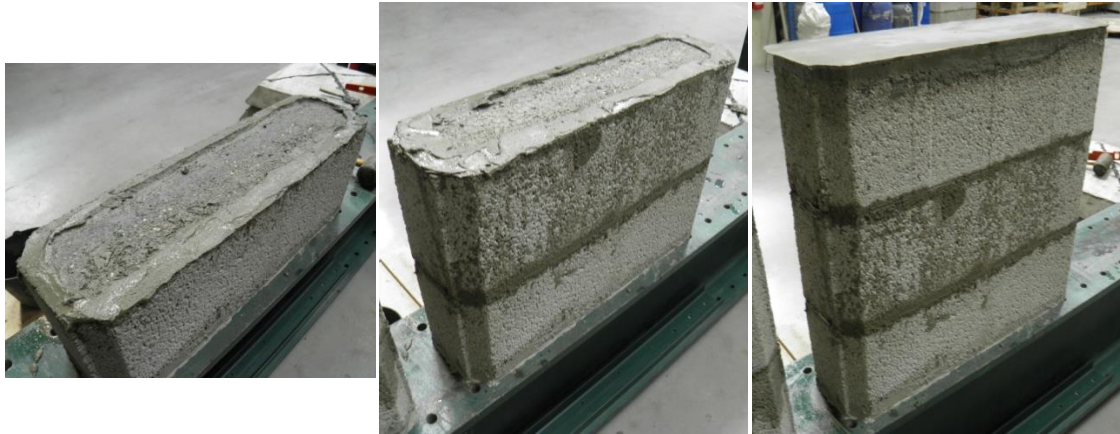


Fig. 3.12 - Procedimento de preparação dos blocos para o ensaio de determinação do módulo de elasticidade

O ensaio para a determinação do módulo de elasticidade, à semelhança do ensaio para a determinação da resistência à compressão, consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída sobre a superfície do bloco superior. Para fazer a distribuição da carga imposta pelo atuador foi utilizado o mesmo perfil metálico usado no ensaio do subcapítulo anterior e duas folhas de cartão com igual espessura.

Antes de dar início ao ensaio, as amostras foram carregadas com uma pré-carga de 5 kN.

O procedimento do ensaio consistiu na execução de três ciclos de carga e descarga em que a carga máxima atingida foi de 45 kN e a mínima de 10 kN. Durante o ensaio foram registadas as cargas impostas e as deformações resultantes destas, que permitirão o cálculo das extensões e posterior determinação do módulo de elasticidade dos provetes.

De modo a analisar a deformação sofrida pelas amostras foi necessário instalar transdutores de deslocamentos. Antes da instalação, os transdutores foram devidamente calibrados.

A primeira amostra a ensaiar possuía um total de seis transdutores, três em cada face instalados de forma simétrica, sendo dois LVDT's e quatro extensómetros resistivos. Dois dos extensómetros resistivos (EXT_BGM) tinham uma base de medida de 20 cm, enquanto que nos restantes (EXT_BGP) a base de medida era de 30 cm, estando todos eles colocados a igual distância da junta entre o bloco superior e o intermédio. No caso dos LVDT's a base de medida consistiu na distância entre dois pontos a meia altura do bloco superior e inferior. Todos os transdutores foram instalados no alinhamento dos septos interiores. Na Fig. 3.13 está representada a amostra antes do ensaio com os transdutores já posicionados.



Fig. 3.13 - Amostra número 1 antes da realização do ensaio com os transdutores já posicionados

Na Fig. 3.14 está representado o gráfico força-extensão para cada tipo de transdutor, resultando da média em ambas as superfícies.

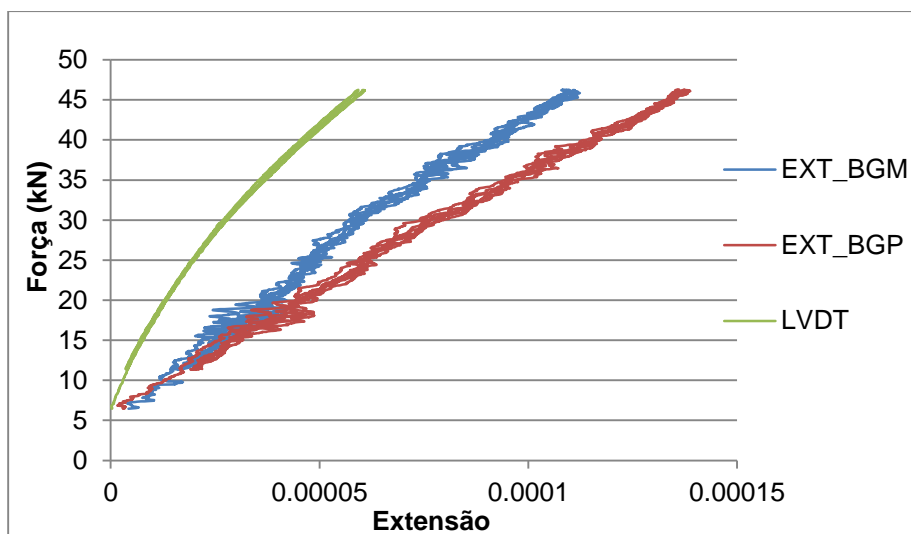


Fig. 3.14 - Gráfico força-extensão, obtido no ensaio da amostra 1, para cada tipo de extensômetro

Na Tabela 3.6 apresentam-se as tensões máximas e mínimas e as correspondentes extensões e o módulo de elasticidade para os ramos ascendentes dos três ciclos realizados ao longo do ensaio.

Tabela 3.6 - Resultados do ensaio para determinação do módulo de elasticidade na amostra 1

Amostra	Ciclo	Tensão (KPa)		Extensão		E (GPa)
		Início do Ramo	Fim do Ramo	Início do Ramo	Fim do Ramo	
	1	107,70	770,85	1,63E-06	9,76E-05	6,91
1	2	189,37	770,73	1,18E-05	9,89E-05	6,67
	3	189,31	770,37	1,20E-05	9,93E-05	6,65

Depois de fazer uma primeira análise aos resultados obtidos no ensaio preliminar, chegou-se à conclusão que estes estariam a ser afetados pelo confinamento provocado pelas peças metálicas nas superfícies dos blocos e pela existência da junta entre pontos de fixação. Assim, optou por se utilizar apenas um total de quatro transdutores, dois em cada face, localizados no alinhamento dos septos interiores, mas de modo a que todos eles estivessem apenas fixados no bloco intermédio. Foram utilizados dois extensómetros resistivos e dois LVDT's com uma base de medida de 20 cm. Na Fig. 3.15 pode observar-se a amostra antes da realização do ensaio com os transdutores já posicionados.



Fig. 3.15 - Amostra número 2 antes da realização do ensaio com os transdutores já posicionados

Nas Fig. 3.16 e Fig. 3.17 estão representados os gráficos força-extensão para cada tipo de transdutor, resultando da média em ambas as superfícies, para as amostras 2 e 3 respetivamente.

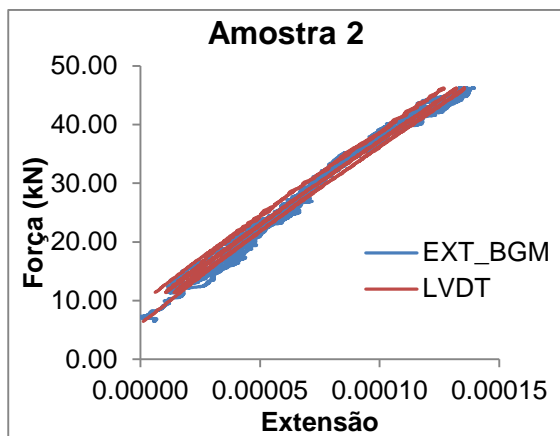


Fig. 3.16 - Gráfico força-extensão obtido no ensaio da amostra 2 para cada tipo de extensómetro

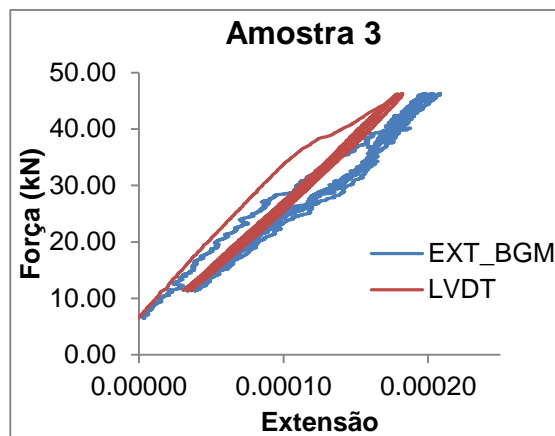


Fig. 3.17 - Gráfico força-extensão obtido no ensaio da amostra 3 para cada tipo de extensómetro

Na Tabela 3.7 apresentam-se as tensões máximas e mínimas e as respetivas extensões e o módulo de elasticidade para os três ciclos realizados ao longo do ensaio das amostras 2 e 3. Para cada ciclo apenas foi considerado o ramo ascendente.

Tabela 3.7 - Resultados do ensaio para determinação do módulo de elasticidade nas amostras 2 e 3

Amostra	Ciclo	Tensão (KPa)		Extensão		E (GPa)
		Início do Ramo	Fim do Ramo	Início do Ramo	Fim do Ramo	
2	1	108,55	776,32	3,36E-06	1,37E-04	4,98
	2	191,11	775,71	1,34E-05	1,34E-04	4,85
	3	190,74	776,14	1,36E-05	1,30E-04	5,01
3	1	107,77	769,62	1,20E-06	1,95E-04	3,41
	2	189,42	769,55	3,77E-05	1,93E-04	3,74
	3	189,36	769,29	3,39E-05	1,88E-04	3,75

Na Fig. 3.18 pode observar-se o gráfico tensão-extensão com base em valores médios dos resultados obtidos na amostra 2 e 3 nos ciclos 2 e 3. Não se incluiu o ciclo 1 por ser aquele onde poderão existir maiores diferenças, e porque nesse ciclo a amplitude de carregamento (40 kN) é diferente da considerada nos restantes ciclos (35 kN).

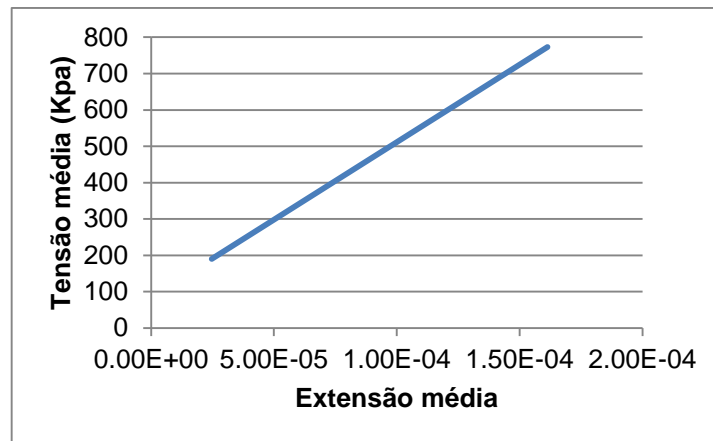


Fig. 3.18 - Gráfico tensão-extensão correspondente a valores médios obtidos nos ensaios das amostras 2 e 3

A partir do gráfico anterior pode-se calcular o valor médio para o módulo de elasticidade secante sendo este 4.26 GPa.

3.3.5 DETERMINAÇÃO DA RETRAÇÃO POR SECAGEM

Para blocos de alvenaria de betão, a determinação da retração por secagem faz-se recorrendo às especificações descritas na norma europeia EN 772-14. Esta norma europeia especifica um método de medição do movimento da humidade em unidades de alvenaria de betão entre duas condições de humidade extremas especificadas. Este teste mede:

- a) A expansão entre o estado inicial e depois da imersão em água durante 4 dias;
- b) O encurtamento entre o estado inicial e depois de secar durante 21 dias numa estufa ventilada a 33°C.

Uma vez que se pretende determinar a retração de secagem sofrida pelos blocos ao longo do tempo, de modo a obter a sua curva de retração, a referida norma não foi seguida de forma exaustiva, tendo apenas servido de base.

Tal como é sugerido na norma, depois de um dia de cura em estufa, os blocos foram selados em sacos hermeticamente fechados para que não houvesse perda de humidade, continuando desta forma o processo de cura nestas condições. Os blocos permaneceram selados durante 7 dias, ao fim dos quais foram retirados e preparados para colagem das fixações usadas na medição.

As fixações foram coladas utilizando um metal líquido, que permite uma colagem rápida das peças, e com recurso a uma barra de referência, com uma base de medida de 20 cm, que possui um íman em cada extremidade e permite garantir que as peças se encontram sempre à mesma distância como é possível observar nas Fig. 3.19 e Fig. 3.20.



Fig. 3.19 - Colagem das fixações usadas na medição com recurso à barra de referência (base de medida)



Fig. 3.20 - Pormenor de colagem de fixação com metal liquido

Em cada provete foram coladas oito fixações, quatro em cada face, o que permite medir a deformação de um total de quatro posições por provete. As fixações foram coladas de modo a que cada uma esteja à mesma distância do bordo na direção do maior comprimento.

Após a colagem, foi feita a primeira leitura utilizando o defletómetro presente na Fig. 3.21 e registou-se também a humidade relativa e a temperatura do laboratório. Para diminuir o erro aleatório associado à medição com este transdutor, foram feitas sempre quatro leituras da deformação em cada posição sendo depois tomada a média dessas quatro leituras.



Fig. 3.21 - Defletómetro utilizado na medição das deformações ocorridas durante a retração dos blocos

Os blocos foram mantidos em ambiente de laboratório durante 7 dias, tendo sido feitas medições com intervalos iniciais de 24h, que posteriormente foram alargados, e registando-se sempre a humidade relativa e temperatura do ambiente.

Passados os 7 dias, os blocos foram colocados em estufa, em ambiente controlado, com uma humidade relativa de cerca de 40% e uma temperatura de 33 ± 3 °C. As medições foram feitas com intervalos mínimos de 24h que posteriormente foram alargados devido às pequenas variações que se verificaram.

Durante o ensaio foi controlada a retração de quatro blocos, três dos quais foram sujeitos às mesmas condições de humidade e temperatura e um quarto em que as medições se iniciaram mais tarde (o seu período de cura dentro dos saco selado foi mais longo) estando por isso sujeito a condições ambientais (ambiente interior em laboratório) distintas dos restantes. Optou-se por ensaiar o quarto bloco devido a variabilidade de resultados que se estavam a obter nos três primeiros blocos, aumentando assim a dimensão da amostra.

No gráfico da Fig. 3.22 representa-se a evolução das extensões ao longo do ensaio para um dos três provetes iniciais. As linhas a traço contínuo representam as extensões para os pontos de medição A, B, C e D e as linhas a traço interrompido representam a evolução da temperatura e humidade.

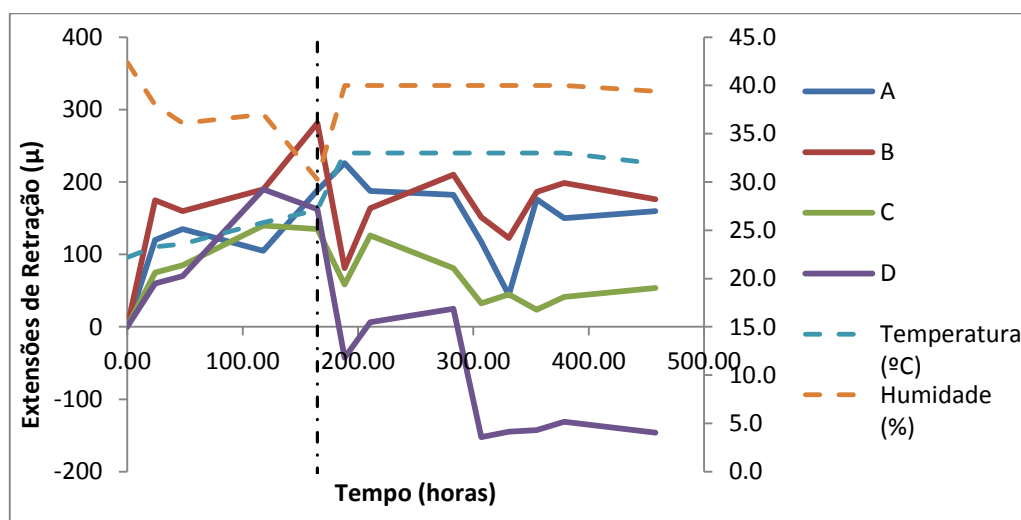


Fig. 3.22 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio para os vários pontos num mesmo bloco

Como se pode constatar, pela observação do gráfico, a retração não se dá de modo uniforme ao longo de todo o bloco e ao longo do tempo. Antes da entrada em estufa (à esquerda da linha a traço ponto) o bloco encontra-se em expansão e o contrário sucede quando este é colocado dentro da estufa em ambiente controlado.

Na Fig. 3.23 está representado o mesmo gráfico mas agora para o bloco que foi colocado mais tarde em ensaio.

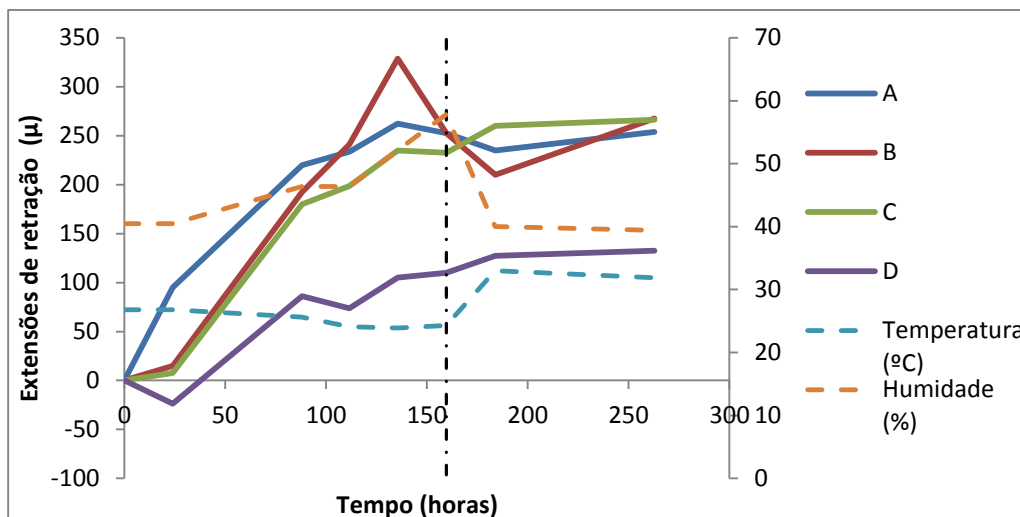


Fig. 3.23 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio para os vários pontos no quarto bloco

As variações de temperatura e humidade, antes da entrada em estufa, sofridas por este bloco, foram bastante mais suaves quando comparado com os restantes. Este facto poderá ter sido benéfico para se obter uma evolução de extensões mais uniforme nos vários pontos de medição. O tempo que esteve em estufa foi relativamente mais curto, quando comparado com os primeiros blocos, não sendo possível extrair conclusões precisas. Apesar disso, verifica-se uma tendência para a estabilização mais evidente.

O ensaio teve de ser interrompido devido a uma avaria na estufa, tendo deixado de ser possível garantir que os blocos estivessem sujeitos a uma humidade e temperatura controladas. No entanto, prevê-se retomar o mesmo logo que a avaria seja reparada e, se possível, os resultados serão apresentados na versão corrigida desta dissertação.

No gráfico presente na Fig. 3.24 apresentam-se os valores de extensões de retração, obtidos até à avaria da estufa, como uma média dos quatro pontos de medição para cada provete.

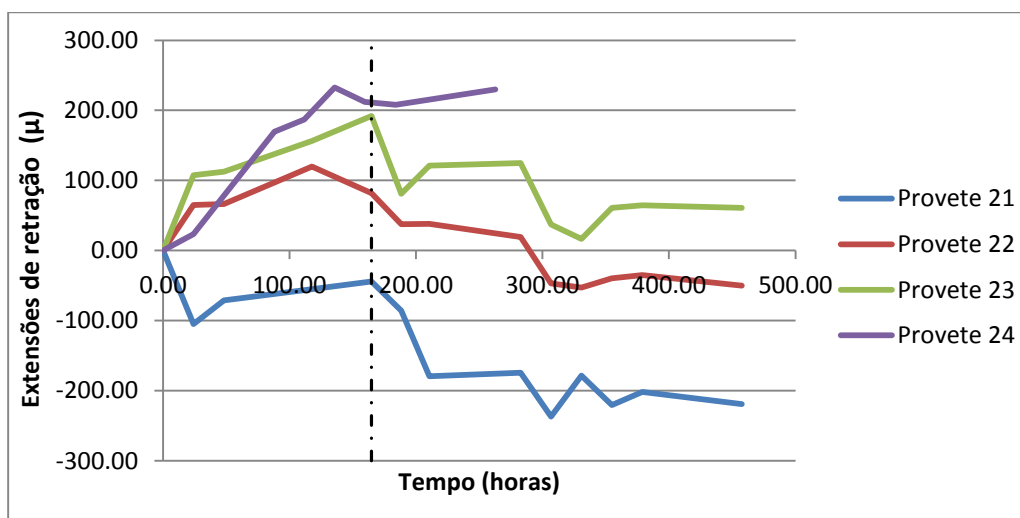


Fig. 3.24 - Evolução das extensões de retração durante o ensaio em cada provete

O provete 24, ao entrar em ensaio mais tarde que os restantes, apresenta valores para um período de tempo mais curto, como seria de esperar, uma vez que todos eles foram forçados a terminar no mesmo instante. Verifica-se em todos os provetes, à exceção do provete 21, uma tendência de expansão antes de entrarem em estufa. Depois da entrada em estufa, os provetes começam a retrair embora apresentem oscilações bruscas entre medições. Os resultados do provete 24 consideram-se inconclusivos, por este permanecer pouco tempo em ambiente controlado.

Neste ensaio não é apresentada a média dos resultados obtidos em todos os provetes uma vez que se verificou uma grande variabilidade dos mesmos. Considerou-se que a cova média não seria representativa do comportamento dos blocos e que seriam necessários mais ensaios de modo a obter um padrão da evolução das extensões de retração mais realista.

3.4 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS BLOCOS DE ALIGEIRAMENTO NAS PROPRIEDADES DE RETRAÇÃO DO BETÃO

A influência dos blocos de aligeiramento será avaliada, ao longo do presente subcapítulo, tendo em conta a influência que estes têm sobre a rigidez da laje, comparando os resultados obtidos para a laje sem blocos de aligeiramento e com blocos de aligeiramento, e a influência sobre as tensões e deformações causadas pela retração da laje, analisando neste caso a retração diferencial entre a laje e o bloco.

Em ambas as análises serão estudadas secções com uma largura de 90 cm, sendo que 15 cm dizem respeito à nervura e os restantes 75 cm correspondem aos blocos de aligeiramento. Nos cálculos considerando os blocos de aligeiramento, foram estudadas duas direções perpendiculares, uma que é representada por um corte transversal dos blocos (Corte A-A' na Fig. 3.) e outra em que se faz um corte longitudinal (Corte B-B' na Fig. 3.). É de referir que, no Corte A-A' existem duas juntas entre blocos que poderão diminuir a influência que estes possam ter sobre o comportamento da laje, que não serão contabilizadas nos cálculos apresentados, uma vez que é difícil avaliar a quantidade de betão existente nessas juntas. Na Fig. 3.25 encontra-se representada, em planta, uma laje composta por quatro zonas de aligeiramento, cada uma com três blocos, bem como indicada a largura das secções em estudo e os cortes referidos anteriormente.

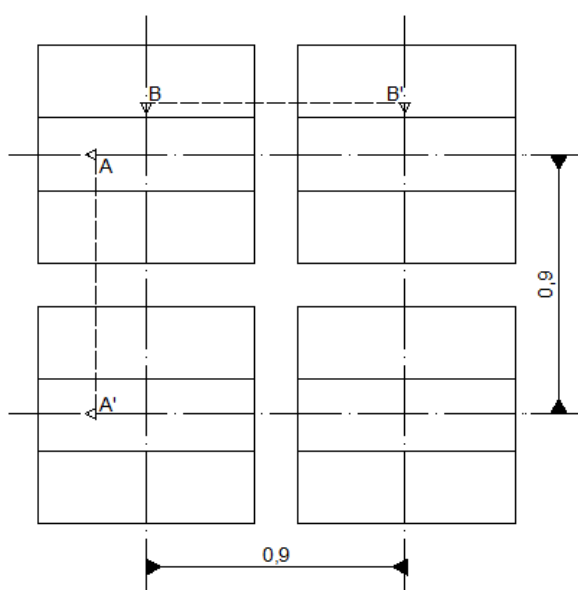


Fig. 3.25 - Representação em planta de uma porção de laje composta por quatro zonas de aligeiramento

Nas Fig. 3.26 a Fig. 3.28 apresentam-se as secções transversais analisadas com a indicação das respetivas dimensões e localização dos centros geométricos.

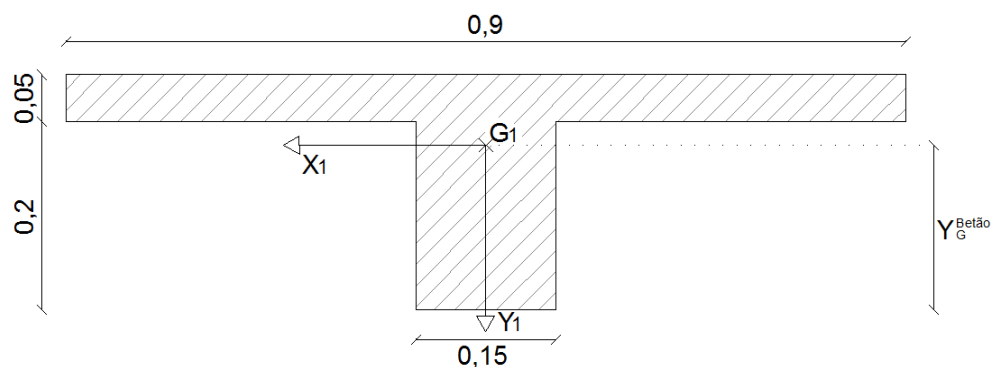


Fig. 3.26 - Secção transversal sem consideração dos blocos de aligeiramento

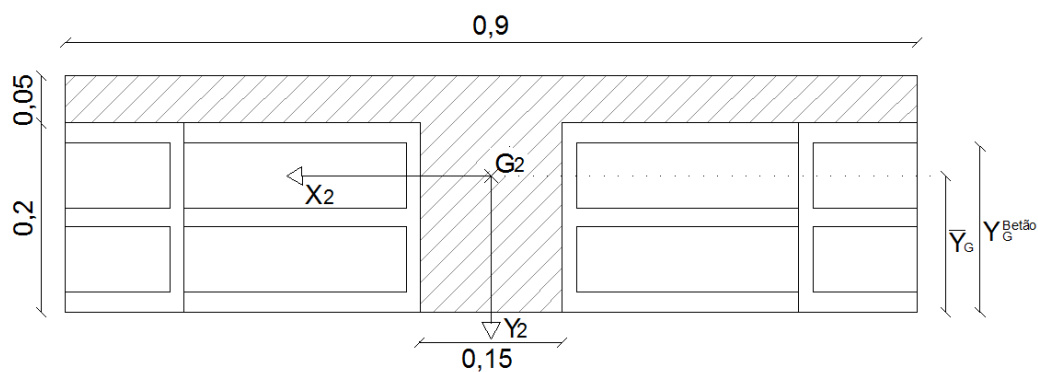


Fig. 3.27 - Secção transversal considerando os blocos de aligeiramento em corte transversal (Corte A-A')

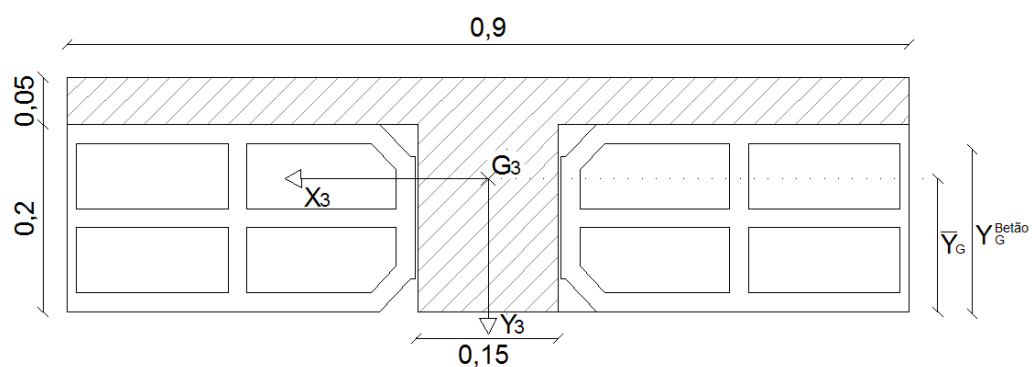


Fig. 3.28 - Secção transversal considerando os blocos de aligeiramento em corte longitudinal (Corte B-B')

Para efeitos de cálculo, utilizou-se as dimensões médias dos "Fungiblocos" obtidas de acordo com a Norma Europeia EN 772-16 e o módulo de elasticidade médio obtido no ensaio realizado de acordo com a norma NP EN 1052-1 2002.

3.4.1 INFLUÊNCIA SOBRE A RIGIDEZ DA LAJE

Nas Tabela 3.8 e Tabela 3.9 apresentam-se os resultados da rigidez da laje, nas diversas secções transversais analisadas, para um betão C25/30.

Tabela 3.8 - Propriedades geométricas e rigidez da secção de betão

Sem blocos de aligeiramento	
$A_{c,betão}$ (m ²)	0.075
$Y_G^{Betão}$ (m)	0.175
$I_{betão}$ (m ⁴)	3.91E-04
EI_{x1} (kN.m ²)	12109

Tabela 3.9 - Propriedades geométricas e rigidez da secção composta

	Com blocos de aligeiramento (Corte A-A')	Com blocos de aligeiramento (Corte B-B')
A_{blocos} (m ²)	0.053	0.060
\bar{Y}_G (m)	0.144	0.142
I_{blocos} (m ⁴)	2.69E-04	2.87E-04
EI_x (kN.m ²)	15918	16348

em que:

- $A_{c,betão}$ área da secção transversal de betão;
- A_{blocos} área correspondente ao corte dos blocos;
- $Y_G^{Betão}$ centro geométrico da secção de betão;
- \bar{Y}_G centro geométrico da secção composta;
- $I_{betão}$ momento de inércia da secção de betão;
- I_{blocos} momento de inércia dos blocos;
- EI_x rigidez associada à secção em estudo.

Com os resultados apresentados, conclui-se que os blocos têm alguma influência na rigidez da laje sendo o valor de rigidez da secção de betão cerca de 75% da rigidez da secção composta. Por outro, lado verifica-se que a rigidez em ambos os cortes é bastante semelhante.

3.4.2 INFLUÊNCIA SOBRE AS TENSÕES E DEFORMAÇÃO DEVIDAS À RETRAÇÃO DO BETÃO

Relativamente às análises das tensões e deformações causadas pela retração do betão, estas foram efetuadas considerando que os blocos de aligeiramento já se encontravam estáveis aquando da betonagem da laje, ou seja, a sua retração já tinha ocorrido por completo ($\epsilon_{cs}^{blocos} = 0$). Note-se que estes são formados por paredes de espessura muito reduzida, sendo portanto rápidas as trocas de humidade com o exterior. Por outro lado, a retração da laje ainda teria de ocorrer na sua totalidade. Sendo assim, analisaremos de seguida o valor da retração diferencial a longo prazo (ϵ_{cs}^{dif}), dado pela equação (3.2).

$$\epsilon_{cs}^{dif} = \epsilon_{cs}^{betão} - \epsilon_{cs}^{bloco} = \epsilon_{cs}^{betão} \quad (3.2)$$

A retração do betão foi calculada com base na equação (2.4) a (2.9) presentes no capítulo 2 para um betão C25/30, um cimento tipo NR e uma humidade relativa de 60%.

O cálculo do estado de tensão provocado pela retração diferencial foi efetuado em três etapas, tal como é representado na Fig. 3.29.

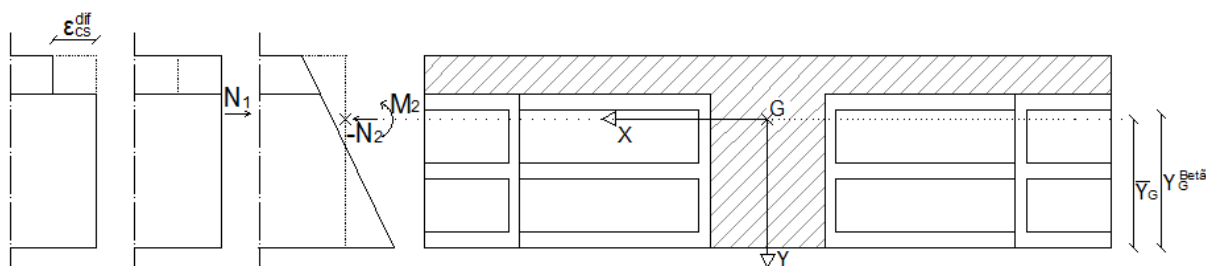


Fig. 3.29 - Etapas de cálculo do estado de tensão e deformação a longo prazo, provocado pela retração diferencial

O esforço N_1 , dado pela equação (3.3), é aplicado à laje e serve para restaurar a compatibilidade ocorrida devido à retração diferencial. É calculado com o módulo de elasticidade efetivo ajustado, uma vez que N_1 aumenta lentamente ao longo do tempo, desde zero até ao seu valor final (Sousa, 2004).

$$N_1 = \epsilon_{cs}^{dif} \times A_{c,betão} \times E_{c,adj}^{betão}(\infty, t_0) \quad (3.3)$$

onde,

$$E_{c,adj}^{betão}(\infty, t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.4)$$

em que:

$A_{c,betão}$ Área da secção transversal de betão;

E_c Módulo de elasticidade do betão;

χ Coeficiente de envelhecimento;

$\varphi(\infty, t_0)$ Coeficiente de fluência, calculado pela equação (2.12).

É preciso frisar que não foi possível quantificar o comportamento dos blocos em termos de fluência. Por isso, nos cálculos que se apresentam a seguir, considera-se simplificada que o coeficiente de fluência a longo prazo para o bloco toma um valor típico para elementos de betão. Sendo assim, adotou-se de modo simplificativo, um valor plausível para $[1 + \chi \times \varphi(\infty, t_0)]$ de 2.5.

Para restabelecer o equilíbrio aplica-se, no centro de rigidez da secção composta, os esforços N_2 e M_2 , equações (3.5) e (3.6), cuja resultante é simétrica em relação a N_1 . O cálculo das tensões normais e deformações provocadas por N_2 e M_2 , e do centro de rigidez da secção composta são realizados considerando a secção homogeneizada em betão (Sousa, 2004).

$$N_2 = -N_1 \quad (3.5)$$

$$M_2 = -N_1 \times (\bar{Y}_G - Y_G^{Bet\tilde{a}o}) \quad (3.6)$$

As propriedades das secção homogeneizada em betão são determinadas da seguinte forma, pelas equações (3.7) a (3.9):

$$\bar{A} = A_{c,bet\tilde{a}o} + m \times A_{blocos} \quad (3.7)$$

$$\bar{Y}_G = \frac{A_{c,bet\tilde{a}o} \times Y_G^{bet\tilde{a}o} + m \times A_{blocos} \times Y_G^{blocos}}{\bar{A}} \quad (3.8)$$

$$\bar{I}_x = I_{x,bet\tilde{a}o} + m \times I_{x,blocos} \quad (3.9)$$

em que $m = E_{c,adj}^{blocos} / E_{c,adj}^{bet\tilde{a}o}$ é o coeficiente de homogeneização.

O cálculo de tensões normais devido à retração diferencial no betão e nos blocos são calculadas pelas equações (3.10) e (3.11) respetivamente.

$$\sigma_{bet\tilde{a}o}(y) = \frac{N_1}{A_{c,bet\tilde{a}o}} + \frac{N_2}{\bar{A}} + \frac{M_2 \times y}{\bar{I}_x} \quad (3.10)$$

$$\sigma_{blocos}(y) = m \times \left[\frac{N_2}{\bar{A}} + \frac{M_2 \times y}{\bar{I}_x} \right] \quad (3.11)$$

A curvatura da secção é dada pela equação (3.12).

$$\frac{1}{r} = \frac{M_2}{E_{c,adj}^{blocos} \times \bar{I}_x} \quad (3.12)$$

Na Tabela 3.10 apresentam-se os valores da retração do betão, os módulos de elasticidade efetivos ajustados de ambos os materiais e o esforço axial necessário para restaurar a compatibilidade de deformações.

Tabela 3.10 - Valores utilizados no cálculo das tensões e deformações em ambas as secções

$\epsilon_{cs}^{bet\tilde{a}o}$	5.38E-04
$E_{c,adj}^{bet\tilde{a}o}$ (kPa)	1.24E+07
$E_{c,adj}^{blocos}$ (kPa)	1.70E+06
N_1 (kN)	500.68

Na Tabela 3.11 estão apresentados as propriedades para cada uma das secções homogeneizadas, bem como os esforços, as tensões e as curvaturas.

Tabela 3.11 - Propriedades, esforços, tensões e curvatura para as secções compostas

		Com blocos de aligeiramento (corte A-A')	Com blocos de aligeiramento (corte B-B')
\bar{A} (m ²)		0.082	0.083
\bar{Y}_G (m)		0.168	0.168
\bar{I}_x (m ⁴)		4.65E-04	4.72E-04
N ₂ (kN)		-500.68	-500.68
M ₂ (kNm)		3.31	3.70
1/r		4.18E-03	4.61E-03
Tensões no betão (kPa)	σ_{Inf}	1786	1975
	σ_{Sup}	7	12
Tensões no bloco (kPa)	σ_{Inf}	-672	-646
	σ_{Sup}	-876	-862

Nas Fig. 3.30 e Fig. 3.31 ilustram-se os diagramas de tensões normais no betão e no bloco para a secção transversal correspondente ao corte A-A' e ao corte B-B' respetivamente.

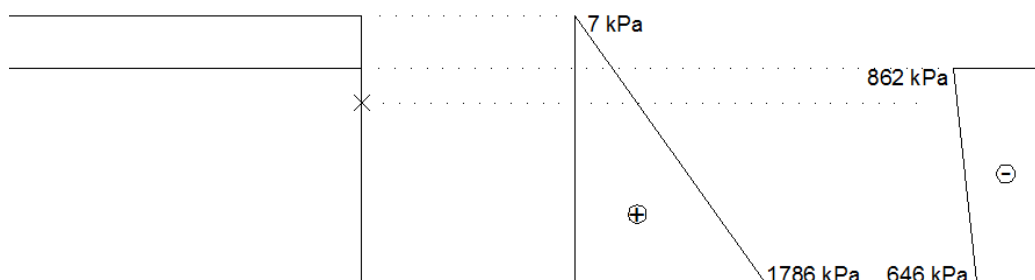


Fig. 3.30 - Diagrama de tensões normais no betão (à esquerda) e no bloco (à direita) para o corte A-A'

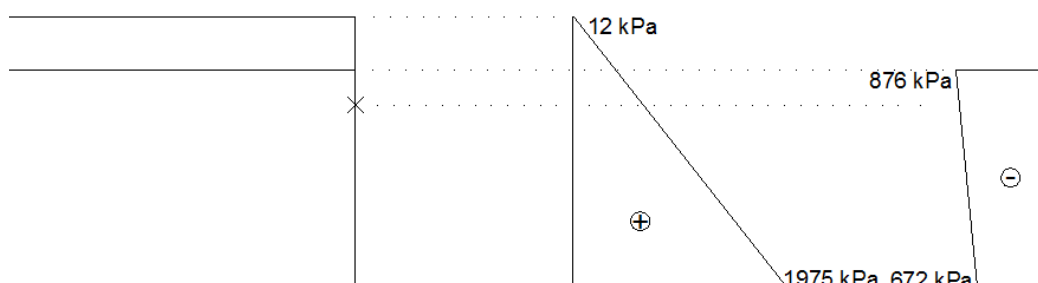


Fig. 3.31 - Diagrama de tensões normais no betão (à esquerda) e no bloco (à direita) para o corte B-B'

Como era de esperar, a secção de betão sofre algumas trações significativas nas fibras inferiores sendo o seu valor cerca de 70 a 75% do valor médio da tensão de rotura do betão à tração.

Conclui-se portanto, que os blocos apresentam uma influência importante sobre o comportamento do betão colocado *in-situ*, uma vez que a tensão de tração que se instala no betão é uma percentagem bastante significativa da resistência à tração do betão. Por outro lado, a tensão de compressão nos blocos constitui também uma percentagem importante da sua resistência à compressão, sendo cerca de 35% da mesma.

Nesta dissertação, a influência dos blocos de aligeiramento não foi tida em conta nas análises não lineares efetuadas nos capítulos 6 e 7, visto que, num trabalho desta natureza, não era possível que as análises fossem iniciadas após a obtenção dos resultados experimentais acerca do comportamento dos blocos. No entanto, tendo em conta as conclusões apresentadas ao longo do presente subcapítulo, considera-se importante que este assunto seja desenvolvido em trabalhos futuros.

4

CARATERIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS EM ANÁLISE E DOS MODELOS ADOTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Ao longo da presente dissertação, pretende-se fazer a análise de lajes aligeiradas sujeitas a cargas verticais e restringidas axialmente. Para tal, foram considerados três casos de estudo, utilizando geometrias e modelos numéricos de análise diferentes, de modo a obter diversos resultados que permitam uma análise mais aprofundada do assunto. Nos dois primeiros modelos são analisadas lajes com um comportamento unidirecional, enquanto que o último caso, prende-se com a análise uma laje com comportamento bidirecional.

O primeiro caso de estudo consistiu na análise, de modo simplificado, de um tramo interior de uma laje, com comportamento unidirecional, através da modelação de tramos de laje bi-encastados e fazendo variar o vão entre 5.5, 6.5, 7.0 e 8.5 metros, como é possível observar na Fig. 4.1.

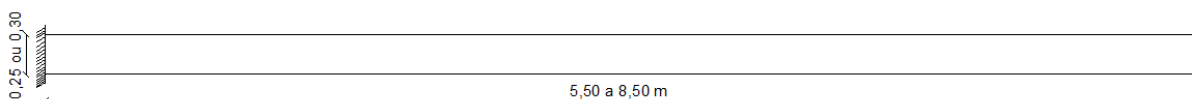


Fig. 4.1 - Modelo utilizado na análise de vãos isolados de lajes

Numa segunda análise pretendeu-se simular tramos contínuos de laje, com dois vãos extremos e três vãos interiores. Neste caso foram simuladas duas hipóteses, uma em que os vãos extremos possuem 5.5 metros e os vãos interiores 7.0 metros e outra em que os vãos extremos possuem 6.5 metros e os vãos interiores 8.5 metros. Nesta análise foram consideradas duas condições de apoio distintas que se encontram ilustradas na Fig. 4.2. Na Fig. 4.2 estão apenas representados dois vãos e meio uma vez que na realização das análises tirou-se partido das condições de simetria que a laje apresenta. Inicialmente considerou-se a laje diretamente apoiada, interiormente em apoios simples e externamente em encastramentos. Numa segunda análise considerou-se esta mesma laje apoiada interiormente em pilares e externamente em núcleos rígidos, todos eles encastrados na base.

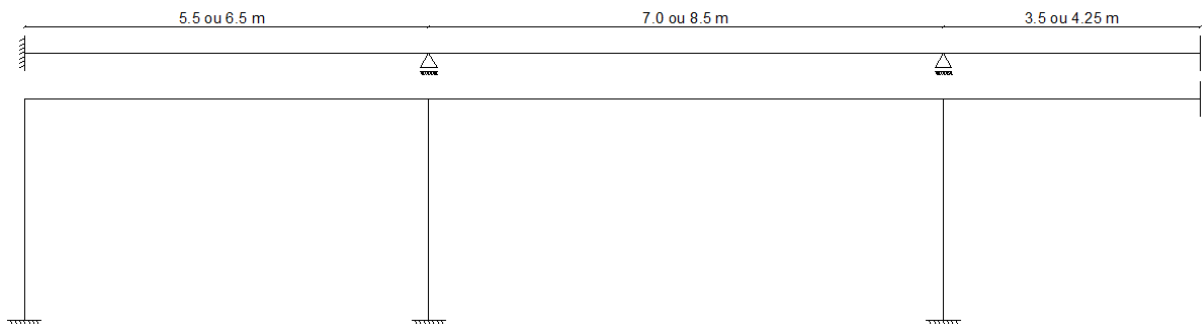


Fig. 4.2 – Modelos utilizado na análise de vãos contínuos de lajes

No terceiro caso de estudo, pretendeu-se analisar o comportamento de um vão interno de uma laje fungiforme aligeirada, com comportamento bidirecional, com os seus bordos encastrados e um vão de 7.2 metros como se pode observar na Fig. 4.3.

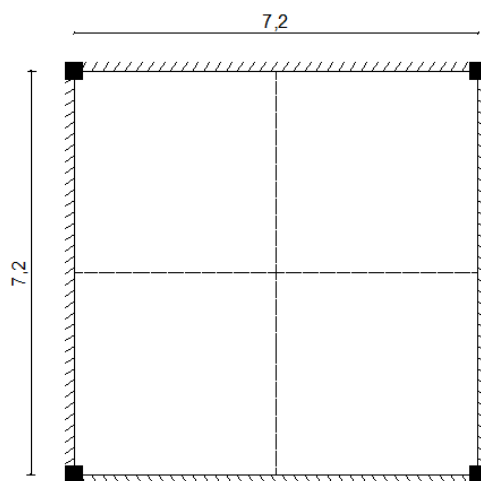


Fig. 4.3 – Modelo utilizado na análise bidirecional de lajes

Em todas as análises o fator comum é a elevada restrição axial a que as lajes estão sujeitas, levando a esforços axiais resultantes da retração do betão que, quando não contabilizados no dimensionamento, podem provocar fendilhação excessiva. Tendo em conta as condições de apoio adotadas, pode-se considerar dois tipos de restrição à deformação: total, nos casos em que se usou encastramentos nas extremidades e parcial, quando as extremidades estão assentes nos núcleos rígidos.

Mais adiante, na presente dissertação, os casos de estudo serão descritos mais pormenorizadamente de modo a facilitar o seu entendimento.

4.2. GEOMETRIA, PROPRIEDADES MATERIAIS E AÇÕES

O presente estudo trata de lajes aligeiradas por blocos de aligeiramento com dimensões em planta de $75 \times 25 \text{ cm}^2$. A secção transversal das lajes em análise teve de ser portanto adaptada aos mesmos.

Sendo assim, nas análises de lajes unidireccionais considerou-se uma secção transversal com uma alma com 15 cm de largura e um banzo com 5 cm de espessura e 90 de largura, tal como se pode observar na Fig. 4.4. Relativamente à altura da alma, esta varia em função dos vãos devido à necessidade de cumprir o estado limite de deformação. Neste trabalho foram apenas adotadas duas alturas distintas, de 20 e 25 cm, tendo sido condicionadas pela altura dos blocos de aligeiramento.

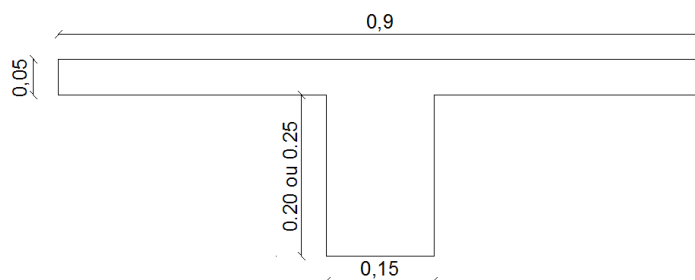


Fig. 4.4 - Secção transversal de betão adotada na análise de lajes com comportamento unidirecional

Na análise de lajes com comportamento bidirecional considerou-se uma lajeta de compressão com 5 cm de espessura e nervuras com 15 cm de largura, espaçadas de 90 cm em ambas as direções. Junto dos pilares considerou-se uma zona maciça com $90 \times 90 \text{ cm}^2$, contados a partir do eixo do pilar, para ter em conta o punçoamento a que aquela zona está sujeita. Na Fig. 4.5 pode observar-se o corte transversal da laje ao longo do alinhamento dos pilares.

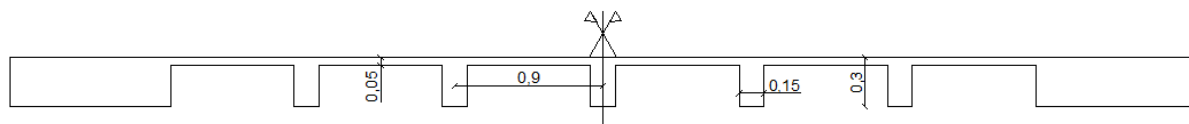


Fig. 4.5 - Corte transversal da laje com comportamento bidirecional ao longo do alinhamento dos pilares

As propriedades adotadas foram iguais para todos os casos de estudos elaborados ao longo da dissertação. Na Tabela 4.1 encontram-se representadas os valores considerados.

Tabela 4.1 - Propriedades materiais adotadas

Propriedades			
Betão	γ	25	kN/m ³
	f_{ck}	25	MPa
	f_{cm}	33	MPa
	f_{ctm}	2.6	MPa
	E_{cm}	31	GPa
	G_f	136.98	N/m
	ν	0.2	
	Classe do Cimento	NR	
Aço	f_{yk}	500	MPa
	E_s	200	Gpa

No que diz respeito às propriedades ambientais, adotou-se uma humidade relativa de 60% e uma temperatura de 20 °C.

Relativamente à armadura, foram adotados diâmetros diferentes para a armadura superior e inferior, uma vez que se trata de uma secção de betão em "T", em que a alma possui uma largura reduzida, sendo os momentos positivos resistidos por armadura concentrada nesta largura, e a lajeta possui uma pequena espessura, impedindo a utilização de grandes diâmetros. Sendo assim, adotou-se um diâmetro de 16 mm para o varão inferior e 10 mm para o varão superior e um diagrama tensão-extensão igual ao representado na Fig. 2.6.

O recobrimento adotado foi de 25 mm medido desde a superfície do betão à superfície da armadura.

As ações verticais consideradas nos modelos incluem apenas o peso próprio da estrutura de betão e uma carga variável de 5 kN/m² com os respetivos coeficientes $\Psi_0 = 0,8$, $\Psi_1 = 0,7$ e $\Psi_2 = 0,6$. Os referidos valores dizem respeito a sobrecargas em pavimentos para garagens públicas de automóveis ligeiros (RSA, 1983).

As propriedades materiais e ambientais e as ações adotadas, foram as mesmas que Carvalho (2013) e Ribeiro (2014) consideraram nas suas dissertações, uma vez que se pretende, com este trabalho, obter valores comparáveis com os resultados obtidos pelos referidos autores.

4.3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS

Tal como foi referido no início deste capítulo, no desenvolvimento da presente dissertação foram feitas análises unidirecionais e bidirecionais.

Nas primeiras, os elementos de betão armado são representados por elementos finitos de viga do tipo *Mindlin* ("Element Library" de DIANA), uma vez que as duas dimensões perpendiculares ao eixo da barra são muito inferiores ao comprimento da mesma. Estes elementos finitos possuem três nós e dois pontos de integração na direção do eixo da barra. Cada ponto de integração na direção do eixo da barra tem nove pontos de integração na secção transversal, de acordo com o método de *Simpson*, uma vez

que a secção transversal da laje foi modelada através três zonas, tal como se pode observar na Fig. 4.6. Cada zona é caracterizada por 3 pontos de integração resultando na sobreposição de dois pontos na transição entre zonas.

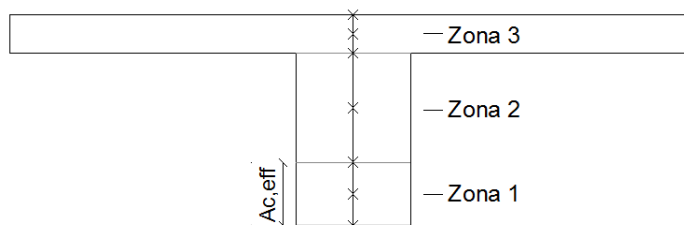


Fig. 4.6 - Divisão da secção transversal das análises unidireccionais em zonas e representação dos pontos de integração

Na zona 1 e 3 o betão é modelado de acordo com o diagrama de *tension stiffening* (ver Fig. 2.4) e na zona 2 de acordo com o de *tension softening* (ver Fig. 2.2). Tendo em conta que o diagrama de *tension stiffening* depende da razão entre a energia de fratura do betão e distância média entre fendas, tal como é possível observar nas equações (2.31) a (2.34), e uma vez que a percentagem de armadura e os diâmetros adotados não são iguais para a face inferior e superior, levando a distâncias médias entre fendas diferentes (ver equação (2.30)), optou-se por considerar o diagrama de *tension stiffening* como resultado da média para ambas as faces, uma vez que a diferença entre diagramas é pouco relevante. A altura efetiva representada na Fig. 4.6 é calculada, como vimos anteriormente, com base na Fig. 2.3.

Nas análises bidireccionais, os elementos de betão armado são representados por elementos finitos curvos de casca, sendo neste caso usado com configuração plana, uma vez que se pretende simular elementos estruturais finos, ou seja, em que a espessura é muito reduzida quando comparada com as restantes dimensões. Estes elementos quadriláteros de oito nós e quatro pontos de integração de Gauss no seu plano, permitem a criação de vários *layers*, ou seja várias camadas ao longo da espessura da casca, possibilitando assim considerar materiais com propriedades diferentes ao longo dela. Isto é fundamental para simular os efeitos de *tension softening* e *tension stiffening* em diferentes zonas ao longo da espessura (Ribeiro, 2014). No entanto, apenas se tirou partido deste fator na zona maciça junto aos pilares, pois considerou-se, simplificadamente, que nas restantes zonas este fator não seria relevante por se tratar de uma zona aligeirada. Na Fig. 4.7 encontra-se representada a secção transversal da laje e respetivas camadas. A semelhança do que foi referido para os modelos unidireccionais, na camada 1 e 3 o betão é modelado de acordo com o diagrama de *tension stiffening* e na camada 2 de acordo com o de *tension softening*.

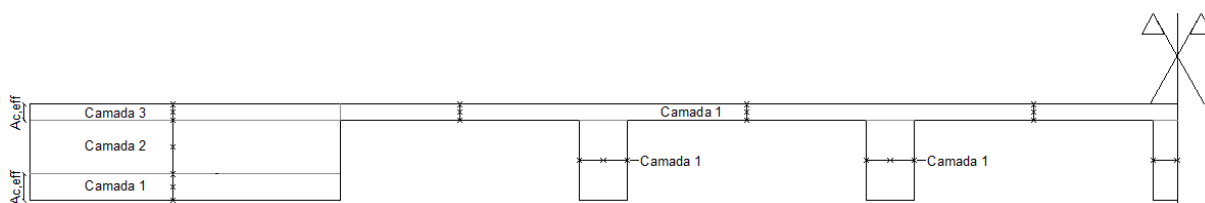


Fig. 4.7 - Divisão da secção transversal das análises bidireccionais em camadas e representação dos pontos de integração

Tal como Carvalho (2013) e Ribeiro (2014), na modelação das lajes analisadas considerou-se uma descofragem aos 28 dias de idade do betão. Em concordância, e de modo simplificado, considera-se que a retração de secagem está impedida nos primeiros 14 dias. Este valor de 14 dias corresponde a uma média entre um período de cura de 0 dias para a superfície superior da laje e 28 dias para a superfície inferior, protegida pela cofragem. Sendo assim, as análises iniciam-se quando o betão tem uma idade de 14 dias, dando-se início ao fenómeno da retração neste mesmo instante.

O *software* DIANA realiza as análises de forma iterativa e através de incrementos. Os incrementos podem ser de carga ou de tempo, não sendo possível que ambos evoluam em simultâneo. Em cada incremento realiza-se um processo iterativo que só termina quando é atingida a convergência. Sendo assim, aptou-se por iniciar o processo através da contagem do tempo até se atingir 14 dias ($t_{\text{diana}}=14$ dias). Neste instante, foi aplicado o peso próprio da estrutura em cinco incrementos até ser atingido o peso total. Após finalizada a aplicação do peso próprio, são aplicados incrementos de tempo com um valor acumulado de 28 dias ($t_{\text{diana}}=42$ dias). Quando concluídos os incrementos de tempo, procedeu-se à aplicação da sobrecarga em 6 incrementos de 10% da carga máxima, correspondendo ao valor quase-permanente da sobrecarga uma vez que se está a realizar uma análise em serviço onde interessa considerar as ações com carácter de permanência. Por fim foram aplicados incrementos de tempo até aproximadamente 50 anos. Na Fig. 4.8 encontram-se representados os cronogramas de tempo correspondentes ao tempo real, desde a betonagem, e ao tempo no *software* DIANA, bem como os instantes de aplicação das cargas durante as análises não lineares.

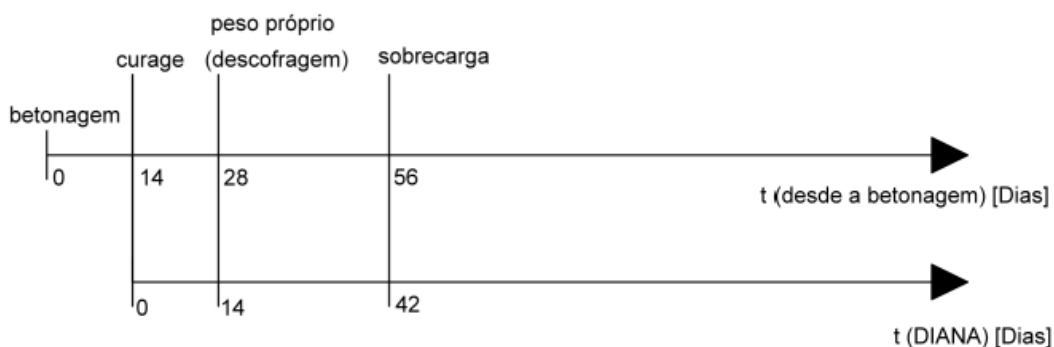


Fig. 4.8 - Cronogramas de tempo, real e do *software*, e instantes de aplicação das cargas nas análises não lineares (Ribeiro, 2014)

Para além do carregamento vertical, foram também considerados os fenómenos de retração, fluência e fissuração, empregando os modelos atrás descritos.

5

METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO EM ELS

5.1. INTRODUÇÃO

Nos procedimentos correntes de dimensionamento, em geral, os projetistas não tem conhecimento do valor exato de esforço axial a considerar para atender ao efeito das deformações impostas restringidas em lajes aligeiradas. Nesta dissertação pretende-se, através de análises não lineares, obter conclusões sobre o valor deste esforço de modo dar um contributo aos estudos já efetuados nesta área auxiliando assim os projetistas que não recorrem a este tipo de análises.

Uma vez que se pretende analisar o efeito da retração em elementos de betão restringidos axialmente, foi necessário fazer um estudo do comportamento em serviço das lajes seguindo o sugerido no EC2 (CEN, 2004) para uma combinação quase permanente de ações dada pela equação (5.1).

$$P_{c.q.p} = g_k + \Psi_2 \times q_k \quad (5.1)$$

Ao longo do presente trabalho o cálculo da armadura é feito através da combinação de um esforço axial, resultante da restrição à deformação, com o momento fletor, resultante das cargas aplicadas à estrutura, na combinação anteriormente mencionada, com o intuito de cumprir o estado limite de serviço (deformação e fendilhação).

Nos cálculos analíticos considerou-se uma razão entre o módulo de elasticidade do aço e do betão de 15, para combinações de ações quase permanentes ($\alpha_{e,(c,q,p)} = 15$).

5.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

No estudo de lajes em estado limite de serviço, é de extrema importância que seja cumprido o controlo da deformação. Para efetuar este controlo é necessário que a flecha seja limitada, seguindo o que é sugerido pelo EC2 (CEN, 2004). O referido regulamento sugere o limite estabelecido na equação (5.2), para estruturas sujeitas a ações quase permanentes que não sejam suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, como se verifica neste caso de estudo, uma vez que se trata de uma simulação de uma laje de um parque de estacionamento público onde normalmente estes elementos não existem.

$$flecha \leq \frac{l}{250} \quad (5.2)$$

Este limite foi verificado utilizando os deslocamentos a longo prazo calculados através das análises não lineares.

5.3. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

Deve-se assegurar, com probabilidade suficiente, que as fendas não prejudiquem a fácil manutenção e durabilidade da estrutura. Em estruturas de betão armado, as fendas, resultantes de qualquer carregamento direto ou restrição a deformações impostas, não indicam, por si só, uma falta de manutenção, são inevitáveis e não prejudicam necessariamente a durabilidade da estrutura. Para que tal aconteça, é necessário limitar a abertura de fendas de modo a serem satisfeitos os requisitos de funcionalidade, durabilidade ou aparência, tal como é expresso na equação (5.3) (CEB-FIB, 2010).

$$w_d \leq w_{lim} \tag{5.3}$$

onde:

w_d abertura de fendas, calculada de acordo com o subcapítulo 5.3.2, considerada à superfície do betão;

w_{lim} valor nominal limite de abertura de fendas, considerado à superfície do betão.

O valor limite de abertura de fendas depende de considerações relacionadas com a durabilidade e aparência da estrutura. No entanto, para além das imposições regulamentares, poderão existir exigências adicionais feitas pelo dono de obra. Ao longo da dissertação pretendeu-se calcular, por meio de procedimentos analíticos, a armadura mínima de modo a garantir uma abertura de fendas máxima de 0,30 mm.

5.3.1. TENSÃO NA ARMADURA

O cálculo da abertura de fendas é função da tensão na armadura de tração, tornando-se assim importante a correta determinação da mesma. Como foi referido anteriormente, as lajes em questão encontram sujeitas a flexão composta, resultante da combinação de um esforço axial e um momento fletor. Por outro lado, o cálculo da tensão tem de ser feito ignorando o contributo do betão tracionado (cálculo na secção da fenda).

Na Fig. 5.1 e nas equações (5.4) e (5.5) apresenta-se o equilíbrio adotado para estimar analiticamente a tensão na armadura em flexão composta, quando a resultante (força de tração) se encontra entre a armadura superior e inferior.

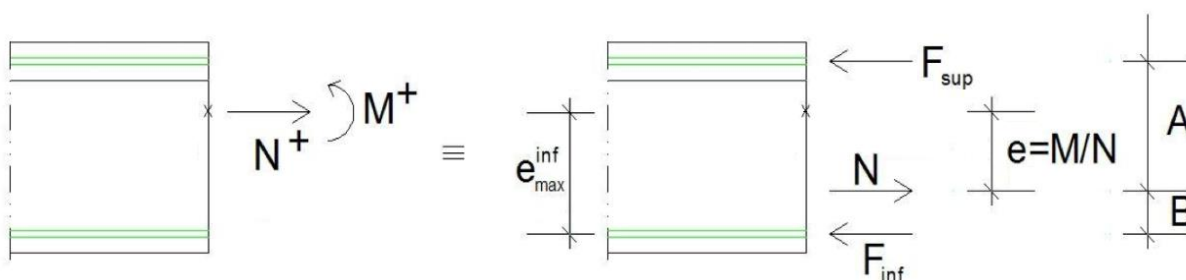


Fig. 5.1 - Equilíbrio em flexão composta, numa secção em "T", para um esforço axial de pequena excentricidade

Metodologia de cálculo da tensão nas armaduras

$$\begin{cases} A = e_{max}^{sup} + e \\ B = e_{max}^{inf} - e \end{cases} \tag{5.4}$$

$$\begin{cases} F_{inf} = N \times \frac{A}{A+B} \\ F_{sup} = N \times \frac{B}{A+B} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{F_{inf}}{A_{s,inf}} \\ \sigma_{sup} = \frac{F_{sup}}{A_{s,sup}} \end{cases} \quad (5.5)$$

No equilíbrio da Fig. 5.1 o esforço axial sobrepõe-se ao momento quase permanente instalado estando a secção totalmente tracionada. Então, o cálculo da altura efetiva da laje é realizado com uma profundidade do eixo neutro igual a zero.

Por outro lado, se a resultante estiver fora da secção, há compressões no betão e o equilíbrio apresentado na Fig. 5.1 deixa de ser válido quando essas compressões no betão envolverem a armadura. Isto significa que no cálculo da altura efetiva da laje teremos de considerar uma profundidade do eixo neutro diferente de zero, procedendo ao cálculo corrente da tensão da armadura tendo em conta essas compressões (Carvalho, 2013).

Na Fig. 5.2 e nas equações (5.6) a (5.14) apresenta-se o equilíbrio adotado para estimar analiticamente a tensão na armadura em flexão composta, quando o esforço axial de tração se encontra fora das armaduras.

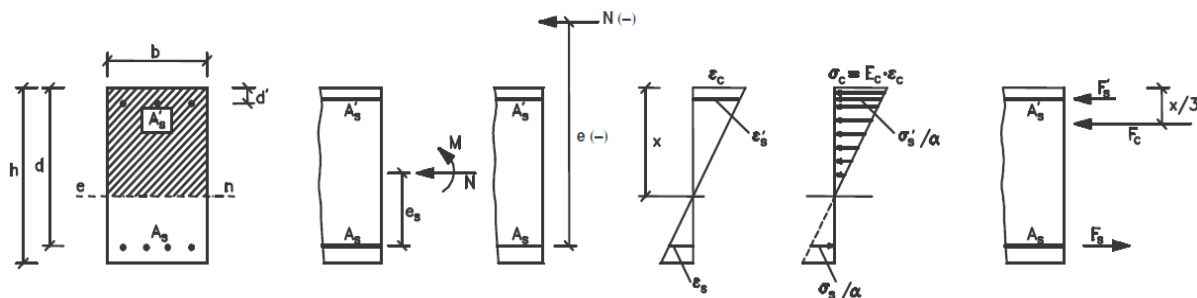


Fig. 5.2 - Equilíbrio em flexão composta, para um esforço axial de média ou grande excentricidade (Apontamentos Estruturas de Betão 1, FEUP)

A posição do eixo neutro, ξ , e tensão na armadura de tração, σ_s , são determinadas com base nas equações (5.6) a (5.14).

$$\begin{aligned} & \xi^3 - 3\xi^2 \times \left(1 + \frac{e}{d}\right) + 6\alpha\rho\xi \times \left[-\frac{e}{d} + \frac{\rho'}{\rho} \times \left(-\frac{e}{d} - 1 + \frac{d'}{d}\right)\right] \\ & - 6\alpha\rho \times \left[-\frac{e}{d} + \frac{\rho'}{\rho} \times \left(-\frac{e}{d} - 1 + \frac{d'}{d}\right) \times \frac{d'}{d}\right] = 0 \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (5.7)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.8)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad (5.9)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d} \quad (5.10)$$

$$\sigma_s = C_s \times \frac{M_s}{b \times d^2} \quad (5.11)$$

$$M_s = M_{CQP} + N \times e_s \quad (5.12)$$

$$C_s = \alpha \times \frac{1-\xi}{\xi} \times C_c \quad (5.13)$$

$$C_c = \frac{\xi}{\frac{\xi^2}{2} \times (1-\frac{\xi}{3}) + \rho' \alpha \times (1-\frac{d'}{d}) \times (\xi - \frac{d'}{d})} \quad (5.14)$$

Ao longo do presente estudo, os cálculos da tensão na armadura resultantes de momentos positivos e esforço axial caíram no caso representado na Fig. 5.1. No que diz respeito ao cálculo da tensão na armadura resultante de momentos negativos e esforço axial, isso já não aconteceu visto estar-se a tratar uma laje aligeirada com uma lajeta de compressão de reduzida espessura, que faz com que o centro geométrico da secção esteja muito perto das fibras superiores.

Foram também calculadas as tensões nas armaduras na secção da fenda, com base nos resultados das análises não lineares, de modo a podermos comparar com os resultados obtidos pelo método analítico. A equação (5.15) permite, a partir da tensão média obtida através das análise não lineares, calcular a tensão na armadura na secção da fenda.

$$\sigma_{s,DIANA} = \frac{\sigma_{média}^{DIANA} \times A_s + 0,4 \times f_{ctm} \times A_{c,eff}}{A_s} \quad (5.15)$$

5.3.2. CÁLCULO DA ABERTURA DE FENDAS SEGUNDO O MC2010 (CEB-FIB, 2010)

Na presente dissertação, o cálculo da abertura de fendas, analítico e com base nas extensões determinadas através da análise não linear, é feito de acordo com o *Model Code 2010* (CEB-FIB, 2010), uma vez que este considera explicitamente a extensão de retração, ϵ_{cs} , enquanto que o EC2 (CEN, 2004) não.

Para o cálculo analítico segue-se a formulação presente na equação (5.16).

$$w_d = 2 \times l_{s,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) \quad (5.16)$$

em que:

$l_{s,max}$ metade da distância máxima entre fendas, dada pela equação (5.17);

ϵ_{sm} extensão média da armadura ao longo de $l_{s,max}$;

ϵ_{cm} extensão média no betão entre fendas ao longo de $l_{s,max}$;

ϵ_{cs} extensão total do betão devido à retração.

Na Fig. 5.3 pode observar-se a transmissão de forças numa zona adjacente a uma fenda, ao longo da distância máxima entre fendas. É ilustrado de forma simplificada (considerando τ constante) o desenvolvimento de tensões no aço, betão e interface.

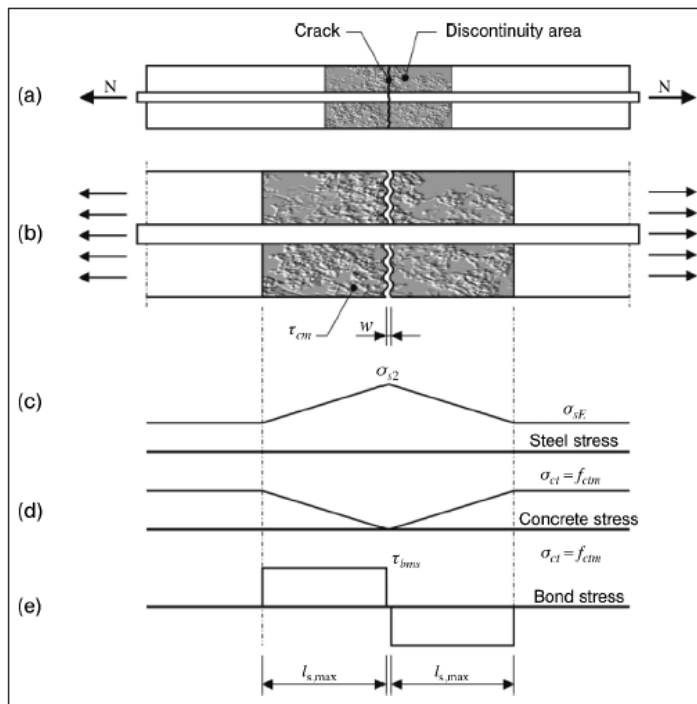


Fig. 5.3 - Desenvolvimento de tensões no aço, betão e interface entre ambos na zona adjacente a uma fenda (CEB-FIB, 2010)

A equação (5.17) permite determinar a distância máxima entre fendas. É de realçar que a expressão que se segue não tem o mesmo significado que a apresentada na equação (2.24). Enquanto que a expressão do capítulo 2 levava a uma estimativa média da distância máxima entre fendas, a expressão que se segue permite calcular o valor utilizado na determinação do valor de cálculo da abertura de fendas.

$$l_{s,max} = k \times c + \frac{1}{4} \times \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \times \frac{\Phi_s}{\rho_{s,ef}} \quad (5.17)$$

onde,

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (5.18)$$

em que:

- k parâmetro empírico para ter em consideração a influencia do betão de recobrimento; como simplificação assumiu-se $k = 1$;
- c espessura do betão de recobrimento;
- f_{ctm} valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;
- τ_{bms} tensão de aderência média ao longo do comprimento de deslizamento entre o aço e o betão, relativa ao quantil inferior (Tabela 5.1);
- Φ_s diâmetro do varão;
- $A_{c,ef}$ área da secção efetiva de betão tracionado que envolve as armaduras (Fig. 2.3).

A deformação relativa entre o aço e o betão é calculada segundo a equação (5.19).

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \beta \times \sigma_{sr}}{E_s} \quad (5.19)$$

onde,

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{s,ef}) \quad (5.20)$$

em que:

- σ_s tensão na armadura de tração admitindo a secção totalmente fendilhada, calculada com base no subcapítulo 5.3.1;
- σ_{sr} tensão máxima na armadura na zona de fendas em fase de formação de fendas, dada pela equação (5.20);
- β coeficiente empírico para avaliar a tensão média ao longo de $l_{s,max}$, dependendo do tipo de carregamento (Tabela 5.1);
- α_e razão entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do betão; para combinações quase permanentes considera-se $\alpha_e = 15$.

Para além da deformação relativa entre o aço e o betão é necessário ter também em conta a deformação total de retração, dada pelas equações (5.21) e (5.22), de modo a obter-se a deformação relativa total para o cálculo analítico da abertura de fendas.

$$\varepsilon_{cs} = \eta_r \times \varepsilon_{sh} \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (5.22)$$

com,

- η_r coeficiente para considerar a contribuição da retração do betão (Tabela 5.1);
- $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ deformação total de retração no betão no instante t, dada pela equação (2.4).

A partir da Tabela 5.1 obtém-se os coeficientes necessários para o cálculo da abertura de fendas, de modo a ter em conta a duração do carregamento e a fase de fendilhação.

Tabela 5.1 - Valores para τ_{bms} , β e η_r

	<i>Crack formation stage</i>	<i>Stabilized cracking stage</i>
Short term, instantaneous loading	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$
Long term, repeated loading	$\tau_{bms} = 1.35 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$	$\tau_{bms} = 1.8 \cdot f_{ctm}(t)$ $\beta = 0.4$ $\eta_r = 1$

O cálculo da abertura de fendas com base nos resultados das análises não-lineares é feito a partir da equação (5.23).

$$w_d^{DIANA} = 2 \times l_{s,max} \times \varepsilon_{cr}^{DIANA} \quad (5.23)$$

em que:

- $l_{s,max}$ distância máxima entre fendas calculada de forma analítica pela equação (5.17);
- ε_{cr}^{DIANA} extensão correspondente a uma abertura de fenda calculada através da análise não linear.

6

ESTUDO UNIDIRECIONAL DE LAJES ALIGEIRADAS RESTRINGIDAS AXIALMENTE SOB A AÇÃO DE CARGAS VERTICAIS

6.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do presente capítulo pretende-se fazer uma análise unidirecional de lajes aligeiradas sujeitas a uma forte restrição axial e sob a ação de cargas verticais. A secção transversal adotada, Fig. 4.1 permite simular o comportamento do betão armado que constitui a laje numa largura de influência de 90 cm.

O estudo deste tipo de lajes foi feito recorrendo a duas análises distintas, uma em que se considera apenas tramos isolados de lajes, bi-encastados, e outra em que se consideram vãos contínuos de laje com diversas condições de apoio. A análise de tramos isolados bi-encastados pretende simular um tramo interior de uma laje contínua, totalmente restringida, podendo, desta forma, chegar-se a resultados comparáveis entre ambas as análises. Ao longo das análises fez-se variar os vãos de modo a obter uma gama de resultados mais vasta e que permita retirar conclusões mais fiáveis.

6.2. ANÁLISE DE VÃOS ISOLADOS BI-ENCASTRADOS

O presente subcapítulo tem como principal objetivo comparar os resultados obtidos a partir das análises numéricas efetuadas, com os resultados obtidos por Carvalho (2013) na sua dissertação. O autor realizou análises semelhantes, recorrendo também a uma análise a duas dimensões de um modelo de tramos isolados de laje, bi-encastados, e aos mesmos elementos finitos que foram utilizados ao longo deste capítulo. É de realçar que a principal diferença entre as análises realizadas nesta dissertação e as realizadas por Carvalho (2013) é a secção transversal da laje. Enquanto que o referido autor analisou lajes maciças, tendo por isso utilizado uma modelação em que a espessura da laje é constante ao longo da secção transversal, nesta dissertação trata-se de lajes aligeiradas, adotando-se uma secção transversal em "T".

Tal como Carvalho (2013), ao longo deste subcapítulo serão analisados vãos isolados de laje com uma forte restrição à deformação axial. De modo a garantir tal restrição, os modelos serão simulados com as suas extremidades encastradas tal como é representado na Fig. 6.1.

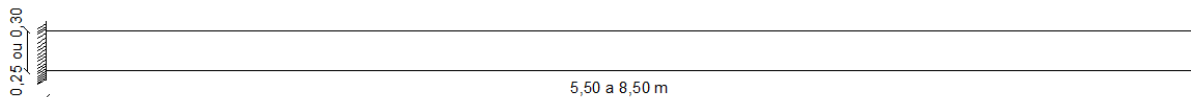


Fig. 6.1 - Modelo utilizado na análise de vãos isolados de lajes

Tal como já foi referido, foram analisadas diversos comprimentos de vãos com valores de 5.5, 6.5, 7.0 e 8.5 metros. Ao variar os vãos, houve a necessidade de fazer variar também as espessuras, de modo a que a deformação das lajes estivesse dentro dos limites estabelecidos pelo EC2 (CEN, 2004).

6.2.1. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO

Uma vez que estamos perante lajes fortemente restringidas, é indispensável ter em conta, não só os momentos flectores, mas também o esforço axial de tração, provocado por tal restrição, para estimar a armadura necessária de modo a que seja cumprida a abertura de fendas máxima.

O esforço axial de tração considerado inicialmente corresponde ao esforço axial de fendilhação ($N_{cr} = A_c \times f_{ctm}$), que permite obter uma estimativa superior para a armadura que garanta o estado limite de serviço (fendilhação). As armaduras necessárias para cumprir o estado limite de serviço nestas condições e os momentos flectores elásticos utilizados no cálculo das mesmas estão representados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Resultados obtidos através de cálculos analíticos considerando a secção em flexão composta, com $N = N_{cr}$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Vão (m)	Espessura (m)	Momentos Elásticos		$A_{s,sup}^{apoi}$ (cm ² /m)	$\sigma_{s,sup}^{apoi}$ (MPa)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)	$\sigma_{s,inf}^{vão}$ (MPa)
		M_{apoi} (kNm)	$M_{vão}$ (kNm)				
5.5	0.25	-12.29	6.15	8.67	244	3.52	227
6.5	0.30	-17.82	8.91	9.14	253	3.87	245
7.0	0.25	-19.91	9.95	9.63	262	3.99	251
8.5	0.30	-30.48	15.24	10.37	275	4.44	274

6.2.2. ANÁLISE NÃO LINEAR

Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores da abertura de fendas, da tensão na armadura na secção da fenda e do esforço axial obtidos na análise não linear considerando a estimativa de armadura apresentada na Tabela 6.1.

Tabela 6.2 - Resultados obtidos na análise não linear, para a estimativa de armadura considerando a secção em flexão composta ($N=N_{cr}$)

Vão (m)	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (MPa)	Flecha (m)	L/250 (m)	N_{DIANA}^1 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^1}{N_{cr}}$
5.5	Apoio	0.204	185	0.008	0.022	134.7	0.69
	Meio vão	0.188	146				
6.5	Apoio	0.205	191	0.009	0.026	151.7	0.78
	Meio vão	0.182	150				
7.0	Apoio	0.213	206	0.015	0.028	128.9	0.66
	Meio vão	0.204	168				
8.5	Apoio	0.215	216	0.019	0.034	142.7	0.73
	Meio vão	0.192	159				

Verifica-se, pela observação dos resultados anteriormente apresentados, que os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear são bastante inferiores ao limite máximo de 0.30 mm. Este facto acontece uma vez que o esforço axial de fendilhação, utilizado para o cálculo da armadura, é bastante superior ao esforço axial obtido na análise não linear. O valor do esforço axial, em cada vão, obtido através do software nesta primeira iteração varia entre 66 e 78% do esforço axial de fendilhação. Com estes resultados conclui-se que as quantidades de armadura podem ser significativamente reduzidas nas próximas iterações.

É de realçar também que o estado limite de deformação encontra-se garantido em todos os vãos analisados.

A determinação do esforço axial a considerar nas verificações em estado limite de serviço é feita por um método iterativo. Neste estudo foram necessárias apenas duas iterações para determinar o valor do esforço axial de tração que deve ser utilizado no cálculo da armadura necessária para controlo da fendilhação.

Na Tabela 6.3 apresentam-se os esforços obtidos na segunda análise não linear e a armadura necessária para fazer face a esses esforços, cumprindo o estado limite de serviço, a ser utilizada na terceira iteração.

Tabela 6.3 – Esforços e armadura e tensão na armadura estimadas através de cálculos analíticos, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Vão (m)	Espessura (m)	N_{DIANA}^2 (kN)	M_{apoio}^2 (kNm)	$M_{vão}^2$ (kNm)	$A_{s,sup}^{apoio}$ (cm ² /m)	$\sigma_{s,sup}^{apoio}$ (MPa)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)	$\sigma_{s,inf}^{vão}$ (MPa)
5.5	0.25	121.42	-12.93	5.37	7.26	220	2.94	197
6.5	0.30	142.34	-19.17	7.36	7.95	232	3.25	213
7.0	0.25	118.42	-21.11	8.54	8.40	240	3.38	219
8.5	0.30	131.43	-32.33	13.04	9.20	255	3.76	239

Tal como era de esperar, a quantidade de armadura necessária para cumprir o estado limite de serviço é inferior à armadura calculada considerando o esforço de fendilhação. A redução na quantidade de armadura está entre 11 e 16% em relação à armadura estimada considerando o esforço axial de fendilhação.

De modo a confirmar se esta armadura garante a abertura de fendas limite, realizou-se uma terceira iteração recorrendo novamente ao programa de cálculo.

Na Tabela 6.4 são apresentados os valores de aberturas de fendas, tensão na armadura na secção da fenda e esforço axial obtidos na terceira análise não linear.

Tabela 6.4 - Resultados obtidos na terceira análise não linear considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3

Vão (m)	Zona	L/250 (m)	Análise não linear				Cálculo analítico		
			Flecha (m)	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (MPa)	N_{DIANA}^3 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^3}{N_{cr}}$	$w_{k,Analítico}$ (mm)	$\sigma_{s,Analítico}$ (MPa)
5.5	Apoio	0.022	0.009	0.252	212	117.73	0.60	0.286	208
	Meio vão			0.240	173			0.298	195
6.5	Apoio	0.026	0.010	0.250	218	140.48	0.65	0.291	223
	Meio vão			0.232	178			0.297	210
7.0	Apoio	0.028	0.017	0.254	230	116.40	0.60	0.289	230
	Meio vão			0.244	193			0.298	217
8.5	Apoio	0.034	0.021	0.252	239	129.34	0.60	0.291	245
	Meio vão			0.240	205			0.298	237

Como se pode observar, os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear são bastante inferiores aos obtidos através do cálculo analítico considerando os esforços obtidos nesta análise. Relativamente à tensão na armadura constata-se que os valores obtidos na terceira análise não linear são idênticos na face superior e inferiores na face inferior, quando comparados com os calculados analiticamente. Estas diferenças devem-se principalmente ao facto de, no cálculo analítico, as tensões de tração na secção da fenda serem zero, enquanto que na análise não linear existem tensões de tração na secção da fenda, na zona mais próxima do eixo neutro. A importância deste efeito aumenta quando a quantidade de armadura de tração diminui, sendo por isso maiores as diferenças na secção de meio vão.

Estas diferenças podem ser também explicadas através dos diagramas de tensões no betão nas zonas em estudo. Na Fig. 6.2 apresenta-se a comparação das tensões no betão consideradas para o cálculo analítico e das obtidas através da análises não linear, para a zona do apoio e para a zona do meio vão, no vão de 6,5 metros considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3.

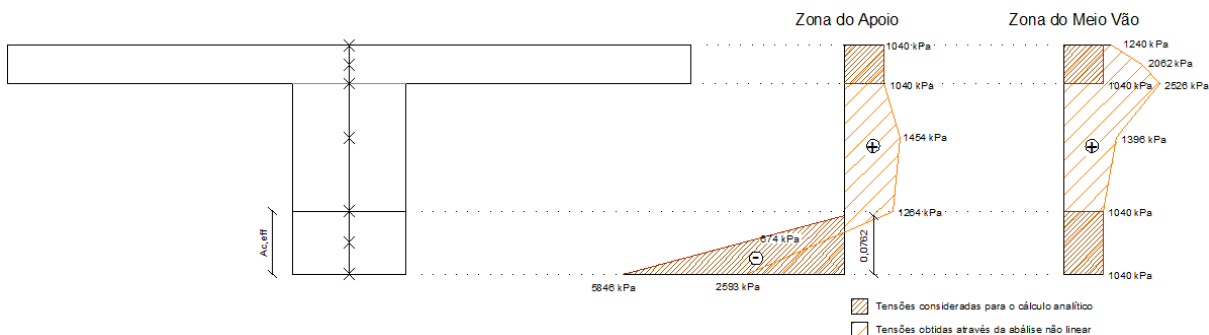


Fig. 6.2- Diagramas de tensões no betão considerados no cálculo analítico e obtidos nas análises não lineares para a zona do apoio e para a zona do meio vão no vão de 6,5 metros

Como se pode verificar as tensões consideradas analiticamente são bastante diferentes das obtidas através da análise não linear, uma vez que no cálculo analítico apenas são consideradas trações ao longo da altura efetiva surgindo daí as diferenças encontradas em termos de tensões nas armaduras.

Por outro lado através da evolução das tensões e extensões no betão ao longo do tempo, Fig. 6.3 e Fig. 6.4, podemos obter o módulo de elasticidade ajustado correspondente a estes resultados, de 6 GPa, que leva a uma razão entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do betão, α , igual 31.

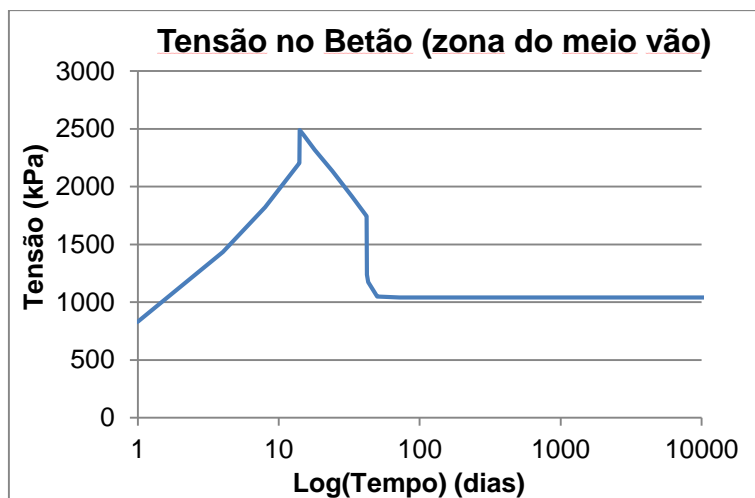


Fig. 6.3- Evolução da tensão no betão ao nível da armadura para o vão de 6,5 metros na zona de meio vão considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3

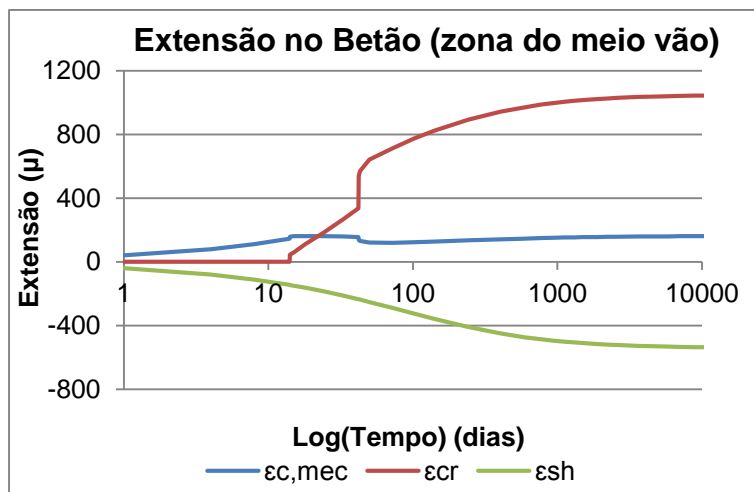


Fig. 6.4- Evolução da extensão no betão ao nível da armadura para o vão de 6,5 metros na zona de meio vão considerando a estimativa de armadura indicada na Tabela 6.3

Nos cálculos analíticos foi considerado um módulo de elasticidade de 31 GPa e consequentemente um α de 6,45. Esta diferença contribui também para as discrepâncias obtidas em termos de aberturas de fendas.

Verifica-se portanto que o esforço axial efetivamente instalado na laje varia entre 60 e 65% do esforço axial de fendilhação.

No que diz respeito à deformação final, verifica-se que a mesma cumpre o limite estabelecido pelo EC2 (CEN, 2004).

Os gráficos das Fig. 6.5 a Fig. 6.8 mostram a variação do esforço axial e do momento fletor no apoio para duas análises não lineares: cálculo em que a quantidade de armadura foi estimada considerando $N=N_{cr}$; cálculo em que a quantidade de armadura foi estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$. Os dois primeiros gráficos (Fig. 6.5 e Fig. 6.6) correspondem à análise da laje com um vão de 7.0 m e uma espessura de 0.25 m. Os dois restantes (Fig. 6.7 e Fig. 6.8) dizem respeito à análise da laje com um vão de 8.5 m e uma espessura de 0.30 m.

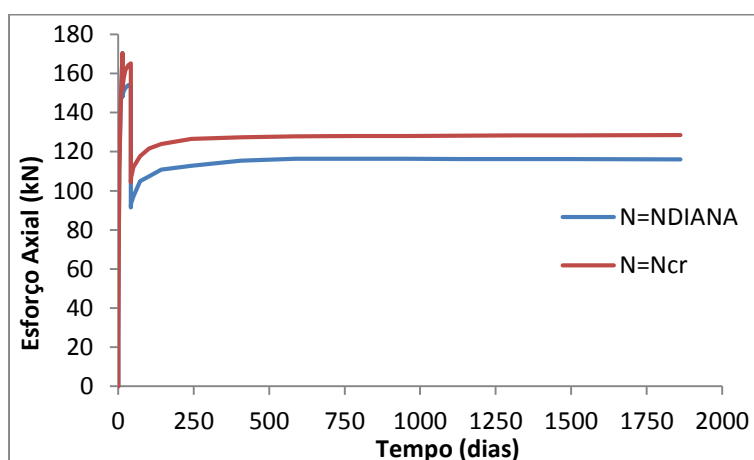


Fig. 6.5 - Variação do esforço axial no apoio para o modelo de laje com vão de 7.0 m

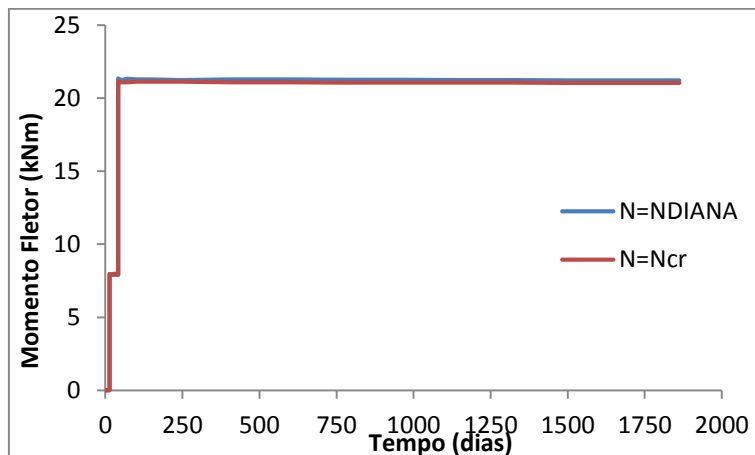


Fig. 6.6 - Variação do momento fletor no apoio para o modelo de laje com vão de 7.0 m

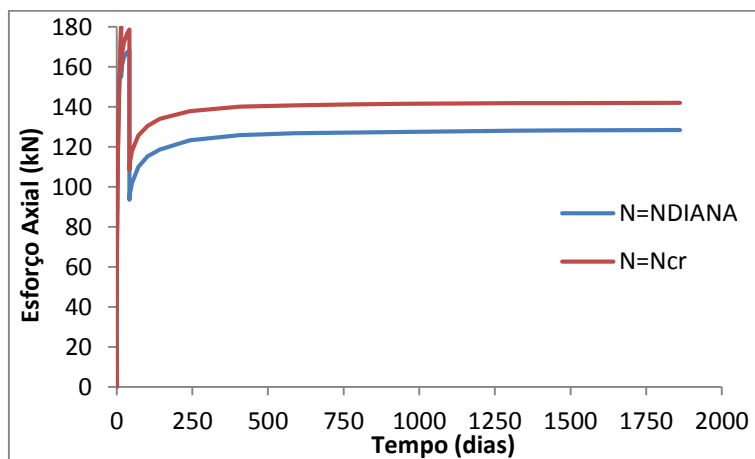


Fig. 6.7 - Variação do esforço axial no apoio para o modelo de laje com vão de 8.5 m

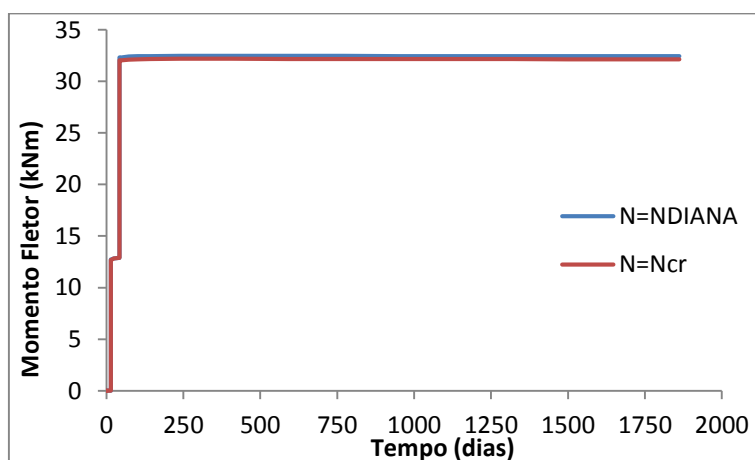


Fig. 6.8 - Variação do momento fletor no apoio para o modelo de laje com vão de 8.5 m

Como se pode verificar, a variação do esforço axial realmente instalado é idêntico em ambos os modelos, verificando-se que existe discrepância em termos de valores para o esforço axial entre as análises com diferentes quantidades de armadura. Esta discrepância pode ser comprovada também através da comparação dos valores para o esforço axial presentes nas Tabela 6.2 e Tabela 6.4.

Relativamente ao momento fletor no apoio, a sua variação é também semelhante nos dois modelos apresentados, apesar de possuírem gamas de valores diferentes. Não existem grandes diferenças para a variação do momento fletor instalado entre as duas estimativas de armadura apresentadas, o que leva a concluir que a quantidade de armadura tem pouca influência sobre este valor.

Tendo em conta que o principal fator analisado é a fendilhação resultante das ações exteriores e dos esforços provocados pela restrição às deformações da laje, considerou-se importante mostrar como ocorre a evolução da mesma ao longo do tempo. Nas Fig. 6.9 e Fig. 6.10 encontram-se representadas a evolução da fendilhação, sendo que os valores apresentados correspondem ao valor máximo da abertura de fendas em mm para uma análise em que a quantidade de armadura considerada foi calculada considerando $N=N_{DIANA}^2$. A Fig. 6.9 corresponde à análise do tramo de laje de 7.0 m enquanto que a Fig. 6.10 corresponde ao tramo de laje de 8.5 m. Em ambas as figuras a evolução é representada de cima para baixo, sendo os primeiros valores respeitantes à fase após a aplicação do peso próprio, ou seja, quando são retirados os escoramentos da laje, os segundos valores respeitantes à fase em que 60% da sobrecarga é aplicada à estrutura e os terceiros ao fim de cerca de 50 anos.

O padrão de fendilhação é representado por vetores perpendiculares à direção da fenda e por uma escala de cores que permite distinguir as zonas mais e menos fendilhadas. A vermelho estão representadas as extensões de fendilhação com os maiores valores e a azul as extensões com valores mais baixos.

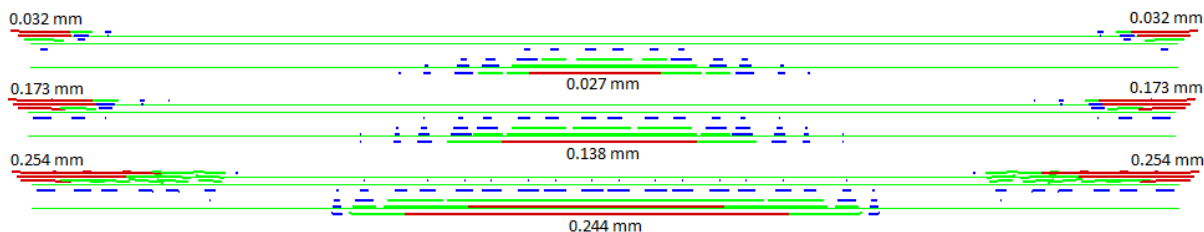


Fig. 6.9 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para o tramo de laje com 7.0 m de vão

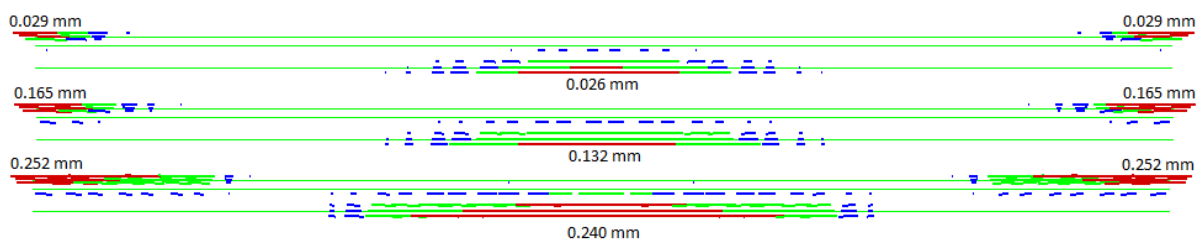


Fig. 6.10 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para o tramo de laje com 8.5 m de vão

Como era de esperar, as maiores aberturas de fendas ocorrem nos pontos mais esforçados da laje, apoio e a meio vão, diminuindo à medida que a distância a esses pontos aumenta. Com o aumento de cargas verticais impostas os valores de abertura de fendas têm tendência para aumentar também.

6.2.3. CONCLUSÕES

Tal como foi referido no início do presente subcapítulo, este tinha como principal objetivo a comparação dos valores obtidos através da modelação efetuada por Carvalho (2013), com os valores obtidos nas análises efetuadas no presente trabalho. Nas Tabela 6.5 e Tabela 6.6 encontram-se apresentados resumidamente os valores obtidos respetivamente em ambos os trabalhos. Para além dos valores de esforço axial, são também apresentados os valores máximos de tensão na armadura na secção da fenda e da abertura de fendas obtidos da análise não linear.

Tabela 6.5 - Resultados obtidos por Carvalho (2013) na análise de vãos isolados de lajes maciças bi-encastradas

Vão (m)	5.5	7.0	8.5
H (m)	0.20	0.26	0.20
N_{DIANA} (kN)	235	302	321
N_{DIANA}/N_{cr}	0.45	0.45	0.41
$\sigma_{s,apoio}$ (MPa)	242	259	293
$\sigma_{s,v\tilde{a}o}$ (MPa)	215	230	240
$w_{k,apoio}$ (mm)	0.284	0.284	0.298
$w_{k,v\tilde{a}o}$ (mm)	0.283	0.278	0.275

Tabela 6.6 - Resultados obtidos na presente dissertação na análise de vãos isolados de lajes aligeiradas bi-encastradas

Vão (m)	5.5	6.5	7.0	8.5
H (m)	0.25	0.30	0.25	0.30
N_{DIANA} (kN)	118	140	116	129
N_{DIANA}/N_{cr}	0.60	0.65	0.60	0.60
$\sigma_{s,apoio}$ (MPa)	212	218	230	239
$\sigma_{s,v\tilde{a}o}$ (MPa)	173	178	193	205
$w_{k,apoio}$ (mm)	0.252	0.250	0.254	0.252
$w_{k,v\tilde{a}o}$ (mm)	0.240	0.232	0.244	0.240

Os valores de esforço axial obtidos neste trabalho são muito inferiores quando comparados com os valores obtidos por Carvalho (2013). Isto deve-se ao facto de a área da secção transversal ser também muito inferior, fazendo com que os esforços, N_{cr} , sejam também muito menores.

Em consequência do que foi referido anteriormente, é natural que a razão entre o esforço axial obtido nas análises não lineares e o esforço axial de fendilhação aumente. Pode-se concluir que o esforço axial de cálculo pode ser dado pela equação (6.1) que resulta de uma adaptação da equação sugerida por Carvalho (2013) para este tipo de lajes.

$$N_{calculo} = \frac{\xi}{k_t} \times N_{cr} \quad (6.1)$$

em que:

- ξ coeficiente considerado por Carvalho (2013) que se encontra entre 40 e 45%
- k_t coeficiente de correção para lajes com secção em T (k_t com valores entre 0.6 e 0.7)
- N_{cr} esforço axial de fendilhação ($N_{cr} = A_c \times f_{ctm}$)

6.3. ANÁLISE DE VÃOS CONTÍNUOS DE LAJES COM UMA GRANDE RESTRIÇÃO AXIAL

No presente subcapítulo pretende-se analisar o comportamento unidirecional de uma laje composta por cinco vãos contínuos. Com o intuito de uniformizar a distribuição de momentos ao longo dos vãos, optou por se considerar vãos extremos aproximadamente iguais a 80% dos vãos interiores. A primeira hipótese de análise é composta por vãos extremos de 5.5 m e vãos interiores de 7.0 m, enquanto que a segunda hipótese possui vãos extremos de 6.5 m e vãos interiores de 8.5 m. Estes vãos são iguais aos analisados no subcapítulo anterior de modo a ser possível efetuar uma comparação e analisar a influência que a consideração de vãos contínuos tem sobre os resultados.

De modo a simplificar a análise e diminuir o tempo de cálculo decidiu-se tirar partido das condições de simetria, analisando assim apenas dois vãos e meio em cada hipótese, como é possível observar na Fig. 6.11. Para garantir a simetria de esforços no vão intermédio, utilizou-se um apoio de encastramento com permissão dos deslocamentos verticais.

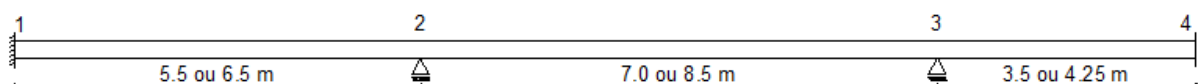


Fig. 6.11 - Modelo utilizado na análise de vãos contínuos de lajes

A Fig. 6.11 representa um modelo em que os apoios extremos garantem uma grande restrição à deformação axial e os apoios internos são do tipo simples. No entanto, para além deste modelo, foi analisado um outro que simula um pórtico. Neste modelo, em substituição dos apoios interiores existem pilares com uma secção $0.3 \times 0.3 \text{ m}^2$ e no lugar dos apoios extremos existem núcleos rígidos, todos eles com uma altura de 4.0 m e encastrados na base. Na Fig. 6.12 é possível observar a secção transversal do núcleo rígido que permite criar uma elevada restrição à deformação axial da laje.

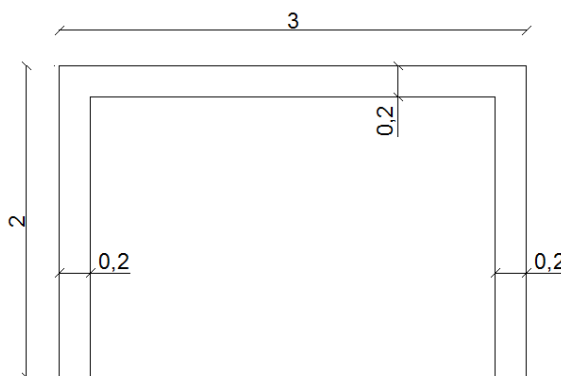


Fig. 6.12 - Secção transversal do núcleo rígido

Para além das alterações das condições de apoio, foi também considerada a existência ou não de um impulso de terras de modo a avaliar a influência desta ação. Para o cálculo do impulso de terras foi considerada uma sobrecarga à superfície de 10 kN/m^2 , um peso específico do solo de 20 kN/m^3 e um coeficiente de impulso em repouso de 0.5.

Na Tabela 6.7 apresentam-se as características das lajes, bem como os momentos fletores máximos, positivos e negativos, resultantes de uma análise elástica (para o modelo da Fig. 6.11). É de referir que o momento máximo negativo se verificou no apoio 3 e o momento máximo positivo no vão entre os apoios 2 e 3.

Tabela 6.7 - Caracterização das hipóteses 1 e 2 e apresentação dos momentos fletores elásticos máximos

Hipótese	Vãos Extremos (m)	Vãos Interiores (m)	Espessura (m)	Momentos Elásticos	
				M_{apoio} (kNm)	$M_{\text{vão}}$ (kNm)
1	5.5	7.0	0.25	-20.51	11.19
2	6.5	8.5	0.30	-31.47	17.26

6.3.1. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO

Nesta secção é feita uma estimativa da armadura com base na metodologia de cálculo apresentada no capítulo 5.

De modo a obter um limite mínimo e um limite máximo para a quantidade de armadura necessária (para garantir que a abertura de fendas não ultrapasse o limite estabelecido) foram utilizados esforços axiais, associados aos momentos fletores anteriormente apresentados, diferentes. Para a obtenção do limite mínimo foi considerado um esforço axial nulo. Para obtenção do limite máximo, foi necessário considerar um esforço axial, adotando-se neste caso o valor do esforço axial de fendilhação, que corresponde ao esforço axial que um projetista poderia considerar, na falta de uma indicação mais precisa, para atender ao efeito das deformações impedidas.

Na Tabela 6.8 apresentam-se os valores limites para a quantidade de armadura, para cada hipótese de análise.

Tabela 6.8 - Armadura estimada através de cálculos analíticos considerando $N=0$ e $N=N_{cr}$, de modo a obter $w_k=0.3$ mm

Hipótese	N=0				N=N _{cr}			
	$A_{s,sup}^{apoio}$ (cm ² /m)	$\sigma_{s,sup}^{apoio}$ (MPa)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)	$\sigma_{s,inf}^{vão}$ (MPa)	$A_{s,sup}^{apoio}$ (cm ² /m)	$\sigma_{s,sup}^{apoio}$ (MPa)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)	$\sigma_{s,inf}^{vão}$ (MPa)
1	5.63	198	2.65	206	9.70	263	4.14	258
2	6.64	209	3.27	211	10.45	277	4.62	281

6.3.2. ANÁLISE NÃO LINEAR

Laje com forte restrição axial

Nas Tabela 6.9 e Tabela 6.10 são apresentados os valores da abertura de fendas, da tensão na armadura na secção da fenda e do esforço axial, para as estimativas de armadura apresentadas anteriormente, obtidos na análise não linear.

Tabela 6.9 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$

Hipótese	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (Mpa)	Vão Interior		N_{DIANA} (kN)
				Flecha (m)	L/250 (m)	
1	Apoio	0.462	348	0.027	0.028	105.61
	Meio vão	0.335	270			
2	Apoio	0.422	338	0.032	0.034	116.55
	Meio vão	0.329	271			

Como era de esperar, com a estimativa mínima de armadura os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear são bastante superiores ao limite máximo estabelecido de 0.30 mm. Este facto resulta da existência de um esforço axial, proveniente da restrição à deformação, que não foi considerado nos cálculos analíticos para estimativa da armadura.

Relativamente ao estado limite de deformação, verifica-se que este não é ultrapassado, estando portanto garantido para as restantes iterações.

Tabela 6.10 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=N_{cr}$

Hipótese	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (MPa)	Vão Interior		N_{DIANA}^1 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^1}{N_{cr}}$
				Flecha (m)	L/250 (m)		
1	Apoio	0.220	213	0.019	0.028	135.69	0.70
	Meio vão	0.210	186				
2	Apoio	0.223	225	0.025	0.034	151.63	0.71
	Meio vão	0.207	198				

Tal como aconteceu nos resultados das análises feitas no subcapítulo anterior, os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear, considerando a armadura estimada com $N=N_{cr}$, são inferiores a 0.30 mm.

O valor do esforço axial obtido na análise não linear é de cerca de 70% do esforço axial de fendilhação, mas a armadura considerada nesta análise está ainda acima da que é verdadeiramente necessária.

À semelhança do que aconteceu no modelo de lajes bi-encastadas, também neste modelo apenas foram necessárias duas iterações para obtenção do esforço axial a considerar nas verificações em estado limite de serviço.

Nas Fig. 6.13 e Fig. 6.14 estão representados os diagramas de momentos fletores obtidos na segunda análise não linear com a identificação dos valores máximos positivos e negativos para a hipótese 1 e 2 respetivamente.

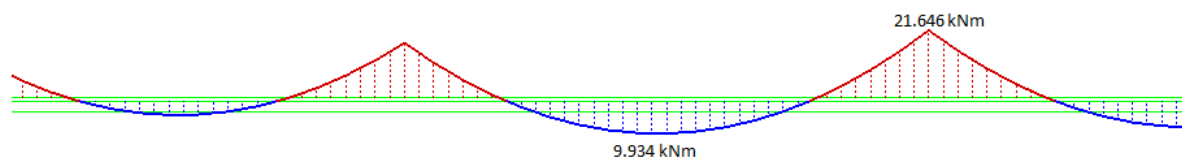


Fig. 6.13 - Diagrama de momentos fletores resultante da segunda análise não linear com estimativa de armadura obtida considerando $N=N_{DIANA}^1$ para a hipótese 1

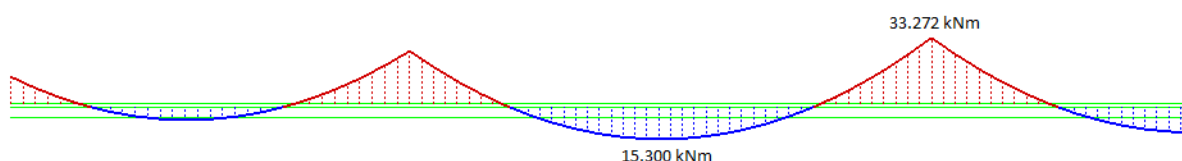


Fig. 6.14 - Diagrama de momentos fletores resultante da segunda análise não linear com estimativa de armadura obtida considerando $N=N_{DIANA}^1$ para a hipótese 2

Com base nos esforços apresentados nas Fig. 6.13 e Fig. 6.14 e nos esforços axiais presentes na Tabela 6.11, foi possível fazer uma estimativa da armadura mais próxima da que é realmente necessária de modo a cumprir o estado limite de fendilhação. Na Tabela 6.11 encontram-se os valores das estimativas de armadura para cada hipótese.

Tabela 6.11 - Esforços axiais obtidos na segunda análise não linear e armadura estimada através de cálculos analíticos considerando $N=N_{DIANA}^2$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Hipótese	N_{DIANA}^2 (kN)	$A_{s,sup}^{apoi}$ (cm ² /m)	$\sigma_{s,sup}^{apoi}$ (MPa)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)	$\sigma_{s,inf}^{vão}$ (MPa)
1	127.27	8.65	244	3.62	231
2	142.97	9.49	260	4.05	254

Tal como era de esperar, a quantidade de armadura necessária para garantir que a abertura de fendas seja inferior a 0.30 mm, considerando os esforços obtidos na segunda análise não linear, encontra-se entre armadura calculada para as secções em flexão simples e a armadura calculada considerando o esforço axial de fendilhação. Relativamente à estimativa de armadura para a secção em flexão composta com $N=N_{cr}$, a redução está entre 9 e 13%.

De modo a confirmar se a armadura estimada garante a abertura de fendas limite, realizou-se uma terceira análise não linear recorrendo novamente ao programa de cálculo.

Na Tabela 6.12 são apresentados os valores de aberturas de fendas, tensão na armadura na secção da fenda e esforço axial obtidos através da terceira análise não linear.

Tabela 6.12 – Resultados obtidos na terceira análise não linear, considerando a estimativa de armadura apresentada na Tabela 6.11

Hipótese	Zona	L/250 (m)	Análise não linear					Cálculos Analíticos	
			Flecha (m)	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (MPa)	N_{DIANA}^3 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^3}{N_{cr}}$	$w_{k,Analítico}$ (mm)	$\sigma_{s,Analítico}$ (MPa)
1	Apoio	0.028	0.021	0.256	235	126.04	0.65	0.280	225
	Meio vão			0.252	210			0.299	231
2	Apoio	0.034	0.027	0.254	245	141.59	0.66	0.284	243
	Meio vão			0.249	225			0.299	253

Tal como aconteceu no subcapítulo anterior, os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear são bastante inferiores aos obtidos através do cálculo analítico considerando os esforços obtidos nesta análise. Também os valores de tensão na armadura obtidos na terceira análise não linear são maiores na face superior e menores na face inferior, quando comparados com os calculados analiticamente.

Como se pode observar o esforço axial efetivamente instalado na laje é cerca de 65% do esforço axial de fendilhação.

Os gráficos das Fig. 6.15 e Fig. 6.16 mostram a variação do esforço axial para uma quantidade de armadura estimada considerando $N=N_{cr}$ e $N=N_{DIANA}^2$ respetivamente. O primeiro gráfico diz respeito à primeira hipótese de análise e o segundo diz respeito à segunda.

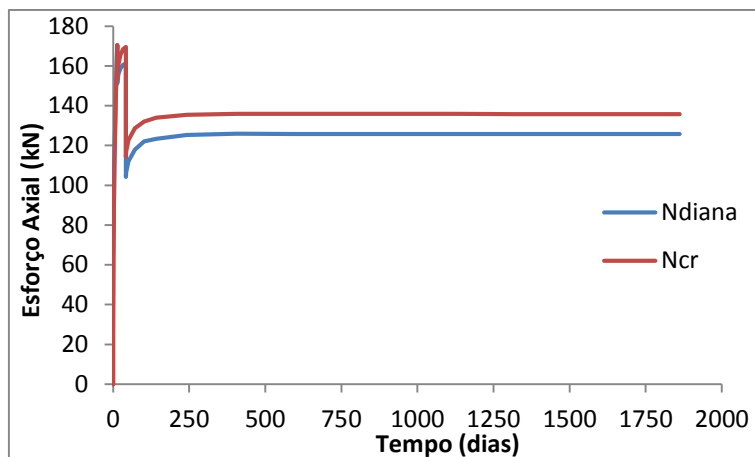


Fig. 6.15 - Variação do esforço axial no apoio de extremidade na primeira hipótese de análise

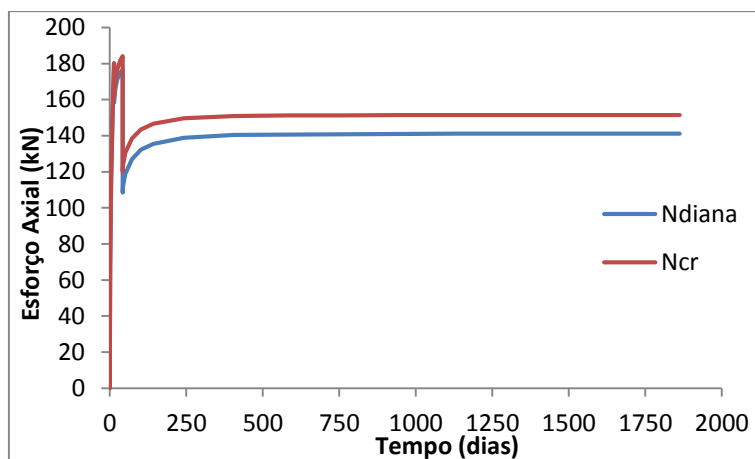


Fig. 6.16 - Variação do esforço axial no apoio de extremidade na segunda hipótese de análise

Como se verifica, a variação do esforço axial realmente instalado é idêntico em ambos os modelos, existindo uma discrepância em termos de valores para o esforço axial entre as análises com diferentes estimativas de armadura. Esta discrepância pode ser comprovada também através da comparação dos valores para o esforço axial presentes nas Tabela 6.10 e Tabela 6.12.

Nas Fig. 6.17 e Fig. 6.18, obtidas através da terceira análise não linear, representa-se a evolução da fendilhação. Recorde-se que, nesta terceira análise não linear, a armadura considerada é aquela que, em cálculos analíticos, garante uma abertura de fendas igual a 0.30 mm quando a estrutura está sujeita ao esforço axial $N=N_{DIANA}^2$. A Fig. 6.17 corresponde à primeira hipótese e a Fig. 6.18 corresponde à segunda hipótese. A evolução da fendilhação está representada nos mesmos instantes de tempo que foram analisados no modelo do subcapítulo anterior.

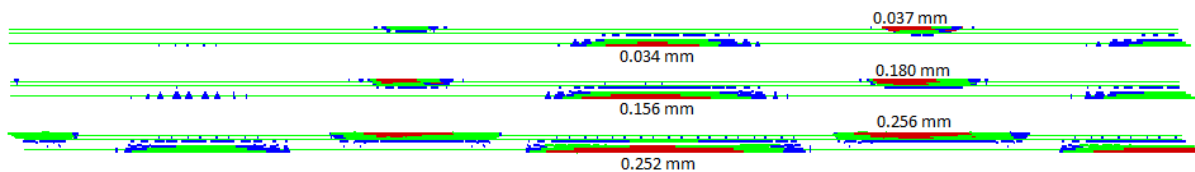


Fig. 6.17 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para a primeira hipótese de análise

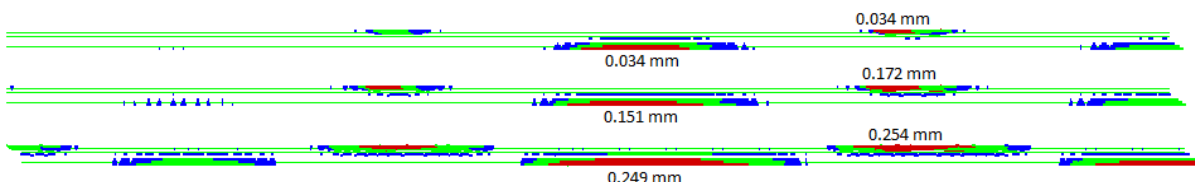


Fig. 6.18 - Evolução da fendilhação na análise com armadura estimada considerando $N=N_{DIANA}^2$ para a segunda hipótese de análise

Laje apoiada em núcleo rígido e pilares

Nas Tabela 6.13 e Tabela 6.14 são apresentados os valores da abertura de fendas e da tensão na armadura na secção da fenda, obtidos através de análises não lineares, para as estimativas de armadura considerando a secção em flexão simples e a secção em flexão composta com $N=N_{cr}$ (ver Tabela 6.8), respetivamente.

Tabela 6.13 – Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$

Impulso de Terras	Hipótese	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (Mpa)	Vão Interior		N_{DIANA} (kN)
					Flecha (m)	L/250 (m)	
Não	1	Apoio	0.361	276	0.023	0.028	57.00
		Meio vão	0.253	196			
	2	Apoio	0.344	277	0.029	0.034	
		Meio vão	0.267	207			
Sim	1	Apoio	0.337	258	0.021	0.028	43.82
		Meio vão	0.231	176			
	2	Apoio	0.276	256	0.027	0.034	
		Meio vão	0.250	191			

Como era de esperar, devido à restrição axial provocada pelos núcleos rígidos, existe um esforço axial de tração que, quando associado aos momentos fletores, conduz a aberturas de fendas superiores a 0.30 mm em certos pontos da laje (zona do apoio). Na zona de meio vão, as aberturas de fendas são inferiores ao limite máximo uma vez que os momentos fletores lá instalados são inferiores aos momentos considerados na estimativa inicial da armadura (ver Tabela 6.7).

Tabela 6.14 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=N_{cr}$

Impulso de Terras	Hipótese	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (Mpa)	Vão Interior		N_{DIANA}^1 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^1}{N_{cr}}$
					Flecha (m)	L/250 (m)		
Não	1	Apoio	0.165	157	0.017	0.028	62.79	0.32
		Meio vão	0.148	119				
	2	Apoio	0.171	167	0.022	0.034	73.44	0.34
		Meio vão	0.150	131				
Sim	1	Apoio	0.149	147	0.016	0.028	45.99	0.24
		Meio vão	0.129	101				
	2	Apoio	0.158	157	0.020	0.034	57.44	0.27
		Meio vão	0.136	117				

Com a adoção da armadura estimada considerando o esforço axial de fendilhação, obtêm-se aberturas de fendas muito abaixo do limite especificado, concluindo-se que este esforço se encontra muito acima do esforço realmente instalado na laje.

Através da observação dos resultados pode ainda concluir-se que o impulso de terras influencia o valor do esforço axial. Enquanto no modelo em que não é considerado o impulso de terras o valor do esforço axial obtido na análise não linear está entre 32 e 34% de N_{cr} , no modelo em que este é considerado essa percentagem está entre 24 e 27%. Isto acontece porque o impulso de terras impõe uma compressão na laje que faz diminuir o valor do esforço axial de tração.

Tendo em conta estes valores de esforço axial e de modo a simplificar o cálculo, adotou-se um esforço axial para a estimativa da armadura de 30% do esforço axial de fendilhação.

Na Tabela 6.15 apresentam-se os valores de esforço axial e momentos fletores para cada hipótese de análise, e a respetiva armadura necessária para cumprir o estado limite de serviço.

Tabela 6.15 – Esforços e armadura estimada através de cálculos analíticos, para fazer face a tais esforços e de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Hipótese	N (kN)	M_{apoio} (kNm)	$M_{vão}$ (kNm)	$A_{s,sup}^{apoio}$ (cm ² /m)	$A_{s,inf}^{vão}$ (cm ²)
1	58.50	-22.15	9.15	7.36	2.86
2	64.35	-33.41	14.69	8.17	3.42

Tal como era de esperar, a quantidade de armadura necessária para garantir que a abertura de fendas seja inferior a 0.30 mm encontra-se entre a armadura calculada considerando $N=0$ e a armadura calculada considerando $N=N_{cr}$. Relativamente à quantidade de armadura estimada considerando $N=N_{cr}$, a redução está entre 22 e 31%.

Na Tabela 6.16 são apresentados os valores de aberturas de fendas, tensão na armadura na secção da fenda e esforço axial obtidos através da nova análise não linear.

Tabela 6.16 - Resultados obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0.3 \times N_{cr}$

Impulso de Terras	Hipótese	Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	$\sigma_{s,DIANA}$ (Mpa)	Vão Interior		N_{DIANA}^2 (kN)	$\frac{N_{DIANA}^2}{N_{cr}}$
					Flecha (m)	L/250 (m)		
Não	1	Apoio	0.249	211	0.021	0.028	58.57	0.30
		Meio vão	0.241	182				
	2	Apoio	0.249	221	0.027	0.034	68.04	0.32
		Meio vão	0.245	193				
Sim	1	Apoio	0.230	195	0.020	0.028	44.13	0.23
		Meio vão	0.219	162				
	2	Apoio	0.233	206	0.025	0.034	53.42	0.25
		Meio vão	0.280	177				

Como se pode observar, o esforço axial efetivamente instalado na laje está entre 32 e 34% do esforço axial de fendilhação quando o impulso de terras não é considerado e 24 e 27% quando este é considerado.

Os gráficos das Fig. 6.19 a Fig. 6.22 mostram a variação do esforço axial para as análises considerando uma armadura estimada com $N=N_{cr}$ e $N=0.3 \times N_{cr}$. Os dois primeiros gráficos dizem respeito à primeira hipótese de análise e os seguintes dizem respeito à segunda. Nos gráficos da esquerda o impulso de terras não é considerado contrariamente aos da direita em que este é tido em conta.

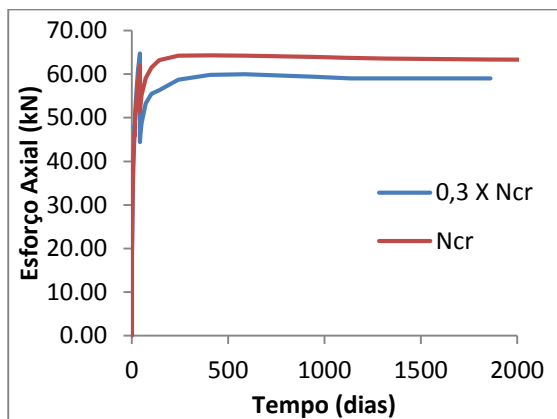


Fig. 6.19 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 1 (sem impulso de terras)

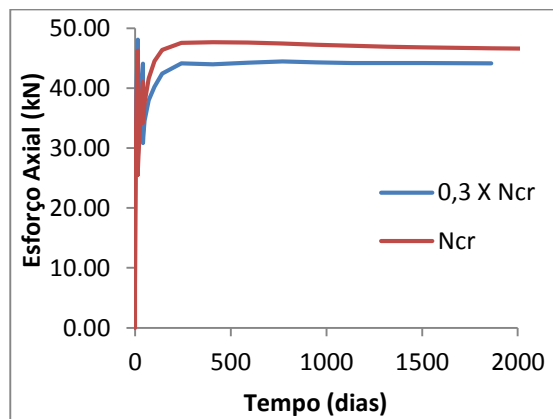


Fig. 6.20 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 1 (com impulso de terras)

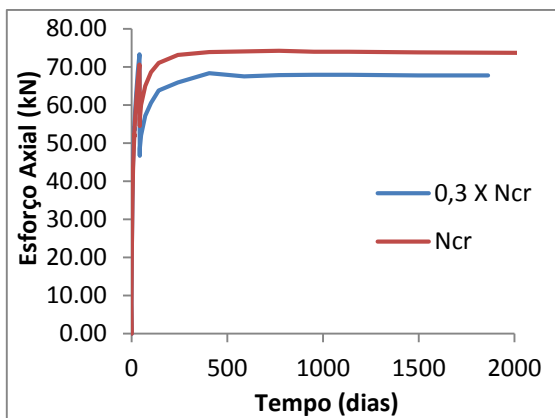


Fig. 6.21 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 2 (sem impulso de terras)

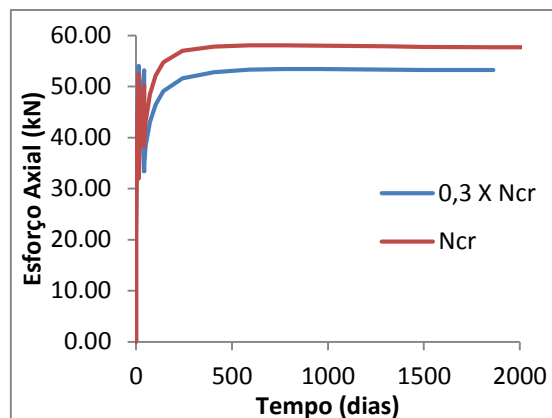


Fig. 6.22 - Variação do esforço axial no apoio para a hipótese 2 (com impulso de terras)

Como se pode verificar, a variação do esforço axial realmente instalado é idêntico em ambos os modelos, existindo uma discrepância em termos de valores para o esforço axial entre as análises para as diferentes estimativas de armadura. Esta discrepância pode ser comprovada também através da comparação dos valores para o esforço axial presentes nas Tabela 6.14 e Tabela 6.16.

6.3.3. CONCLUSÕES

Comparando as várias análises que foram efetuadas ao longo deste subcapítulo é fácil concluir que o fator que mais influencia a abertura de fendas é sem dúvida a restrição à deformação axial.

Ao simularmos uma laje fortemente restringida, através de encastramentos nas extremidades, estamos perante uma situação extrema, que apenas será verificada em casos particulares. Em situações correntes, a restrição à deformação axial da laje poderá ser consideravelmente inferior.

Posto isto, analisou-se um pórtico, onde se pretendia simular melhor a influência que os núcleos rígidos teriam na restrição da laje. Concluiu-se que, no caso das lajes com núcleos rígidos nas extremidades, a restrição à deformação axial da laje conduz a esforços de tração importantes, e que devem ser considerados na análise do comportamento em serviço da estrutura.

Pode-se concluir que o valor do esforço axial a considerar nas verificações em serviço depende fortemente da rigidez dos elementos que restringem a deformação da laje. É então importante avaliar corretamente as condições de apoio a que a estrutura está sujeita e em caso de dúvida considerar o caso mais conservativo, que neste caso seria a restrição total das deformações axiais.

7

ESTUDO BIDIRECIONAL DE LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS RESTRINGIDAS AXIALMENTE SOB A AÇÃO DE CARGAS VERTICAIS

7.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do presente capítulo pretende-se fazer uma análise bidirecional de uma laje aligeirada sujeita a uma forte restrição axial e sob a ação de cargas verticais.

O modelo analisado pretende simular uma laje pertencente a um vão interior com uma área de 7.2×7.2 m², sendo que a restrição axial foi simulada através de encastramentos ao longo de todos os bordos. Por se tratar de uma laje fungiforme, foram adotados apoios verticais para os pilares e considerou-se que nos apoios de encastramento não são impedidos os deslocamentos verticais. Na Fig. 7.1 faz-se uma representação esquemática do modelo adotado, estando representados a traço interrompido os eixos de simetria.

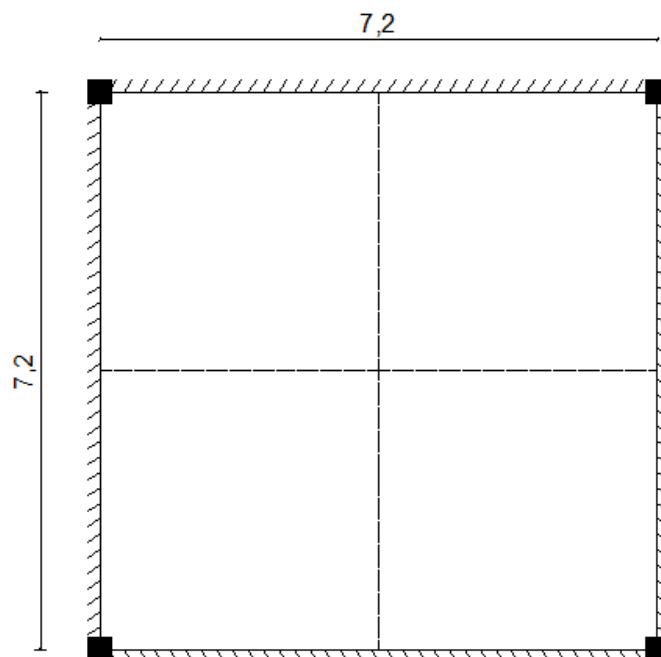


Fig. 7.1 - Vão interior de uma laje com dimensões 7.2×7.2 m² analisado ao longo do capítulo

De modo a simplificar o modelo e a reduzir os tempos de cálculo, a análise foi realizada tirando partido das condições de simetria que a mesma apresenta analisando-se apenas um quarto de laje com uma área de $3.6 \times 3.6 \text{ m}^2$. Na Fig. 7.2 representa-se um quarto de laje e sinalizam-se as superfícies ao longo das quais foram retirados os esforços obtidos na análise não linear e os eixos de simetria a traço interrompido.

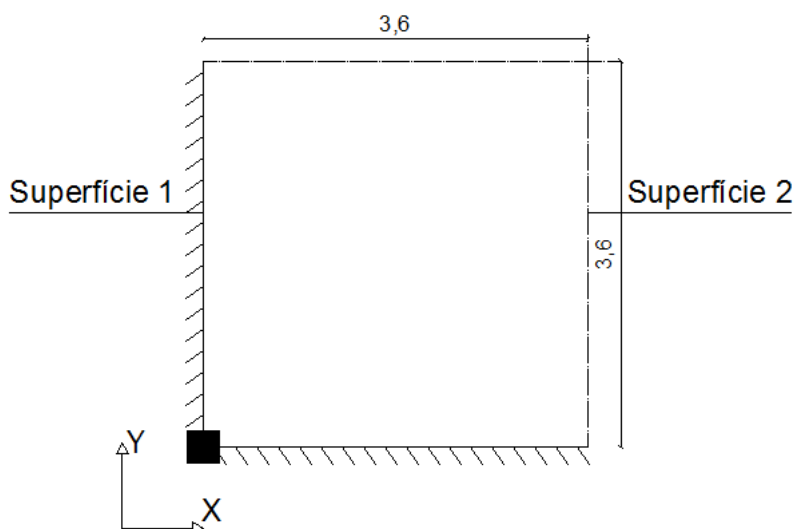


Fig. 7.2 - Modelo utilizado nas análises não lineares (vista em planta)

Ao longo dos eixos de simetria, consideraram-se também apoios de encastramento que permitem deslocamentos verticais, garantindo-se desta forma a existência de restrição axial e de momentos fletores ao longo deste bordos.

7.2. ESTIMATIVA DA ARMADURA NECESSÁRIA COM BASE EM METODOLOGIAS CORRENTES DE DIMENSIONAMENTO

O cálculo analítico dos esforços foi feito pelo método dos pórticos equivalentes, através de uma análise elástica, onde a laje foi dividida em pórticos constituídos por apoios e por troços de laje compreendidos entre linhas médias de painéis adjacentes. Posteriormente, os pórticos foram divididos em faixas sobre pilares (FP) e em faixas centrais (FC). Na Fig. 7.3 pode observar-se a laje com a respetiva divisão em pórticos e faixas apenas na direção y.

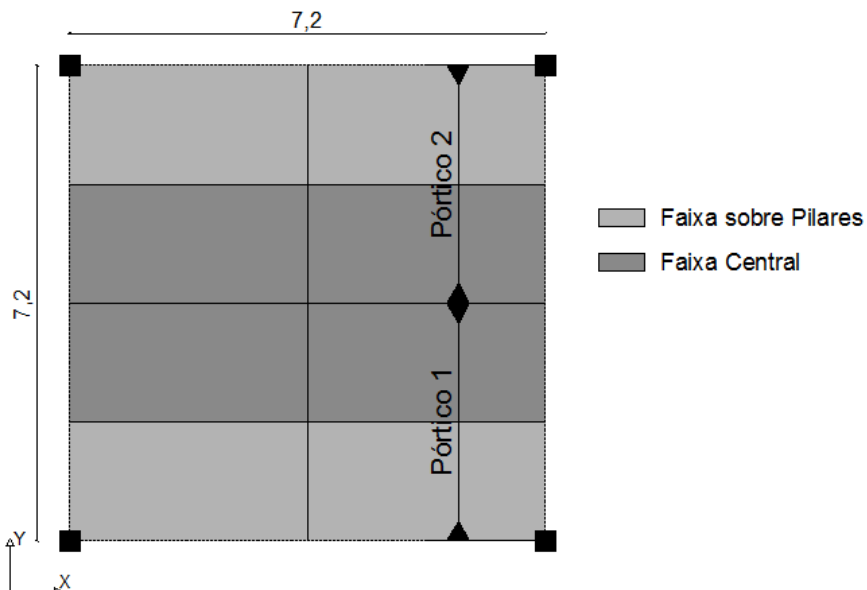


Fig. 7.3 - Divisão da laje em pórticos e faixas para implementação do método dos pórticos equivalentes

Os momentos fletores foram calculados considerando toda a largura da laje, tendo sido depois distribuídos conforme indicado no Quadro I.1 do Eurocódigo 2 (CEN, 2004) e na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Valores para distribuição dos momentos fletores pelas faixas

	Momentos Negativos	Momentos Positivos
FP	75%	55%
FC	25%	45%

Na Tabela 7.2 encontram-se apresentados os valores para os momentos elásticos distribuídos pela faixa sobre os pilares e pela faixa central, tendo em conta a combinação de ações quase permanente para a análise em serviço da laje.

Tabela 7.2 - Momentos fletores elásticos distribuídos pela faixa sobre os pilares e pela faixa central

Vão (m)	Espessura (m)	Momentos Elásticos		
		$M_{FP,v\tilde{a}o}$ (kNm/m)	$M_{FP,apoio}$ (kNm/m)	$M_{FC,apoio}$ (kNm/m)
7.2	0.30	14.61	-39.85	-13.28

No caso dos momentos positivos, considerou-se de modo simplificado, nesta estimativa da armadura, que estes seriam iguais em ambas as faixas, tendo-se adotado o valor da faixa sobre pilares (valor mais elevado).

De modo a obter um limite inferior para a armadura necessária, fez-se inicialmente o cálculo considerando $N=0$, obtendo-se a armadura apresentada na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Armaduras estimadas através de cálculos analíticos considerando $N=0$, de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Vão (m)	$A_{s,inf}^{FP,v\tilde{a}o}$ (cm ² /nervura)	$A_{s,sup}^{FP,apoio}$ (cm ² /m)	$A_{s,sup}^{FC,apoio}$ (cm ² /m)
7.2	2.80	7.77	2.91

Por outro lado, de modo a obter um limite superior para essa armadura, realizou-se o mesmo cálculo mas considerando desta vez $N=N_{cr}$.

Note-se que o esforço axial de fendilhação, neste tipo de lajes, não é constante, uma vez que a secção transversal não é a mesma em toda a laje (existe uma zona aligeirada e uma zona maciça junto aos pilares). Nesta estimativa de armadura adotou-se o esforço de fendilhação mínimo, calculado com a área da secção transversal da laje aligeirada, aqui designado por $N_{cr,min}$. Na Tabela 7.4 encontram-se representados esse esforço por metro de largura e as armaduras necessárias para fazer face a esse esforço quando combinado com os momentos fletores já apresentados.

Tabela 7.4 - Esforço axial de fendilhação e armaduras obtidas através de cálculos analíticos considerando este esforço e os momentos fletores elásticos de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Vão (m)	$N_{cr,min}$ (kN/m)	$A_{s,inf}^{FP,v\tilde{a}o}$ (cm ² /nervura)	$A_{s,sup}^{FP,apoio}$ (cm ² /m)	$A_{s,sup}^{FC,apoio}$ (cm ² /m)
7.2	238.33	5.00	10.69	9.13

7.3. ANÁLISE NÃO LINEAR

Na Tabela 7.5 e na Tabela 7.6 apresentam-se os valores da abertura de fendas e esforço axial, obtidos através de análises não lineares, para estimativas de armadura considerando $N=0$ e $N=N_{cr,min}$, respetivamente.

Tabela 7.5 - Valores das aberturas de fendas e esforço axial obtidos na análise não linear com armadura estimada considerando $N=0$

Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	Flecha (m)	L/250 (m)	N_{DIANA} (kN/m)
Vão _{,FP}	0.546			105.21
Apoio _{,FP}	0.382	0.029	0.029	83.60
Apoio _{,FC}	0.014			180.16

Como era de esperar, na faixa sobre os pilares, com a estimativa mínima de armadura, os valores de abertura de fendas são bastante superiores ao valor limite, $w_k = 0.3$ mm. Este facto resulta da existência de um esforço axial, proveniente da restrição à deformação, que não foi considerado na estimativa de armadura. Além disso, resulta também de diferenças entre os momentos fletores

considerados na estimativa de armaduras e os momentos atuantes na análise não linear. Na faixa central não ocorrem fendas significativas, pelo que nas restantes iterações não se apresentam resultados referentes à mesma.

Relativamente ao estado limite de deformação, verifica-se que este é cumprido.

Tabela 7.6 - Valores das aberturas de fendas e esforço axial obtidos na análise não linear considerando a armadura estimada com $N=N_{cr,min}$

Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	Flecha (m)	L/250 (m)	$N_{DIANA,FP}^1$ (kN/m)	$\frac{N_{DIANA,FP}^1}{N_{cr,min}}$
Vão _{,FP}	0.261	0.021	0.029	154.02	0.65
Apoio _{,FP}	0.347			128.07	0.54

Os valores de abertura de fendas obtidos na análise não linear considerando uma estimativa de armadura calculada com $N=N_{cr,min}$, são inferiores 0.3 mm na zona do vão, concluindo-se que a armadura estimada está acima da estritamente necessária para cumprir o estado limite de fendilhação nesta zona.

Os esforços axiais apresentados na Tabela 7.6, obtidos na análise não linear, $N_{DIANA,FP}^1$, correspondem ao valor médio das reações de apoio ao longo da largura da faixa sobre os pilares. No caso da zona do meio vão, o valor de $N_{DIANA,FP}^1$ apresentado na tabela é aproximadamente igual ao valor máximo registado ao longo da faixa, pois a secção transversal apresenta características uniformes ao longo desta largura. No entanto, no caso da zona do apoio, isto já não acontece uma vez que na largura da faixa existe uma zona maciça e outra aligeirada, originando um esforço axial máximo que pode ser muito superior ao valor médio apresentado.

O facto de as aberturas de fendas na zona do apoio obtidas através na análise não linear serem superiores ao limite máximo admissível, leva a concluir que o esforço axial de fendilhação e momento adotados para a estimativa inicial de armadura, encontram-se muito abaixo do esforço axial e momento fletor máximos realmente instalados na laje. Na verdade, foi considerado um esforço axial igual a $N_{cr,min}$, que não tem em conta a existência da zona maciça, e que por esse motivo é uma estimativa baixa do esforço axial realmente instalado. Por outro lado considerou-se um momento fletor médio ao longo da faixa o que não corresponde à realidade uma vez que, na transição da zona maciça para a zona aligeirada existe uma grande concentração de esforços.

Posto isto, realizaram-se algumas iterações (através de cálculos analíticos, para determinação de nova estimativa de armadura na zona do apoio, e de análises não lineares, para verificação da abertura de fendas), multiplicando esforço axial de fendilhação e o momento fletor na zona do apoio por um fator majorativo (cujo valor se pretendia determinar) de modo a garantir uma abertura de fendas menor ou igual a 0.30 mm, obtendo-se o fator de majoração de 1.3. Este fator permite obter, através dos esforços adotados, os valores máximos que levam à abertura de fendas máximas. É de realçar, que este fator apenas foi necessário determinar, devido à existência da zona maciça e ao facto de a secção transversal não ser constante ao longo da faixa sobre pilares e uma vez que os esforços inicialmente considerados, de forma simplificada, ignoram as características que foram referidas anteriormente.

Sendo assim, conclui-se que o valor do esforço realmente instalado na laje (e que deve ser considerado na determinação da quantidade de armadura que garante uma abertura de fendas de 0.3 mm) é igual a 65% de $N_{cr,min}$ para a zona do vão, passando essa percentagem para 130% no caso da zona do apoio.

Com esta estimativa de armadura verifica-se o cumprimento do estado limite de deformação.

Na Tabela 7.7 apresentam-se os esforços adotados e a nova estimativa de armadura a ser utilizada na próxima análise não linear.

Tabela 7.7 - Esforço axial e momentos fletores para o cálculo analítico das armaduras de modo a obter $w_k = 0.3$ mm

Zona	$N_{C\acute{a}lculo,FP}$ (kN/m)	$M_{C\acute{a}lculo,FP}$ (kNm/m)	A_s^{FP}
Vão _{,FP}	154.02	19.97	4.74 cm ² /nervura
Apoio _{,FP}	309.83	-51.81	12.49 cm ² /m

Tal como era de esperar, a quantidade de armadura necessária para garantir que a abertura de fendas seja inferior a 0.30 mm encontra-se entre armadura estimada considerando $N=0$ e a armadura estimada considerando $N=N_{cr,min}$ na zona do meio vão. Na zona do apoio, esta armadura é superior à armadura estimada considerando $N=N_{cr,min}$.

De modo a confirmar se esta armadura garante a abertura de fendas limite, realizou-se então nova análise não linear recorrendo ao programa de cálculo automático.

Na Tabela 7.8 são apresentados os valores de aberturas de fendas e comparados com os obtidos através dos cálculos analíticos.

Tabela 7.8 - Resultados da análise não linear considerando a armadura apresentada na Tabela 7.7

Zona	$w_{k,DIANA}$ (mm)	Flecha (m)	L/250 (m)	$N_{DIANA,FP}^2$ (kN/m)	$\frac{N_{DIANA,FP}^2}{N_{cr,min}}$
Vão _{,FP}	0.279	0.021	0.029	160.23	0.67
Apoio _{,FP}	0.303			138.25	0.58

Como se pode observar, o esforço axial obtido na análise não linear é cerca de 67% do esforço axial de fendilhação para a zona do meio vão. Por outro lado os valores de aberturas de fendas, nas duas zonas, estão mais próximos do limite máximo adotado.

Nas Fig. 7.4 e Fig. 7.5 encontram-se representados os gráficos com a distribuição do esforço axial e momento fletor, respetivamente, ao longo das duas superfícies opostas representadas na Fig. 7.2, resultantes da análise não linear. Os esforços axiais foram obtidos através da média dos esforços ao longo largura das superfícies e os momentos fletores através da média deste esforços ao longo das superfícies e tendo em conta o contributo que os esforços axiais têm para a determinação deste.

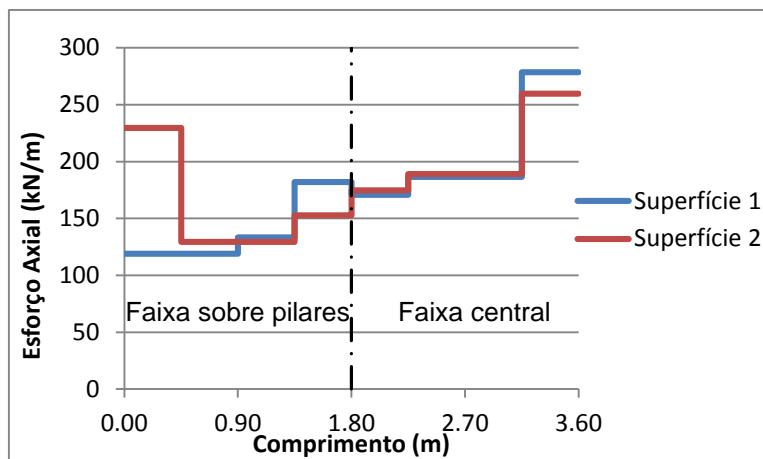


Fig. 7.4 - Distribuição do esforço axial ao longo das superfícies obtida através da análise não linear

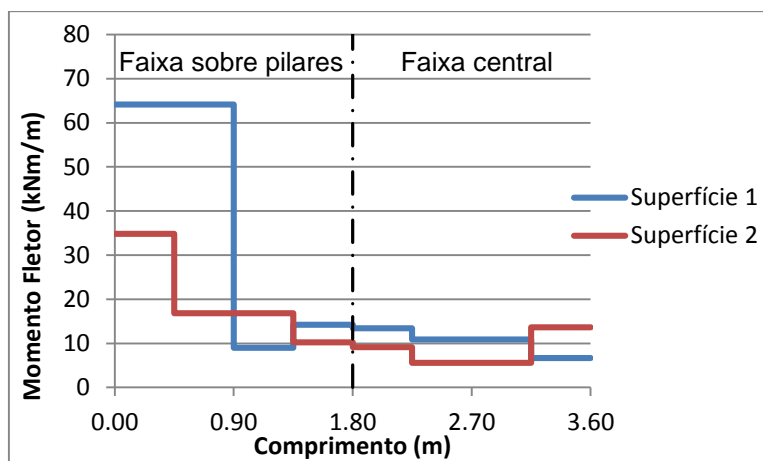


Fig. 7.5 - Distribuição do momento fletor ao longo das superfícies obtida através da análise não linear

Como se pode observar, a distribuição dos esforços não é uniforme ao longo do comprimento do vão, tendo-se adotado para efeitos de cálculo os valores médios ao longo da largura das faixas sobre pilares e central. Para estimativa da armadura na face superior utilizaram-se os esforços correspondentes à superfície 1 (alinhamento de apoio) enquanto que para a estimativa da armadura na face inferior utilizaram-se os esforços correspondentes à superfície 2 (alinhamento de meio vão).

O gráfico presente na Fig. 7.6 representa a evolução da deformação da laje, na análise não linear considerando a quantidade de armadura indicada na Tabela 7.7.

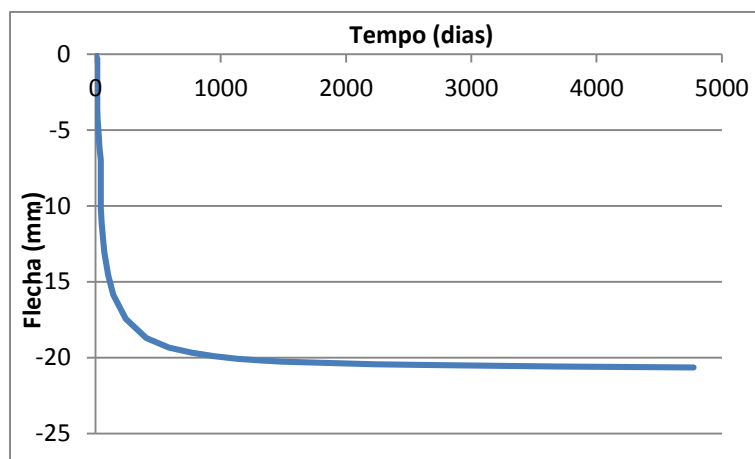


Fig. 7.6 - Evolução da flecha ao longo do tempo

Como se pode observar, a deformação da laje evolui rapidamente ao longo do primeiro meio ano. A taxa de incremento da flecha diminui ao longo do tempo e quase estabiliza ao fim de sensivelmente 1000 dias.

As Fig. 7.7 a Fig. 7.9 representam a evolução da fendilhação na superfície superior da laje, na análise não linear considerando a armadura indicada na Tabela 7.7. A Fig. 7.7 corresponde ao instante de tempo após aplicação do peso próprio, a Fig. 7.8 corresponde ao instante em que a sobrecarga é aplicada e a Fig. 7.9 corresponde ao fim de 50 anos. A fendilhação é representada através de vetores normais à fenda, em cada ponto de integração, com dimensão proporcional à extensão de fendilhação, estando representada em todas as figuras à mesma escala.

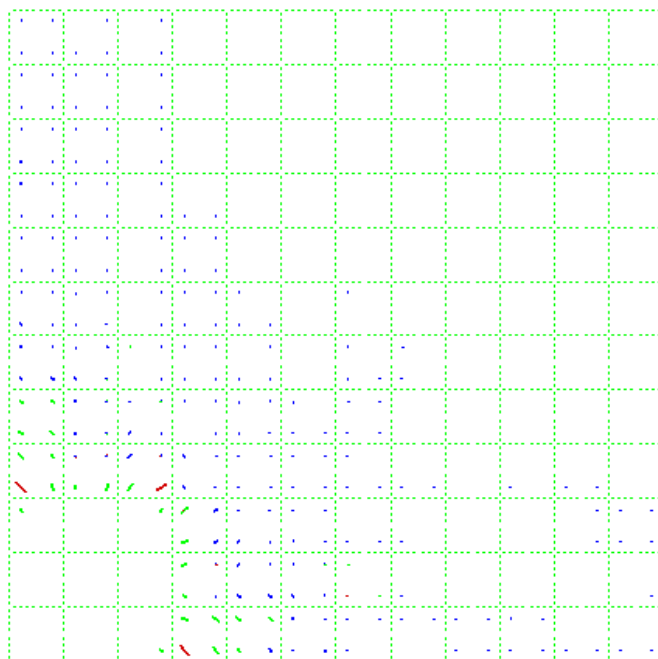


Fig. 7.7 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, após a aplicação do peso próprio

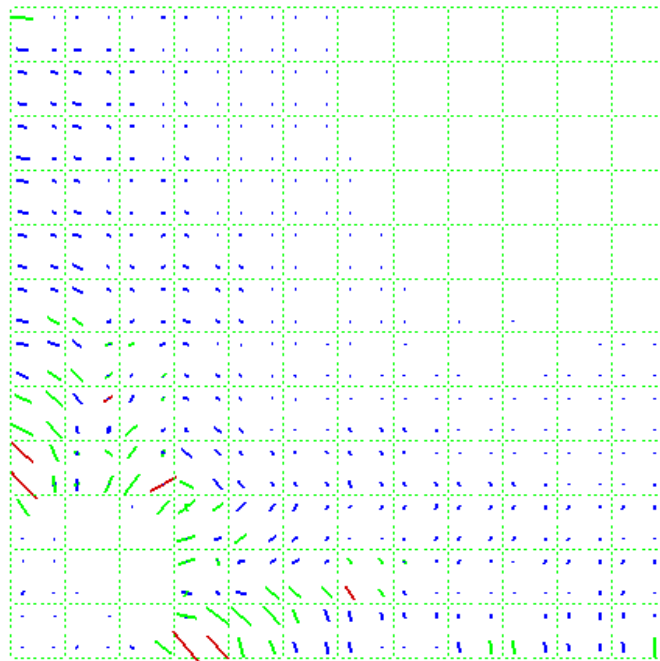


Fig. 7.8 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, após a aplicação da sobrecarga

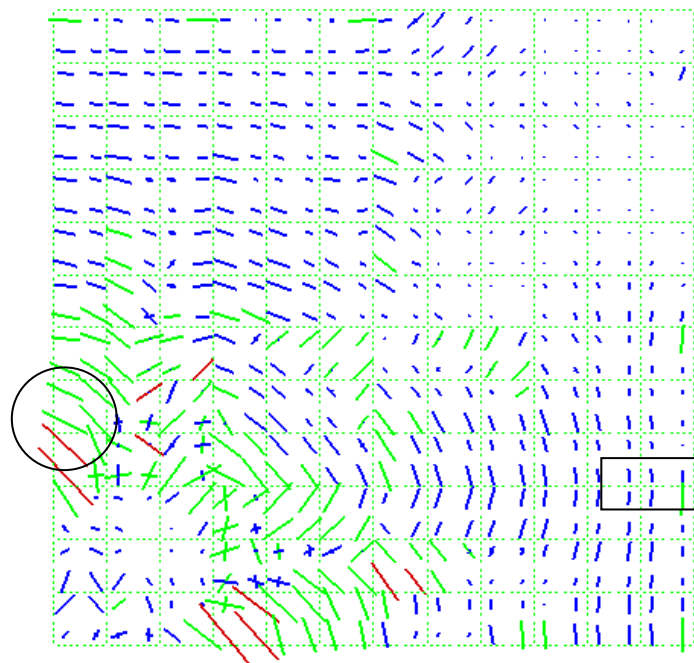


Fig. 7.9 - Padrão de fendilhação num quarto de laje, na superfície superior, ao fim de 50 anos

Nas Fig. 7.10 a Fig. 7.12 representa-se a evolução da fendilhação na superfície inferior da laje, ou seja, ao longo das nervuras. De modo a facilitar a observação dos resultados, selecionou-se apenas a nervura onde ocorrem as maiores fendas. A nervura apresentada corresponde a uma nervura alinhada com a direção X, sendo, por isso, a zona mais à esquerda correspondente à zona do apoio e a zona

mais à direita correspondente à zona de meio vão. Os instantes de tempo considerados correspondem aos mesmos utilizados para a superfície superior.

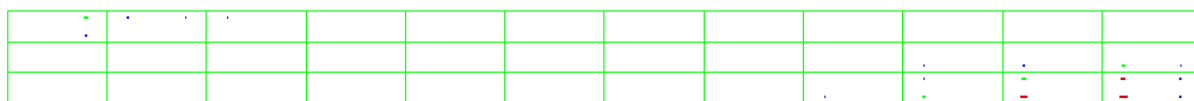


Fig. 7.10 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, após a aplicação do peso próprio



Fig. 7.11 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, após a aplicação da sobrecarga

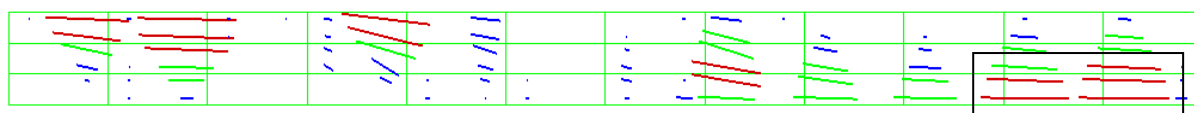


Fig. 7.12 - Padrão de fendilhação, na nervura onde ocorrem as fendas mais representativas, ao fim de 50 anos

Na superfície superior, as fendas que condicionaram o dimensionamento da armadura foram as localizadas na passagem da zona maciça para a zona aligeirada (evidenciadas com um círculo na Fig. Fig. 7.9). Por outro lado, na superfície inferior, foram as fendas localizadas na nervura central (no modelo em análise) na zona mais próxima no eixo de simetria, ou seja, na zona de meio vão (evidenciadas com um retângulo na Fig. 7.9 e Fig. 7.12).

7.4. CONCLUSÕES

No presente capítulo pretendeu-se analisar o comportamento de um painel de laje fungiforme aligeirada encastrado nos seus bordos.

Após as análises não lineares, concluiu-se que a armadura necessária para fazer face aos esforços obtidos através destas análises e cumprir o limite máximo de abertura de fendas, é cerca de 95% da armadura estimada assumindo $N=N_{cr,min}$, no caso da armadura inferior, e 117% no caso da armadura superior.

Relativamente ao esforço axial, este varia bastante ao longo do desenvolvimento do painel. No entanto, o esforço axial máximo obtido após as análises não lineares é da ordem de 65% de $N_{cr,min}$ na zona do meio vão e de 130% na zona do apoio.

Na Tabela 7.9 apresentam-se os resultados obtidos por Ribeiro (2014) e comparam-se com os resultados obtidos ao longo das análises efetuadas nesta dissertação. O referido autor analisou lajes maciças com comportamento bidirecional sujeitas a uma elevada restrição axial recorrendo a um

modelo semelhante ao utilizado no presente trabalho e através da utilização do mesmo tipo de elementos finitos.

Tabela 7.9 - Comparação dos resultados obtidos por Ribeiro (2014) e os obtidos nas análises efetuadas na presente dissertação

	Ribeiro (2014)	Presente Trabalho
Vão (m)	7.0 X 7.0	7.2 x 7.2
H (m)	0.20	0.30
N_{DIANA}^{sup} (kN/m)	181.49	309.83 ¹
N_{DIANA}^{sup}/N_{cr}	0.35	1.3
N_{DIANA}^{inf} (kN/m)	265.23	154.02
N_{DIANA}^{inf}/N_{cr}	0.51	0.65
$w_{k,DIANA}^{sup}$ (mm)	0.29	0.303
$w_{k,DIANA}^{inf}$ (mm)	0.29	0.279

Nota 1: Valor adotado para estimativa de armadura que garante uma abertura de fendas igual a 0.3 mm, obtido pela majoração de $N_{cr,min}$ por um fator de 1.3.

Como se pode observar através dos resultados apresentados, as maiores diferenças estão no esforço axial verdadeiramente instalado. Estas desigualdades devem-se ao facto de estarmos, neste trabalho, perante uma laje aligeirada em que a área da secção transversal é menor, sendo por isso também menor o valor de N_{cr} , quando comparado com os valores considerados no trabalho de Ribeiro (2014).

Por outro lado, uma vez que o esforço axial de fendilhação é menor (na zona de meio vão), faz aumentar a razão entre o esforço axial realmente instalado e o esforço axial de fendilhação considerado.

No que diz respeito à zona do apoio, obteve-se um esforço axial superior, facto que pode ser explicado pelas concentrações de esforços que se geram na transição da zona maciça com 0.3 m de espessura para a zona aligeirada onde a lajeta tem apenas 0,05 m de espessura.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação pretende dar um contributo para a melhor compreensão do efeito da retração impedida em lajes. Vários estudos tinham sido já elaborados, no âmbito de outras dissertações, com o intuito de estudar este fenómeno em laje maciças. Por este motivo, e de modo a dar continuidade a esses trabalhos, a presente dissertação vem abordar um outro tipo de laje, as lajes com blocos de aligeiramento. Pretendeu-se estimar o esforço axial realmente instalado na laje, resultante do impedimento das deformações impostas, através de análises não lineares recorrendo a um programa de cálculo automático, analisando o comportamento da laje em serviço. Com a obtenção do esforço axial, determinou-se a amadura necessária para garantir o estado limite de serviço relativo ao controlo da abertura de fendas. Foi ainda verificado que a solução obtida satisfaz os critérios relativos à limitação da deformação.

Numa primeira fase do trabalho, procedeu-se ao estudo do comportamento isolado dos blocos de aligeiramento através de ensaios laboratoriais. Os blocos ensaiados foram fornecidos pela empresa Artebel® e pertencem à gama designada comercialmente de "Fungibloco". Os ensaios pretenderam avaliar as propriedades dos blocos mais relevantes para este trabalho, nomeadamente a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a retração por secagem. Depois de obtidos os resultados destes ensaios, os mesmos foram utilizados para avaliar a influência que os blocos de aligeiramento têm na rigidez da laje e nas tensões e deformações a que esta está sujeita devido à retração impedida, concluindo-se que tal influência é bastante significativa de modo que deverão ser efetuados, futuramente, estudos mais aprofundados, uma vez que nesta dissertação não foi considerada esta influência nas análises não lineares das lajes completas.

Numa fase subsequente, estudou-se o comportamento das lajes aligeiradas sujeitas a uma forte restrição axial, através de análises unidireccionais. O estudo deste tipo de lajes foi feito recorrendo a duas análises distintas, uma em que se considera apenas tramos isolados de lajes, bi-encastrados, e outra em que se consideram vãos contínuos de laje com diversas condições de apoio. Nos vários casos de estudo, as primeiras análises não lineares foram realizadas considerando uma quantidade de armadura previamente estimada, com o critério que consiste em limitar a abertura máxima de fendas a 0,30 mm, quando a laje está sujeita a flexão composta com um esforço axial igual ao esforço de fendilhação, N_{cr} . Considerando essa estimativa de armadura verificou-se, através de análises não lineares, que as aberturas de fendas eram, de facto, consideravelmente inferiores ao limite de 0.30 mm. Isto porque o esforço axial verdadeiramente instalado é inferior ao esforço axial de fendilhação, N_{cr} , por causa do efeito da flexão resultante das cargas gravíticas. Assim, a quantidade de armadura

efetivamente requerida é inferior à inicialmente estimada. Considerando as lajes com uma forte restrição axial, ou seja através da utilização de apoios de encastramento em ambas as extremidades, obteve-se um esforço axial verdadeiramente instalado entre 60 e 65% do esforço axial de fendilhação. No entanto, quando se considerou a laje restringida por caixas de elevador, este esforço axial baixou consideravelmente para cerca de 30% do esforço axial de fendilhação. Conclui-se portanto, que é de extrema importância avaliar corretamente as condições de apoio a que a estrutura está sujeita, para desta forma se determinar o esforço axial realista e que conduza a estimativas económicas das armaduras requeridas.

Numa etapa final do trabalho, estudou-se o comportamento de uma laje fungiforme aligeirada com geometria em planta de $7,2 \times 7,2$ m², sujeita a uma forte restrição axial, através de análises bidirecionais. A metodologia de cálculo utilizada foi em tudo semelhante à descrita anteriormente para as análises unidirecionais. No entanto, nas análises não lineares com a armadura estimada considerando $N=N_{cr}$, verificou-se que, as aberturas de fendas, na face inferior, eram menores que o limite máximo, enquanto que, na face superior (junto do apoio) esse limite era ultrapassado. Estes resultados levam a concluir que o esforço axial verdadeiramente instalado é inferior ao esforço axial de fendilhação na zona do meio vão e que o contrário acontece na zona do apoio. É de referir que o esforço axial de fendilhação adotado corresponde a um valor mínimo, considerando apenas a secção transversal da zona aligeirada, $N_{cr,min}$. Tal valor não corresponde ao esforço axial de fendilhação na zona do apoio, visto que foi considerada nas análises não lineares uma zona maciça junto aos pilares, requerida para efeitos de resistência ao punçoamento. Sendo assim, obteve-se um esforço axial verdadeiramente instalado de 65% do $N_{cr,min}$ para a zona do meio vão, passando essa percentagem para 130% no caso da zona do apoio. É importante notar que, na zona do apoio, acontecem importantes concentrações de esforços (quer de esforço axial, quer de momento fletor) na zona maciça, e na transição entre a zona maciça e a zona aligeirada, aspeto este que determina o facto de se terem obtido esforços em serviço, em zonas localizadas da laje, superiores a $N_{cr,min}$.

Comparando os resultados obtidos nas análises para os diferentes esquemas estruturais, pode então concluir-se que o esforço axial verdadeiramente instalado nas lajes é de 65% do esforço axial de fendilhação, quando existe uma elevada restrição à deformação axial da laje. Apenas na zona do apoio da laje fungiforme, onde interessa controlar a fissuração na face superior, tal não se verifica, facto que pode ser justificado pelos motivos atrás apresentados.

Também se pôde concluir que a rigidez dos elementos que restringem a deformação axial da laje é um fator que influencia, de forma determinante, o valor do esforço axial instalado na laje em fase de serviço.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do trabalho agora realizado, sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Avaliação aprofundada da influência da rigidez dos blocos de aligeiramento, realizando medições complementares das deformações de retração e fluência do material que constitui os blocos, e além disso, estudando a influência dos blocos sobre a resposta da laje após a fissuração;
- Estudo de lajes fungiformes aligeiradas, com blocos perdidos, através da modelação integral da mesma, envolvendo uma simulação realista da rigidez dos elementos que restringem a deformação axial da laje;
- Extensão do estudo atrás referido para o caso das lajes aligeiradas com blocos recuperáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1991), *CEB (1993) CEB-FIP Model Code 1990*

(2011), *CEB (2013) CEB-FIP Model Code 2010*

(2012), *Transparências das Aulas Teóricas, Estruturas de Betão*, Universidade do Porto

Camara, J. and Figueiredo, C. (2012), *Concepção de Edifícios com Grande Área de Implantação* Encontro Nacional de Betão Estrutural

Camara, J. and Luís, R. (2006), *Structural Response and Design Criteria for Imposed Deformations Superimposed to Vertical Loads Effects*. Fédération Internationale du Béton, Session 3 - Modelling and design

Carvalho, J., (2013), *Estudo da Fendilhação em Lajes Restringidas, Devida ao Efeito Conjunto da Retração e das Ações Distribuídas no Piso*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto

CEN (2001), NP EN 772-14: *Methods of test for masonry units - Part 14: Determination of moisture movement of aggregate concrete and manufactured stone masonry units*

CEN (2001), NP EN 772-2: *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 2: Determinação da percentagem de furação em blocos de betão para alvenaria (por impressão em papel)*

CEN (2002), NP EN 1052-1: *Método de ensaio para alvenaria - Parte 1: Determinação da resistência à compressão*

CEN (2002), NP EN 772-13: *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (exceto blocos de pedra natural)*

CEN (2004), EN 1992-1-1: *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*

CEN (2009), NP EN 1990: *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*

CEN (2011), EN 771-3: *Specification for masonry units - Part 3: Aggregate concrete masonry units (Dense and lightweight aggregates)*

CEN (2011), EN 772-1: *Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength*

CEN (2011), NP EN 772-16: *Methods of test for masonry units - Part 16: Determination of dimensions*

DIANA-9.6, *User's Manual, Delf* (2014), Netherlands

Favre, R., Jaccoud, J.-P., Burdet, O. e Charif, H. (1997), *"Dimensionnement des structures en béton. Aptitude au service et elements de structures"*.

Leitão, L., (2011), *Análise dos Efeitos das Deformações Impostas em Estruturas de Betão Armado*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto

Lopes, J., (2008), *Estudo de Pavimentos Constituídos por Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto

Marti, P., Alvarez M., Kaufmann, W. and Sigrist, V., (1998), *Tension Chord Model for Structural Concrete*, Structural Engineering International, 4/98

Ribeiro, C., (2014), *Estudo da Fendilhação de Lajes Bi-Direcionais Restringidas, Atendendo aos Efeitos de Retração e das Ações Gravíticas*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto

RSA. (1983), *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, "Decreto de Lei n.º 235/83"*. Lisboa: Imprensa Nacional-Casa da Moeda.

Sousa, C. F. F., (2004), *Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto