

DEFORMABILIDADE DE PANOS DE ALVENARIA APOIADOS EM LAJES DE BETÃO ARMADO

ÁLVARO MANUEL DO LAGO MAGALHÃES TENDER DE ARAÚJO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

Coorientadores: Professora Doutora Paula Folino e Professor Doutor
Antonio Caggiano

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

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 - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

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 Mãe e ao meu Pai

“Ever tried. Ever failed. No matter. Try again. Fail again. Fail better”

Samuel Beckett

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostava de expressar toda a minha satisfação por ter tido a possibilidade de contar, em todos os aspetos inerentes a este processo, com a colaboração do professor Jorge Chaves Fernandes. A oportunidade de aprender com o professor vem desde o meu primeiro ano de faculdade e neste longo caminho percorrido foram diversas as unidades curriculares que com ele frequentei. Neste caso em particular e de acordo com este trabalho, foi um grande privilégio poder contar com a sua ajuda, tanto científica como humana, desde o incentivo relativo à minha ida de intercâmbio para Buenos Aires até à indispensável transmissão de conhecimentos relacionada com a orientação para a conclusão dos trabalhos.

À Facultad de Ingenieria de la Universidad de Buenos Aires, FIUBA, a todos os elementos do Departamento de Construcciones e Estructuras e ao professor Antonio Caggiano, por toda a ajuda, integração e simpatia presente ao longo de todo o semestre. À professora Paula Folino, e em especial a ela por todos os envolvimento do processo, o meu muito obrigado e sincero apreço por toda a disponibilidade demonstrada, partilha de conhecimentos e colaboração durante a realização dos trabalhos.

E então, aqueles que sempre estiveram comigo e que cada vez mais demonstram que são a forte base do meu progresso e desenvolvimento, os meus amigos, a minha Madrinha, a minha família, a Susana e o Zé.

À minha Avó, como não podia deixar de ser, por ser uma das pessoas mais inspiradoras de tudo o que a vida pode ter de bom.

À minha Mãe e ao meu Pai, pela amizade e carinho, por tudo aquilo que me ensinam, por todo o apoio que sempre me dão e pelas incansáveis tentativas de me tornarem uma pessoa melhor.

RESUMO

O estudo relacionado com as paredes de alvenaria, no caso específico as divisórias, tem uma enorme relevância no dia-a-dia da construção civil. A patologia mais evidente e comum presente neste tipo de paredes está associada à fissuração, sendo este um assunto muito sensível e que merece a nossa atenção em especial.

O objetivo principal do presente trabalho consiste na tentativa de perceber de que forma é que as deformações de uma laje de betão armado, devido às cargas permanentes e à sobrecarga considerada, afetam o comportamento das paredes de alvenaria. Assim, partindo dos limites de deformação sugeridos pelo EC2, irá ser feita uma comparação de dois métodos sugeridos por esta regulamentação para controlar a deformação de lajes de betão armado e ir-se-á verificar também até que ponto é que este procedimento garante o bom funcionamento das alvenarias não resistentes (paredes interiores).

No que diz respeito ao cálculo das flechas, foi aplicado o Princípio do Cálculo “Exato”, proposto no EC2, cap. 7.4.3, com base na sebenta “Verificação aos Estados Limite de Utilização”, do professor Joaquim Figueiras. Como suporte estrutural das paredes de alvenaria consideram-se quatro lajes distintas, em que os parâmetros variáveis são a espessura e os carregamentos, de forma a ser possível ter termos de comparação para se retirarem as conclusões pretendidas.

Após o estudo realizado, concluiu-se que as deformações das lajes em comparação com os valores estipulados pelo regulamento (valores das deformações máximas que impedem a fissuração dos elementos não estruturais) ultrapassam os limites aconselhados no EC2. Com isto, apresentaram-se como soluções construtivas finais as alvenarias assentes sobre faixas deformáveis (poliestireno de alta densidade) e as alvenarias confinadas com elementos de confinamento superabundantes.

PALAVRAS-CHAVE: Parede de alvenaria, Lajes de betão armado, Deformabilidade, Fissuração, Patologia.

ABSTRACT

The study of masonry walls, notably division walls, has a huge importance on the day to day of civil construction. The most common pathology present in this kind of walls is associated to cracking, therefore receiving our utmost attention.

The main goal of the study is to understand how the deformations of a reinforced concrete slab due to permanent and over loads affect such walls. Starting with the deformation limits stated in the EC2, a comparison will be made between two methods proposed by this regulatory publication so that we can control slab deformation and verify how far we can go so that the procedure guarantees the good operation of the interior walls.

As for sag estimates, the Princípio de Cálculo “Exato” will be applied as proposed in the EC2, chapter 7.4.3., with its basis on the “Verificação aos Estados Limite de Utilização” publication by Joaquim Figueiras. The masonry walls are supported by four distinct slabs, in which the variable parameters are the depth and the loads applied, making it possible to make comparisons so conclusions can be yield.

At the end of the study the conclusion reached were that the slab sag’s are superior in comparison with the fixed maximum values for deformation in the EC2. So the final constructive solution was to choose masonry walls supported by deformable strips (high density polystyrene) and masonry walls confined by overwhelming confinement elements.

KEYWORDS: Masonry wall, Reinforced concrete slab, Deformability, Pathology.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	1
2 PAREDES DE ALVENARIA	3
2.1 NOTA INTRODUTÓRIA.....	3
2.2 GENERALIDADES	3
2.2.1 ENQUADRAMENTO DA CONSTRUÇÃO E EVOLUÇÃO DAS ALVENARIAS INTERIORES EM PORTUGAL	3
2.2.2 VANTAGENS DAS ALVENARIAS	6
2.2.3 PROBLEMAS NAS ALVENARIAS	6
2.3 PAREDES DE ALVENARIAS INTERIORES.....	6
2.3.1 CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO EUROCÓDIGO 6 [1]	6
2.3.2 CONSTITUIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA INTERIOR	7
2.3.2.1 Tijolos e Blocos	9
2.3.2.2 Argamassa	10
2.3.2.3 Materiais de Isolamento Térmico	11
2.3.3 DEFORMAÇÃO.....	11
2.3.3.1 Capacidade Resistente	11
2.3.3.2 Limites de Deformação	13
2.4 ANOMALIAS E PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA	13
2.4.1 PRINCIPAIS ORIGENS DAS ANOMALIAS	14
2.4.1.1 Conceção	14
2.4.1.2 Aspetos de carácter económico, de qualidade e de mão-de-obra	15
2.4.1.3 Práticas construtivas	15
2.4.2 CAUSAS DA OCORRÊNCIA DE PATOLOGIAS.....	17
2.4.3 FISSURAS CAUSADAS PELA DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DA ESTRUTURA DE SUPORTE DAS PAREDES DE ALVENARIA	19

2.4.3.1 Paredes de alvenaria sem aberturas de portas ou janelas	19
2.4.3.2 Paredes de alvenaria com aberturas de portas ou janelas	21
3 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	23
3.1 NOTA INTRODUTÓRIA	23
3.2 AÇÕES	23
3.2.1 AÇÕES PERMANENTES	24
3.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS	24
3.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	24
3.3.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)	24
3.3.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	25
4 CASO DE ESTUDO E DIMENSIONAMENTO	27
4.1 NOTA INTRODUTÓRIA	27
4.2 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	27
4.2.1 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	27
4.2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	28
4.3 DIMENSIONAMENTO	28
4.3.1 CÁLCULO FLECHA 1	28
4.3.2 CÁLCULO FLECHA 2	31
4.3.3 CÁLCULO FLECHA 3	33
4.3.4 CÁLCULO FLECHA 4	35
5 DEFORMAÇÃO	39
5.1 NOTA INTRODUTÓRIA	39
5.2 EFEITO DA FENDILHAÇÃO, FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO DO BETÃO	40
5.2.1 NOTA INTRODUTÓRIA	40
5.2.2 EFEITO DA FENDILHAÇÃO DO BETÃO	40
5.2.3 EFEITO DA FLUÊNCIA	42
5.2.4 EFEITO DA RETRAÇÃO	45
5.3 CASOS EM QUE O CÁLCULO PODERÁ SER DISPENSADO [12]	47
5.4 PRINCÍPIO DO CÁLCULO “EXATO” [11]	49
5.4.1 MODELO IDEALIZADO PARA O CÁLCULO DE DEFORMAÇÕES EM ELEMENTOS FENDILHADOS SUJEITOS AO ESFORÇO AXIAL E/OU MOMENTOS FLETORES	50

5.4.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO - PRINCÍPIOS.....	54
5.4.3 DEFORMAÇÕES REAIS.....	55
5.5 CÁLCULO FLECHA 1 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2	55
5.5.1 VERIFICAÇÃO DO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA.....	55
5.5.2 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	56
5.5.3 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO.....	59
5.6 CÁLCULO FLECHA 2 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2	62
5.6.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	62
5.6.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO.....	65
5.7 CÁLCULO FLECHA 3 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2	68
5.7.1 VERIFICAÇÃO AO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA.....	68
5.7.2 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	69
5.7.3 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO.....	69
5.8 CÁLCULO FLECHA 4 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2	72
5.8.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA	72
5.8.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO.....	73
5.9 ANÁLISE DE RESULTADOS	76
5.9.1 ANÁLISE GERAL	76
5.9.2 VERIFICAÇÃO SE O ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO ESPECIFICADO NO EC2 É CUMPRIDO PARA AS LAJES COM PRESENÇA DE PAREDES DE ALVENARIA DIVISÓRIAS	79
5.10 SUGESTÕES PARA A EXECUÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE FORMA A EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAS	80
5.10.1 NOTA INTRODUTÓRIA	80
5.10.2 ALVENARIAS ASSENTES SOBRE FAIXAS DEFORMÁVEIS (POLIESTIRENO EXTRUDIDO DE ALTA DENSIDADE).....	82
5.10.3 ALVENARIAS CONFINADAS COM ELEMENTOS DE CONFINAMENTO SUPERABUNDANTES	84
5.10.4 BREVE REFERÊNCIA ÀS ESTRATÉGIAS GERAIS DE MANUTENÇÃO E REABILITAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA FISSURADAS	84
6 CONCLUSÕES	89
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	89
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	90

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 2.1 - PESO RELATIVO DOS VÁRIOS TIPOS DE OBRA EM PORTUGAL [2].....	4
FIG. 2.2 - ANOMALIAS EM EDIFÍCIOS [2].....	5
FIG. 2.3 - ANOMALIAS EM PAREDES DE EXTERIORES [2]	5
FIG. 2.4 - TIPOS DE PAREDES DE ALVENARIAS [1]	7
FIG. 2.5 - ESBELTEZA DE PAREDES E LIMITES ORIENTATIVOS DE VÃOS [7]	12
FIG. 2.6 - RESISTÊNCIA DA PAREDE DE ALVENARIA EM FUNÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS ELEMENTOS E DA ARGAMASSA [7]	12
FIG. 2.7 - PAREDES DE ALVENARIA SEM ABERTURAS DE PORTAS OU JANELAS - LAJE INFERIOR MAIS DEFORMÁVEL DO QUE A SUPERIOR [9]	19
FIG. 2.8 - PAREDES DE ALVENARIA SEM ABERTURAS DE PORTAS OU JANELAS - LAJE INFERIOR MENOS DEFORMÁVEL DO QUE A SUPERIOR [9]	20
FIG. 2.9 - PAREDES DE ALVENARIA SEM ABERTURAS DE PORTAS OU JANELAS - LAJE INFERIOR E SUPERIOR COM DEFORMAÇÕES APROXIMADAMENTE IGUAIS [9]	20
FIG. 2.10 - LAJE ANCORADA NA PAREDE DE ALVENARIA COM DEFORMAÇÃO EXCESSIVA [9]	21
FIG. 2.11 - PAREDES DE ALVENARIA COM ABERTURAS DE PORTAS OU JANELAS [9]	21
FIG. 4.1 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE	30
FIG. 4.2 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE	33
FIG. 4.3 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE	35
FIG. 4.4 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE	37
FIG. 5.1 - VARIAÇÃO DA RIGIDEZ E DA CURVATURA AO LONGO DE UMA VIGA EM FUNÇÃO DO DIAGRAMA DE MOMENTOS E DA RIGIDEZ À FLEXÃO EI [11]	40
FIG. 5.2 - DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO CARACTERÍSTICA DE UM TIRANTE DE BETÃO ARMADO [14].....	41
FIG. 5.3 - COMPORTAMENTO DIFERENTE DA FENDILHAÇÃO CONFORME A SOLICITAÇÃO DE TRAÇÃO É PROVOCADA POR: A) FORÇA APLICADA; B) DEFORMAÇÃO IMPOSTA. [11].....	42
FIG. 5.4 - EFEITO DA FLUÊNCIA NO BETÃO	42
FIG. 5.5 - REFERENCIAL XY	49
FIG. 5.6 - MODELO DE CÁLCULO PARA A TRAÇÃO PURA	51
FIG. 5.7 - MODELO DE CÁLCULO PARA A FLEXÃO SIMPLES	53
FIG. 5.8 - TEOREMA DOS TRABALHOS VIRTUAIS APLICADO AO CÁLCULO DA FLECHA	54
FIG. 5.9 - DESVIOS ADMISSÍVEIS DAS FLECHAS CALCULADAS	55
FIG. 5.10 - RELAÇÃO ENTRE AS CARGAS ATUANTES E AS ARMADURAS INFERIORES CONSIDERADAS	77
FIG. 5.11 - RELAÇÃO ENTRE AS CARGAS ATUANTES, AS FLECHAS CALCULADAS E OS VALORES LIMITES DO EC2	78
FIG. 5.12 - VALORES PERCENTUAIS DO ACRÉSCIMO DAS FLECHAS DAS LAJES RELATIVAMENTE AO LIMITE DO EC2.....	79
FIG. 5.13 - EFEITO DE ARCO EM PAREDES DE ALVENARIA APOIADAS EM LAJES DE BETÃO ARMADO [15].....	81
FIG. 5.14 - AFASTAMENTO E TENSÕES VERTICAIS DE TRAÇÃO NA LIGAÇÃO PAREDE/LAJE [15]	81
FIG. 5.15 - LAJE E PAREDE DE ALVENARIA APÓS A APLICAÇÃO DO POLIESTIRENO [3].....	83
FIG. 5.16 - POLIESTIRENO EXTRUDIDO DE ALTA DENSIDADE [17]	83
FIG. 5.17 - EXEMPLO DE LIGAÇÕES ESTRUTURA/ALVENARIA [7]	83
FIG. 5.18 - CONFINAMENTO DA ESTRUTURA DA PAREDE DE ALVENARIA [3]	84
FIG. 5.19 - EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE PAREDES DE ALVENARIA CONFINADAS [16].....	84
FIG. 5.20 - EXEMPLO DE REGISTO GRÁFICO DA FISSURAÇÃO DE PAREDES [7].....	85
FIG. 5.21 - EXEMPLOS DE EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTOS PARA ACOMPANHAMENTO DA EVOLUÇÃO DAS FISSURAS EM PAREDES [7].....	86

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 - MATERIAIS CONSTITUINTES DE UMA PAREDE DE ALVENARIA EM TIJOLO [5].....	8
QUADRO 2.2 - CLASSIFICAÇÃO DOS TIJOLOS SEGUNDO A NP 80 [2]	9
QUADRO 2.3 - CARACTERÍSTICAS MAIS IMPORTANTES DOS TIJOLOS CERÂMICOS EM PORTUGAL [4].....	10
QUADRO 2.4 - VALORES LIMITES DE DEFORMAÇÃO DAS ALVENARIAS.....	13
QUADRO 2.5 - ASPETOS DO PROJETO E DA CONSTRUÇÃO RESPONSÁVEIS POR ANOMALIAS [7]	16
QUADRO 2.6 - CAUSAS DA FISSURAÇÃO EM PAREDES DE ALVENARIA [5].....	18
QUADRO 3.1 – VALORES CARACTERÍSTICOS AÇÕES PERMANENTES.....	24
QUADRO 3.2 - VALOR DE CÁLCULO DAS AÇÕES	25
QUADRO 3.3 - FATORES DE COMBINAÇÃO PARA ALGUMAS AÇÕES [11].....	26
QUADRO 4.1 – QUADRO 7.4N - VALORES BÁSICOS DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA ÚTIL PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SEM ESFORÇO NORMAL DE COMPRESSÃO [12]	28
QUADRO 5.1 - VALORES DE K_H NA EXPRESSÃO (5.13).....	46
QUADRO 5.2 - VALORES BÁSICOS DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA ÚTIL (L/D) PARA ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SEM ESFORÇO NORMAL DE COMPRESSÃO [12].....	49
QUADRO 5.3 – CÁLCULO DA FLECHA 1	62
QUADRO 5.4 – CÁLCULO DA FLECHA 2	68
QUADRO 5.5 – CÁLCULO DA FLECHA 3	72
QUADRO 5.6 – CÁLCULO DA FLECHA 4	76
QUADRO 5.7 - ANÁLISE AO COMPORTAMENTO DAS LAJES.....	76
QUADRO 5.8 - EXEMPLOS DA CARACTERIZAÇÃO DAS ESTRATÉGIAS GERAIS DE MANUTENÇÃO E REABILITAÇÃO PARA O CASO DA FISSURAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA FISSURADAS [8].....	86

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área da secção transversal do betão

A_{ci} – área homogeneizada da secção

A_{sw} – Área da secção da armadura de esforço transverso

A_s – Área da secção de uma armadura para betão armado

C_d – Valor de cálculo das propriedades dos materiais

E_c – Módulo de elasticidade

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações

$E_{c,eff}$ – Modulo de elasticidade efetivo do betão

E_{cm} – Modulo de elasticidade secante do betão

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de utilização

Estado I – Elemento não fendilhado

Estado II – Elemento fendilhado

G_k – Cargas permanentes

I – Momento de inércia da secção

K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais

M_{Sd} – Valor de cálculo do momento fletor actante

M_{Rd} – Valor de cálculo do momento fletor resistente

M – Momento fletor

M_r – Momento de fendilhação

M_{sd} – Valor de cálculo do momento fletor

N – Esforço axial

N_{Rd} – Valor de cálculo do esforço normal resistente

N_{Sd} – Valor de cálculo do esforço normal atuante

P – Carga provocada

P_{Sd} – Valor de cálculo da carga relativa ao estado limite último

P_{cqp} – Valor de cálculo da carga relativa à combinação quase-permanente

Q_k – Carga variável ou sobrecarga

R_d – Valor de cálculo do esforço resistente

RH – Humidade relativa do meio ambiente, em %;

S – Momento estático da área de armadura em relação ao baricentro da secção

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante

V – Esforço transversal

W – Módulo de flexão da secção no estado I (com armadura)

W_c – Módulo de flexão da secção de betão apenas

b – Largura da secção retangular

c – Recobrimento

c_{nom} – Recobrimento nominal

d – Altura útil da secção

e – Espessura total da secção

exp – Tem o mesmo significado de e^0

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

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_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço e das armaduras ordinárias

h – Altura total de uma secção transversal

h_0 – Espessura equivalente do elemento

l – Vão teórico

l/d – Valor limite da relação vão/altura

r - Raio

s – Espaçamento dos estribos

t – Idade do betão, em dias, na data considerada

t_0 – Idade do betão, em dias, à data do carregamento

$t - t_0$ – Duração não corrigida do carregamento, em dias

u – Perímetro em contacto com o exterior

x – Altura do eixo neutro

α – Coeficiente de homogeneização

α_{ds} – Coeficiente que depende do tipo de cimento

β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento

$\beta_{c(t,t_0)}$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

$\beta_{(f_{cm})}$ – Fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional

$\beta_{(t_0)}$ – Fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência

γ – Coeficiente parcial

γ_G – Coeficiente de segurança para cargas permanentes

γ_Q – Coeficiente de segurança para cargas variáveis

ζ – Coeficiente de repartição

ε_{sm} – Deformação relativa média da armadura

ε_{cm} – Deformação relativa média do betão na fibra externa

ε_{cs} – Extensão total de retração

ε_{cd} – Extensão de retração por secagem

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente

ϕ – Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento

φ – Coeficiente de fluência

Φ_{RH} – Fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência

ω – Percentagem mecânica de armadura

η – Coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado

ρ – Percentagem de armadura de tração

ρ' – Percentagem de armadura de compressão

ψ – Coeficiente definindo valores representativos das ações variáveis

$1/r$ – Curvatura numa determinada secção

$1/r_m$ – Curvatura média

DEC – Departamento de Engenharia Civil

PIB – Produto Interno Bruto

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

EC6 – Eurocódigo 6

RSA – Regulamento de Segurança e Ações

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Na presente dissertação, são estudados os efeitos das deformações das lajes de betão armado sobre as paredes de alvenaria interiores que nelas se apoiam. Estas deformações, quando passam de certos limites, causam, em muitos casos, uma patologia típica destes elementos, a fissuração, que afeta também o revestimento dessas paredes.

A fissuração de paredes de alvenaria interiores, problema comum a qualquer edifício durante a sua vida útil, que causa fundamentalmente mau estar visual, alterando assim as condições de conforto e que se encontra essencialmente relacionado com a excessiva deformação da estrutura de betão armado. Assim, pretende-se com este trabalho verificar se os valores estipulados para os limites de deformação estão ou não a ser cumpridos e consequentemente perceber como se comportam as paredes de alvenaria em relação a esses valores limites, ou seja, se irão ou não fissurar.

De acordo com tudo isto salienta-se a situação que é comum ser posta em causa, durante o prazo de garantia da obra o cliente pergunta, “Mas na verdade, de quem será a responsabilidade? Do promotor? Do projetista? Da fiscalização? Do empreiteiro? Do utilizador?”, sendo que é evidente que o que importa é encontrar uma solução para o problema. É importante refletir sobre o facto de ser necessário um estudo sobre as anomalias e patologias para assim criar condições de melhorias futuras e soluções concretas. Estamos perante um problema do dia-a-dia comum da construção, sendo possível criar formas de resolução e assim evitar qualquer tipo de atribuição de culpas ou gestão de conflitos.

1.2 OBJETIVOS

Pretende-se neste trabalho utilizar duas opções de espessuras de lajes maciças de betão armado, perceber como se comportam essas lajes sujeitas aos carregamentos habituais e estudar a deformabilidade a que as paredes de alvenaria interiores estão sujeitas, avaliando a consequente probabilidade de fissuração das mesmas.

Com base nisto, o objetivo principal deste trabalho é desenvolver estratégias de controlo deste problema, tentando encontrar possíveis formas de limitar as flechas das lajes e assim evitar o aparecimento das fissuras da alvenaria interior.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação está organizada em 6 capítulos de acordo com a seguinte disposição:

- Capítulo 1 – Introdução – faz-se uma apresentação geral do tema do trabalho, elencando os seus principais objetivos. Descreve-se ainda a sua estrutura base.
- Capítulo 2 – Paredes de Alvenaria – apresentam-se as paredes de alvenaria interiores como sendo o principal foco deste trabalho. Discute-se o enquadramento da indústria da construção no geral e da construção das paredes de alvenaria em Portugal; a classificação e constituição destas mesmas paredes; as deformações e os seus limites; as anomalias e patologias;
- Capítulo 3 – Ações e Combinações de Ações – caracterizam-se as ações consideradas no cálculo das deformações das lajes de apoio das paredes, os valores característicos das mesmas e as respetivas combinações de ações;
- Capítulo 4 – Caso de Estudo e Dimensionamento – descreve-se o caso de estudo desta dissertação e as propriedades de todos os materiais considerados, procedendo-se ao dimensionamento dos elementos estruturais e ao cálculo das respetivas armaduras;
- Capítulo 5 – Deformação – principal capítulo deste trabalho, onde se calculam os efeitos da fendilhação e da fluência do betão, onde se apresenta o princípio de cálculo considerado e por fim onde se calculam as deformações para os 4 casos de estudo considerados. Também é neste capítulo que é feita uma análise dos resultados e conseqüentemente são apresentadas as sugestões necessárias para, no futuro, se proceder às respetivas melhorias;
- Capítulo 6 – Conclusão – reserva-se para as conclusões finais da presente dissertação.

2

PAREDES DE ALVENARIA

2.1 NOTA INTRODUTÓRIA

As paredes de alvenaria fazem parte da história de todas as civilizações, pois são sem dúvida a solução construtiva mais antiga. Desde os tempos mais remotos até aos dias de hoje as alvenarias fizeram parte da evolução humana conciliando as suas funções tanto de fachada exterior como de parede divisória e assim passando por todo o tipo de construções tais como abrigos, templos, fortalezas e cidades. De acordo com todas as exigências do homem e natural evolução da tecnologia da construção foram sofrendo ao longo dos anos consecutivos desenvolvimentos.

O capítulo em questão tem como principal objetivo focar as paredes de alvenaria interior sendo que, inicialmente, opta-se por fazer uma abordagem mais geral sobre o enquadramento da alvenaria, a sua evolução ao longo dos anos em Portugal e as suas vantagens.

Por fim destacam-se as paredes de alvenaria interiores, elemento não estrutural e com a função de delimitação de espaços. Num primeiro momento classificam-se as alvenarias de acordo com o Eurocódigo 6 [1] e caracterizam-se os seus constituintes. Depois apresentam-se os valores dos limites de deformação, as anomalias e as patologias em alvenarias para na fase final da presente dissertação se efetuarem as respetivas comparações analisando os resultados obtidos no capítulo 6 e consecutivamente desenvolver formas de execução para combater a fissuração.

2.2 GENERALIDADES

2.2.1 ENQUADRAMENTO DA CONSTRUÇÃO E EVOLUÇÃO DAS ALVENARIAS INTERIORES EM PORTUGAL

A construção está sujeita, como todas as atividades humanas, à normal evolução da sociedade em geral. Com isto é necessário existir um acompanhamento relativamente ao crescimento das preocupações ambientais e desenvolvimento sustentado, sem nunca esquecer a obrigatoriedade da qualidade, da segurança e da saúde nas respetivas parcelas da indústria construtiva, tais como, os materiais, os processos construtivos e a localização das construções. Assim a construção, que é uma atividade muito importante para a economia dos países ocidentais, precisa de se focar nestas tendências, combatendo a redução da sua importância, aumentando a flexibilidade, direcionando-se para a remodelação e a reabilitação, em detrimento da construção nova. De acordo com estas expectativas é importante encorajar alguns progressos:

- Melhorar o conhecimento de muitos fenómenos, suportados por investigação experimental e modelação desses fenómenos;

- Melhorar o conhecimento sobre os materiais;
- Disponibilizar ferramentas de apoio à conceção e elaboração de projetos de Construção Civil;
- Criar produtos novos e melhorar os existentes para obter melhores respostas face às exigências, isto com base na observação de outras indústrias.

Segundo Hipólito de Sousa [2], a atividade da construção representa cerca de 7% do produto interno bruto (PIB) e 9% do emprego, ou seja, assim se percebe a grande importância que significa para a economia de Portugal. É também importante referir que dentro da própria construção a parcela com mais significado são os edifícios e em concreto, os edifícios de habitação (Figura 2.1).

Admite-se que no entanto estes dados, devido à grave crise que o país atravessa, possam estar desatualizados.

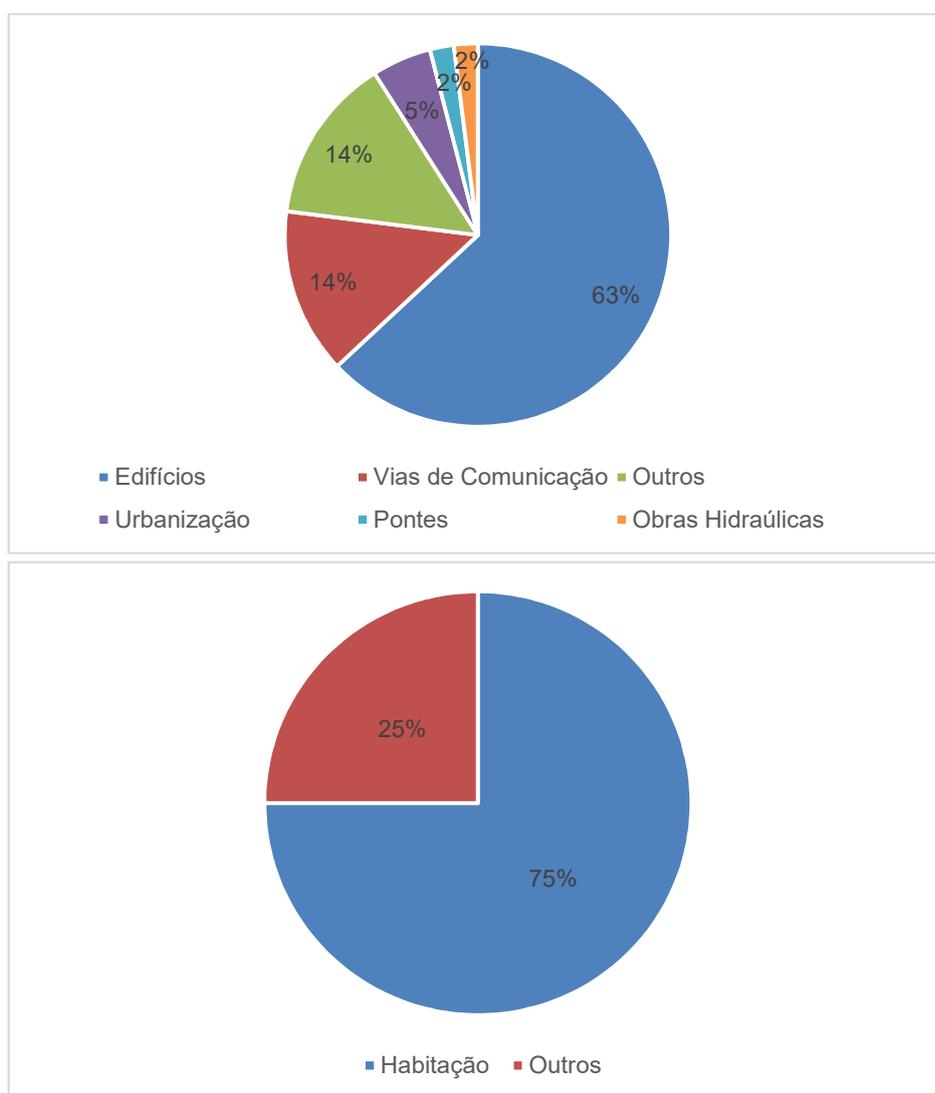


Fig. 2.1 - Peso relativo dos vários tipos de obra em Portugal [2]

Sabe-se que em Portugal o custo dos trabalhos em paredes de alvenarias, incluindo revestimentos, representa cerca de 12% a 17% do custo global dos edifícios. [3]

Relativamente à importância das exigências sobre as paredes de alvenaria destacam-se algumas, tais como o conforto, a estabilidade e a durabilidade. Em Portugal é evidente a presença de anomalias na construção de paredes de alvenaria, devido à qualidade da construção, às faltas de pormenorização, às falhas de mão-de-obra e também pela prematura utilização de materiais e tecnologias novas sem primeiramente existirem formações e especificações básicas ao nível do projeto. As distribuições de patologias apresentadas nas figuras seguintes, 2.2 e 2.3, são o resultado disto mesmo, sendo de notar a falta de investigação, ensino e detalhe relativamente ao projeto e execução de alvenarias.

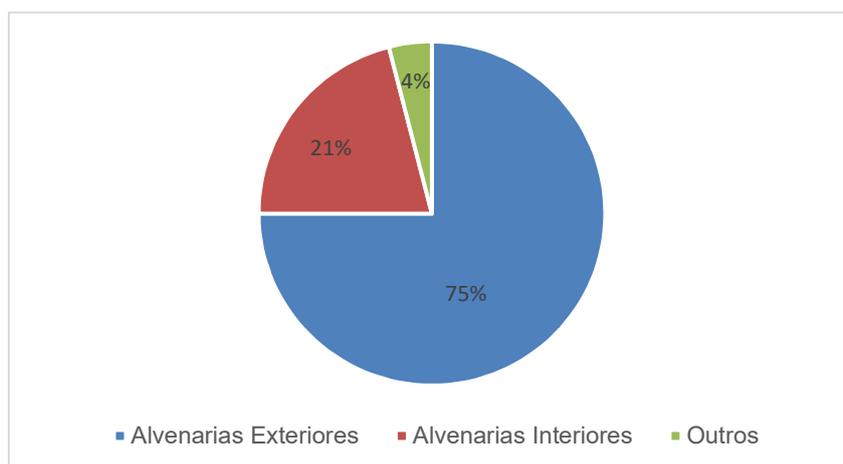


Fig. 2.2 - Anomalias em Edifícios [2]

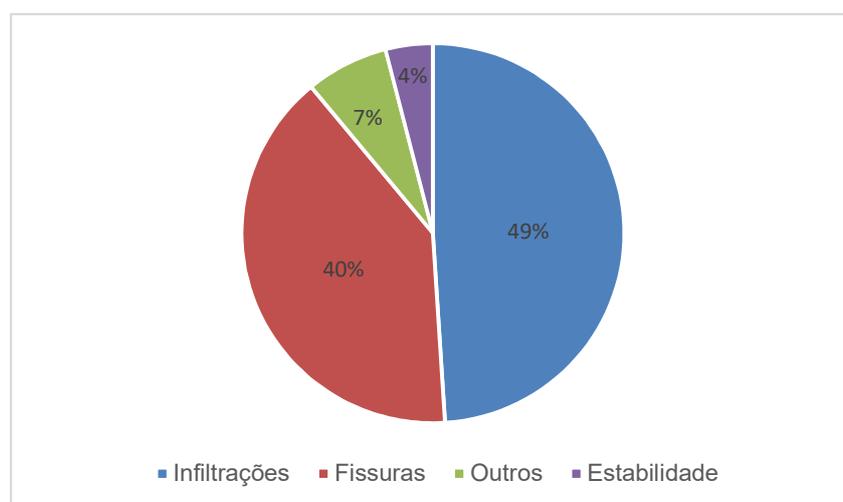


Fig. 2.3 - Anomalias em Paredes de Exteriores [2]

Em Alvenarias em Portugal, Hipólito Sousa [2] refere que é necessário dominar várias áreas de conhecimento para assim existir uma melhoria na perceção do funcionamento das paredes de alvenaria e conseqüentemente dos respetivos fatores que condicionam diretamente o seu comportamento, destacando as seguintes: [2]

- Ciências dos edifícios – higratérmica, estanquidade à água da chuva, comportamento acústico e segurança ao fogo;
- Segurança e comportamento estrutural de alvenarias de preenchimento;
- Materiais para alvenaria – diferentes elementos, argamassas, reforços, componentes auxiliares e comportamento conjunto;
- Tecnologias de construção – aspetos ligados à exequibilidade e práticas construtivas.

É de notar que ter apenas em consideração uma das perspetivas vai originar em geral soluções desajustadas que levam assim ao aparecimento de vários tipos de patologias.

Quanto à evolução em particular das paredes divisórias não estruturais, inicialmente, na década de 40, estas eram construídas com elementos de madeira revestidos por cal hidratada. Ao longo dos anos, começou a aparecer a execução da parede de alvenaria de tijolo simples, fazendo com que a anterior solução caísse completamente em desuso. Com o desenvolvimento da tecnologia apareceram novas soluções, como por exemplo paredes em gesso cartonado, aumentando assim a produtividade e reduzindo o peso próprio, embora com um custo, em princípio, mais elevado.

2.2.2 VANTAGENS DAS ALVENARIAS

Como foi referido anteriormente, é evidente o facto de as alvenarias serem a solução construtiva mais utilizada para fazer face às principais exigências dos utilizadores: estabilidade, segurança ao fogo, estanquidade e ao ar, conforto térmico e acústico, durabilidade e facilidade de manutenção, estética, economia e facilidade de execução. [2]

Com isto focam-se as principais vantagens das paredes de alvenaria:

- Durabilidade – elementos cerâmicos e argamassas de assentamento;
- Relação custo/benefício – baixo custo dos elementos, relação investimento/manutenção boa relativamente a outros elementos construtivos;
- Ambiente – não poluente e reutilizável após demolição;

2.2.3 PROBLEMAS NAS ALVENARIAS

Após uma análise das figuras 2.2 e 2.3, mesmo tratando-se de uma estatística francesa, que provavelmente não deverá ser muito diferente no caso português, é de reparar numa clara contribuição negativa da parte das alvenarias nas patologias dos edifícios. No nosso país, as patologias mais frequentes são a fissuração das paredes, o aparecimento de problemas devido a penetrações de águas e humidades e a degradação dos pavimentos e acabamentos.

Mais à frente, na presente dissertação, vai ser feita uma análise destes mesmos problemas relativos a paredes divisórias, com a apresentação de algumas causas e possíveis resoluções dos problemas.

2.3 PAREDES DE ALVENARIAS INTERIORES

2.3.1 CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO EUROCÓDIGO 6 [1]

O Eurocódigo 6 visa fundamentalmente as paredes de alvenaria com função estrutural, classificando-as de acordo com o tipo de materiais que as constituem, o tipo de panos e as suas ligações. Assim apresentam-se na figura 2.4 as paredes de alvenaria de possível aplicação no interior:

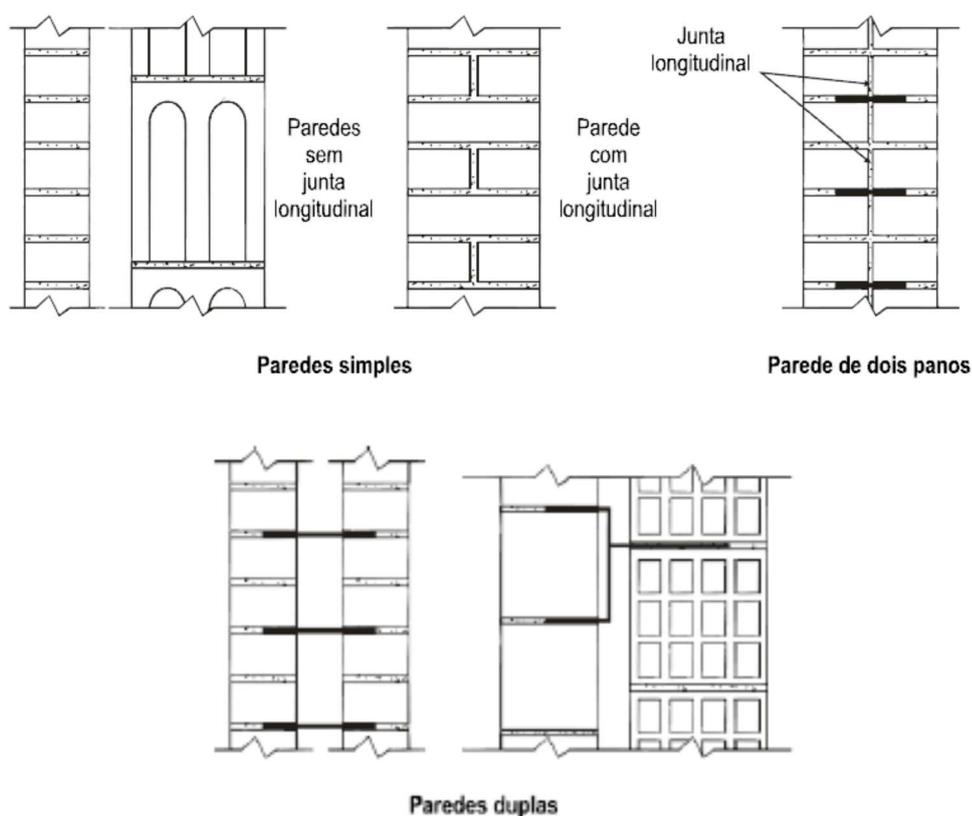


Fig. 2.4 - Tipos de paredes de alvenarias [1]

O EC6 classifica as paredes de alvenaria em relação ao tipo de ações a que vai ser sujeita:

- Climatéricas;
- Hidrotérmicas;
- Mecânicas.

Assim em função destes tipos de ações e da sua função estrutural as paredes de alvenaria são classificadas como:

- Paredes resistentes (cargas verticais, para além do peso próprio);
- Paredes de travamento ou contraentamento;
- Paredes sujeitas a ações de corte (essencialmente cargas horizontais);
- Paredes divisórias (sem suporte de cargas significativas);
- Paredes sujeitas a cargas laterais, perpendiculares ao seu plano.

2.3.2 CONSTITUIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA INTERIOR

As paredes de alvenaria com função de parede divisória são na sua grande maioria simples e utilizam o tijolo cerâmico de furação horizontal, com 7, 9 ou 11 cm de espessura. É também aplicável a espessura de 15 centímetros nas paredes dos quartos de banho e das cozinhas, devido à colocação de um maior número de instalações. As paredes duplas apresentam normalmente isolamento acústico pelo interior e são aplicadas em zonas de separação entre fogos e zonas comuns, para assim cumprirem os requisitos de conforto acústico e térmico.

Os materiais constituintes de uma parede de alvenaria interior apresentam-se no quadro 2.1 e é de notar que vão muito para além do tijolo cerâmico. É também importante referir a presença de outros elementos, tais como a argamassa de assentamento, preenchimento de juntas, os revestimentos e os materiais para isolamento acústico e térmico.

Quadro 2.1 - Materiais constituintes de uma parede de alvenaria em tijolo [5]

Material	Tipos
Tijolo	Maciço
	Perfurado
	Furado (horizontal)
	Furado (vertical)
	Materiais porosos
Argamassa	Cimento
	Cal
	Mista
	Pronta
	Industrial (pré-doseada)
Cimento-cola	
Isolamento Térmico	Placas rígidas sintéticas
	Placas rígidas de origem vegetal
	Placas rígidas de origem mineral
	Mantas flexíveis
	Materiais projetados
	Espumas
	Materiais a granel
	Películas de elevada emissividade
Isolamento Acústico	Membranas contínuas de grande densidade e estanquidade
	Painéis contínuos de revestimentos
Argamassa para Reboco Interior	
Acessórios de Ligação dos Pilares	Varão roscado
	Chapa de aço zincada
Membranas Resilientes para Apoio de Alvenarias	Bandas de espuma ou borracha
	Bandas de poliestireno
	Bandas de aglomerado de cortiça

2.3.2.1 Tijolos e Blocos

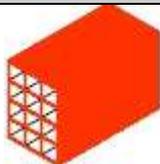
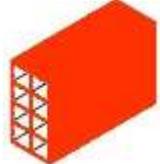
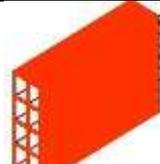
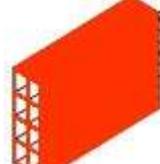
Os elementos com mais destaque de acordo com o volume da sua aplicação, tanto em paredes exteriores como em paredes interiores de compartimentação em edifícios, são naturalmente os tijolos cerâmicos de furação horizontal, com uma representação de pelo menos 90% dos elementos utilizados na construção de paredes em Portugal. É também de referir a utilização de tijolos cerâmicos de pequenas dimensões, maciços ou perfurados, que são usados sobretudo em alvenaria à vista e os blocos de betão de agregados correntes e leves, sendo que estes últimos são mais recentes. [2]

No quadro 2.2 apresenta-se a classificação pela NP80 das três classes de tijolos referidas no parágrafo anterior e no quadro 2.3, as características mais importantes dos tijolos cerâmicos e dos blocos de betão correntes em Portugal.

Quadro 2.2 - Classificação dos Tijolos segundo a NP 80 [2]

Classificação de Tijolos	
	Maciço – tijolo cujo volume de argila cozida não é inferior a 85% do seu volume total aparente
	Furado – tijolo com furos ou canais de qualquer forma e dimensões, paralelos às suas maiores arestas e tais que a sua área não é inferior a 30% da área da face correspondente nem superior a 75% da mesma área
	Perfurado – tijolo com furos perpendiculares ao seu leito e tais que a sua área não é inferior a 15% da área da face correspondente nem superior a 50% da mesma área

Quadro 2.3 - Características mais importantes dos tijolos cerâmicos em Portugal [4]

	Dimensão e Formas (comp. x alt. x esp.) (cm)	Peso Aprox. (kg)	Furação (%)	Resistência à Compressão (2) (MPa)
Furação Horizontal	 30 x 20 x 15 ⁽¹⁾	5-7	50-65	2,5-4,9
	 30 x 20 x 11 ⁽¹⁾	4-6	50-65	2,8-5,2
	 30 x 20 x 9 ⁽¹⁾	3,5-5,5	40-60	3,0-5,7
	 30 x 20 x 7 ⁽¹⁾	3-5	40-60	3,7-7,0
Furação Vertical	 22 x 11 x 7 ⁽¹⁾	1,5-2,5	25-40	8,0-9,5
Sólido	 22 x 11 x 7 ⁽¹⁾	2,5-3,5	-	17,0 – 48,0

(1) Dimensões de acordo com normalização portuguesa

(2) Expressa em termos de área aparente, não normalizada por fatores de forma

2.3.2.2 Argamassa

As argamassas são, em geral, à base de cimento e areia e realizadas no local da obra. A utilização da cal hidratada ou hidráulica caiu em desuso, sobretudo nas argamassas de assentamento. Normalmente, o

cimento utilizado é Portland do tipo II 32.5, sendo de notar que em muitos casos não há cuidados especiais na seleção do tipo de cimento. [2]

É necessário desenvolver produtos específicos para melhorar aspetos como a trabalhabilidade, a aderência, a capacidade de reter água e a apresentação de baixo módulo de elasticidade e, em simultâneo, evitar a variação e aleatoriedade das propriedades das argamassas realizadas em obra sem qualquer controlo. Assim é importante que exista uma maior atenção sobre as argamassas utilizadas na realização das alvenarias e em simultâneo incentivar o uso de argamassas pré-doseadas ou prontas, pressionando igualmente as indústrias produtoras a estudar, caracterizar e documentar convenientemente as propriedades destes produtos.

2.3.2.3 Materiais de Isolamento Térmico

O emprego de isolamentos térmicos em paredes generalizou-se em Portugal a partir de meados da década de 80, na sequência da publicação da regulamentação relativa ao conforto térmico em edifícios, localizando-se normalmente na caixa-de-ar das paredes duplas, preenchendo-as total ou parcialmente.

Em geral, os materiais mais empregues são o poliestireno expandido/extrudido em placas e a espuma de poliuretano projetada. Relativamente a outros materiais e apesar das recomendações na literatura da especialidade, não existe produção industrial nem aplicação sistemática na construção de ligadores de panos de paredes duplas, de elementos de ligação à estrutura, de armaduras de reforço e de dispositivos de drenagem, ventilação ou estanquidade. A aplicação dos materiais para estes fins resulta, no geral, de adaptações de outros materiais a essas mesmas funções e não do desenvolvimento de novos produtos. [2]

2.3.3 DEFORMAÇÃO

O conhecimento da deformação de qualquer tipo de elemento é essencial para conhecer o seu comportamento estrutural e assim prevenir o aparecimento de patologias. Assim todos os elementos, mesmo não sendo estruturais, devem ser caracterizados e estudados como é o caso das paredes de alvenaria.

As alvenarias estão essencialmente sobre a ação de cargas verticais; no caso das alvenarias interiores sem função estrutural estas cargas resumem-se ao peso próprio. As cargas horizontais são produzidas fundamentalmente pela ação do vento ou sismos; no caso da presente dissertação, estas não serão abordadas e assim o estudo elaborado versa apenas sobre as cargas verticais.

2.3.3.1 Capacidade Resistente

A capacidade resistente das alvenarias interiores sujeitas a cargas verticais depende de dois fatores:

- Esbelteza da parede;
- Resistência à compressão da parede que depende da esbelteza;

Atualmente, a grande resistência do betão armado (betão e respetivas armaduras) e as técnicas de cálculo mais exatas, permitem a construção de estruturas cada vez mais esbeltas, vencendo vãos cada vez maiores. Com isto, aparecem nas lajes deformações significativas; quando as paredes de alvenaria nelas apoiadas são sujeitas a estas deformações, os esforços nelas instaladas daí decorrentes podem ultrapassar a sua capacidade resistente e nelas poderão aparecer patologias, sob a forma de fissurações.

Assim, é importante garantir uma resistência adequada destas paredes, o que passa em primeiro lugar por garantir uma espessura adequada relativamente à altura e comprimento da parede. Utiliza-se para a esbelteza entre pisos de paredes de preenchimento um valor não superior a 30, de acordo com a Fig. 2.5:

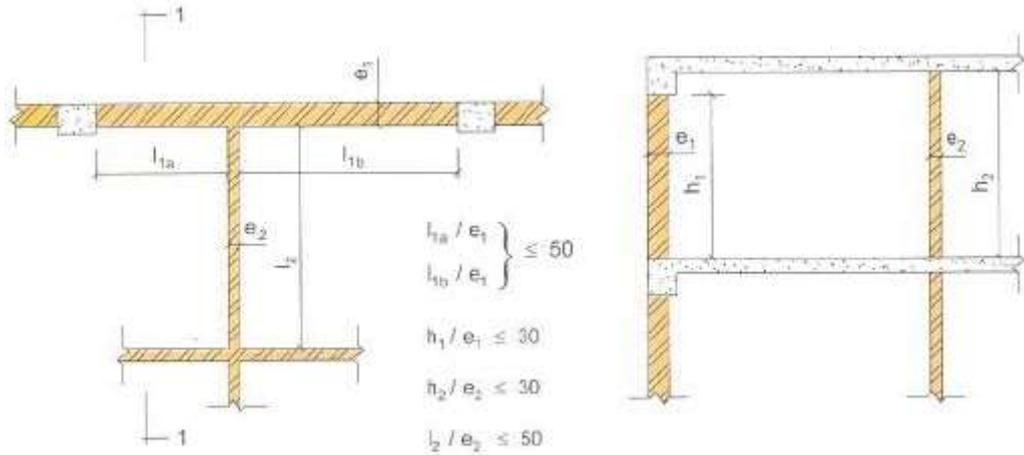


Fig. 2.5 - Esbelteza de paredes e limites orientativos de vãos [7]

Em relação à resistência à compressão da parede, esta depende da interação dos seus constituintes, ou seja, da aderência dos tijolos com a argamassa, da resistência de cada constituinte e da sua relação com o seu volume na parede.

Na figura 2.6, onde está traduzido a resistência da alvenaria em função da resistência dos elementos e da argamassa, é possível verificar um aumento da resistência da argamassa (consequente redução da espessura das juntas) relativamente à resistência dos tijolos, aumentando assim a resistência da alvenaria. Também é importante notar que a resistência da alvenaria é limitada superiormente pela do tijolo, nunca a atingindo.

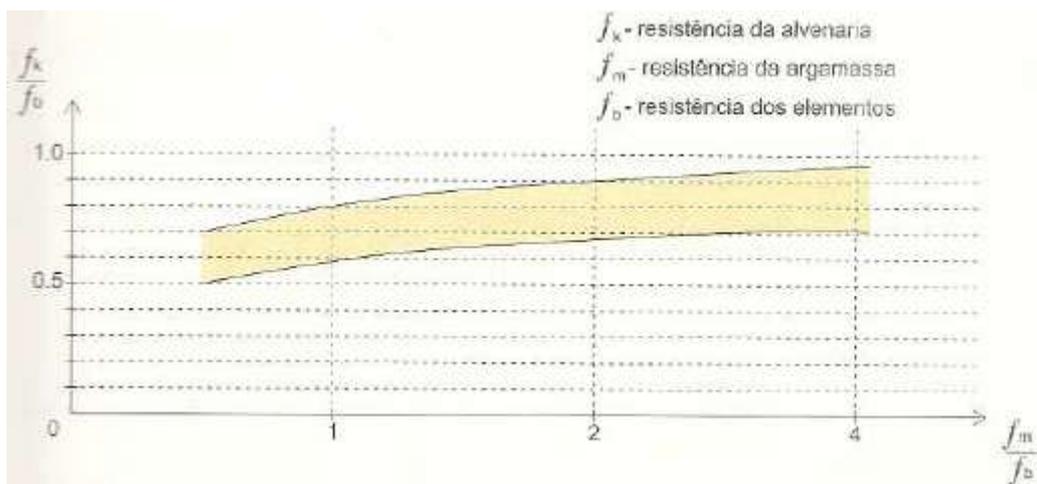


Fig. 2.6 - Resistência da parede de alvenaria em função das resistências dos elementos e da argamassa [7]

2.3.3.2 Limites de Deformação

Os valores limites de deformação referentes aos estados limites de serviço não estabelecem um consenso para um valor limite da flecha, pois quando comparando os vários regulamentos e estudos realizados não se chega a nenhuma conclusão definitiva acerca do valor da flecha máxima possível de suportar para um pano de alvenaria interior sem que ocorram fissurações. As paredes de alvenaria, as lajes e os apoios são de uma enorme diversidade geométrica que se traduz no grande conjunto de combinações de deformações, o que acaba por impossibilitar a previsão do modelo de fissuração para cada caso. [8]

No entanto, no quadro 2.4 apresentam-se alguns dos valores de deformação máxima de alvenarias publicados nos estudos referenciados:

Quadro 2.4 - Valores Limites de Deformação das Alvenarias

Regulamento/Investigador	Limite de Deformação [m]
EC2	L/500
REBAP	L/400
ACI	L/600
Pfeffermann	L/1150
Normas Belgas	L/2500
Conseil Internacional du Bâtiment	L/1000
Mathez	L/1000
J. Mendes da Silva e V. Abrantes	L/1000
Manuel Pereira	L/769
José Aguiar e Manuel Pereira	L/1073

2.4 ANOMALIAS E PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

Todos os componentes da parede de alvenaria tiveram um desenvolvimento programado e pensado, com o objetivo de se alcançar um material ideal para a construção. Este material teria que cumprir determinados parâmetros, tais como, o mais resistente, o mais leve, o com mais larga duração e o mais económico. Mas como consequência deste mesmo caminho, da evolução das técnicas de projeto e de execução de obra, verificou-se que a falta de acompanhamento nesta evolução de diversos intervenientes no processo de construção (projetistas, empreiteiros) teve como consequência começarem a aparecer em muitas obras problemas e falhas nas construções.

Baseando-se nas ciências dos materiais, na estabilidade das estruturas, na mecânica dos solos e na física e química, foi realizado um estudo denominado “Patologias das Construções”, que engloba diversos termos que são usados no dia-a-dia da indústria da construção e que podem ser definidos como: [9]

- Patologia – falha, disfunção, defeito, que prejudica a estética ou o desempenho da edificação ou de qualquer uma das partes;
- Patologia das construções – “ciência” que procura, de forma metodizada, estudar os defeitos dos materiais, dos componentes, dos elementos ou da edificação como um todo,

diagnosticando as suas causas e estabelecendo os seus mecanismos de evolução, formas de manifestação, medidas de prevenção e de recuperação;

- Diagnóstico – determinação das causas, dos mecanismos de formação e da gravidade potencial de um problema patológico, com base na observação dos sintomas (formas de manifestação) e na eventual realização de estudos específicos;
- Prognóstico – avaliações ou conjeturas, baseadas no diagnóstico, acerca da duração, evolução ou término do problema;
- Terapia – conjuntos de medidas (reformas, recuperação, reforços) destinadas a sanar um problema patológico;
- Agente – causa imediata que deu origem ao problema patológico (assentamento de apoio, movimentações térmicas, sobrecarga, etc.).

Este mesmo estudo sobre as patologias das construções é um processo naturalmente indesejado e que na altura de preparação e construção da obra não é suposto ser considerado mas é também ele mesmo inevitável, caso apareçam patologias significativas, visto o objetivo final ser a qualidade da construção.

Os casos de existência de patologias na construção estão normalmente associados a falhas de projeto, erros de conceção, falta de conhecimento sobre as propriedades dos materiais e dos solos, pouca fiscalização e acompanhamento da obra, durante e após a sua conclusão, por parte dos seus projetistas e construtores e ainda a ausência de um sistema de catalogação dos problemas de acordo com a sua ocorrência, incidência, gravidade e medidas corretivas.

2.4.1 PRINCIPAIS ORIGENS DAS ANOMALIAS

2.4.1.1 Conceção

A conceção das paredes de alvenaria é um processo associado ao projeto geral de arquitetura e que usualmente da inteira responsabilidade dos arquitetos. Não é habitual a existência de um “projeto de alvenaria” sendo que o normalmente apresentado é insuficiente relativamente às especificações dos materiais a empregar, às suas características, aos pormenores de execução e à representação dos pontos singulares a escalas convenientes. Este mesmo “projeto de alvenaria” encontra-se na fronteira de ações da arquitetura e da estabilidade e tem ligações a muitos outros domínios, tais como, as instalações, a conservação da energia, o conforto térmico e acústico e a segurança ao fogo, sendo a compatibilização e a coordenação insuficientes, devido a ser necessário um conhecimento extenso relativamente a várias áreas da construção que muitos projetistas não têm.

Os aspetos que são seguidamente apresentados agravam ainda mais toda esta situação:

- Falta de recomendações que apoiem os projetistas a escolher melhor as soluções de paredes e consecutivamente a detalhá-las convenientemente, sendo obrigatório a presença de peças desenhadas;
- Opção cada vez mais comum por soluções arquitetónicas potenciadoras de patologias, quer pela incidência mais direta nas fachadas dos agentes climáticos, quer pela sua maior esbelteza e desenvolvimento.

2.4.1.2 Aspectos de carácter económico, de qualidade e de mão-de-obra

No processo de realização das paredes de alvenaria, a seleção das soluções devia ter em conta uma ponderação mais eficaz, onde se deveria considerar o custo global da obra, agregando a construção, a utilização, a manutenção e nunca esquecendo a qualidade.

É notória a mudança das características da mão-de-obra disponível para trabalhar na construção, visto ter existido um claro decréscimo na disponibilidade de mão-de-obra com longos anos de experiência. Outro problema que afeta a qualidade da construção nos dias de hoje são os ritmos de trabalho excessivamente rápidos.

Todos os aspetos em cima evidenciados tornam claro o grau de importância que uma correta escolha dos elementos, argamassas e acabamentos podem ter no momento de execução das paredes de alvenaria. É óbvia a necessidade da existência de soluções simples e detalhadas para assim se reduzir a exposição das mesmas à qualidade da mão-de-obra. O recurso a este tipo de soluções mais racionais irá reduzir o esforço físico no assentamento e assim conduzirá a uma maior produtividade e economia.

2.4.1.3 Práticas construtivas

São as nossas práticas construtivas que levam ao aparecimento da maior parte das anomalias nas paredes de alvenaria. São exemplo disso mesmo os aspetos seguintes: [2]

- Pavimentos e estruturas de betão armado excessivamente deformáveis, produzindo ações mecânicas e fissuração nas paredes de alvenaria interiores e exteriores;
- Ligações alvenaria/estrutura não resolvidas; com frequência não há ligação mecânica entre estes elementos, mas também não se adotam juntas e em termos estruturais a influência dos panos de parede é em geral menosprezada;
- Paredes exteriores e de compartimentação pouco resistentes, com dificuldade em suportarem as ações mecânicas a que estão sujeitas;
- Paredes duplas incorretamente construídas no que respeita à limpeza da caixa-de-ar, ligadores, orifícios de drenagem e ventilação, posicionamento e fixação dos isolamentos térmicos;
- Pontos singulares de paredes, por exemplo em torno de aberturas, resolvidos com excessiva improvisação;
- Tentativas de minimizar as pontes térmicas recorrendo a soluções inadequadas que com frequência trazem mais problemas do que as pontes térmicas que se pretendiam evitar;
- Acabamentos escolhidos sem avaliação técnica e aplicados muito depressa;
- Soluções arquitetónicas para as fachadas definidas sem ter em conta a incidência da água da chuva, a qualidade da mão-de-obra e a necessidade de durabilidade.

No quadro 2.5 do Manual de Alvenarias de Tijolo [7], apresentam-se os principais aspetos responsáveis pelas anomalias nas paredes de alvenaria de tijolo relativamente ao projeto e à construção.

Quadro 2.5 - Aspetos do Projeto e da Construção responsáveis por Anomalias [7]

Projeto	Construção
Deficiente avaliação do desempenho da parede, quer na globalidade, quer na ligação a outras partes do edifício, no que respeita à penetração da água, durabilidade e comportamento estrutural	Deficiente compreensão do projeto, no que respeita aos pormenores construtivos e às características a exigir aos materiais
Insuficiente avaliação e determinação das propriedades a exigir ao tijolo e à argamassa	Desconhecimento do funcionamento de impermeabilizações, rufos e barreiras para-vapor e insuficiente compreensão técnica das respetivas exigências em termos de execução
Especificações de materiais, testes e técnicas de execução omissas ou vagas, remetendo para “procedimentos habituais de qualidade reconhecida” e para a “experiência da mão-de-obra”	Instalação incorreta (ou omissão) de barreiras de impermeabilização e rufos previstos em projeto
Pormenorização incompleta, com utilização excessiva de desenhos tipo, eventualmente não adaptados à obra em causa, deixando a verdadeira pormenorização para a fase de execução	Execução incorreta (ou omissão) de juntas de expansão-contração prevista em projeto
Negligência na determinação dos movimentos previsíveis, na definição das exigências do suporte (em particular em paredes de fachada) e imposição das necessárias juntas e expansão-contração, quer verticais, quer horizontais	Deficiente preenchimento de juntas verticais e horizontais;
Negligência na determinação das exigências estruturais das paredes exteriores face à ação do vento e na adoção das soluções construtivas delas decorrentes (grampeamento, apoios suplementares, etc.);	Instalação incorreta de grampos ou outros elementos de ligação
Negligência na previsão das deformações estruturais e da sua influência sobre as alvenarias, em particular nos fenómenos de fissuração	Acabamento desapropriado para as juntas de assentamento e criação de juntas de assentamento com espessuras excessivas

Desconhecimento ou má interpretação e aplicação dos códigos, regulamentos e bibliografia técnica e científica da especialidade	Acumulação de restos de argamassa no fundo da caixa-de-ar, caídos durante a execução
	Formação de ressaltos de argamassa na caixa-de-ar, permitindo o contacto entre panos e a transferência de humidade entre eles
	Não instalação de furos de ventilação e drenagem nas paredes
	Negligência na limpeza das saliências das juntas de argamassa, quando a parede se destina a receber isolamento térmico, que ficará, assim, afastado da parede interior
	Utilização de argamassas com composição química inadequada, incluindo, por exemplo, substâncias expansivas
	Negligência na avaliação das condições atmosféricas durante a execução da obra (temperatura e humidade)
	Negligência na comunicação ao projetista de pormenores não executáveis ou de alterações adotadas em obra

2.4.2 CAUSAS DA OCORRÊNCIA DE PATOLOGIAS

Como já abordado em 2.2.3, nas paredes de alvenaria as principais patologias observadas são as resultantes da fissuração e da ação da humidade. Na presente dissertação, tendo em conta que o objetivo passa por analisar a deformação das lajes de apoio das paredes não estruturais para assim controlar a fissuração das mesmas, é importante realçar os diferentes tipos e origens de fissuração dos revestimentos e da própria parede de alvenaria. Esta abordagem é feita através do quadro 2.6 e nos subcapítulos seguintes será especificamente abordado o tema relativo às fissurações causadas pela deformação excessiva da estrutura de suporte das paredes de alvenaria.

Quadro 2.6 - Causas da Fissuração em Paredes de Alvenaria [5]

Fissuração	Origem	Tipo
Revestimentos	Reboco	Fissuração por retração
		Fissuração devida a deficiente adaptação ao suporte
		Fissuração devida ao gelo
	Deficiente conceção na aplicação	Fissuração devida a mistura cimento-gesso
		Fissuração devida a concentração de tensões junto a abertura
		Fissuração devida à corrosão de elementos metálicos
	Suporte	Fissuração devida a deslocamentos do suporte
		Fissuração devida a reações com sais existentes no suporte
	Reboco e Suporte	Fissuração devida a comportamentos diferenciais de suporte heterogéneos
		Fissuração devida a absorção excessiva de suporte
		Fissuração devida a variações dimensionais diferenciais entre o reboco e o suporte
		Fissuração devida à retração do suporte
Parede de Alvenaria	Assentamento diferencial de fundações	Fissuração devida a movimentos diferenciais das fundações
		Fissuração devida à variação da humidade do solo
		Fissuração devida à deformação do solo e/ou da estrutura reticulada de suporte
	Deformação excessiva do suporte	Fissuração devida à deformação do suporte por diferença de deformabilidade
		Fissuração devida à colocação em carga do pavimento
		Fissuração devida à deformação do suporte quando as paredes têm aberturas
		Fissuração entre painéis pré-fabricados devida à deformação da estrutura
		Fissuração devida à rotação do pavimento no apoio por excessiva deformação da laje
		Fissuração devida à deformação de consolas
	Concentração de esforços	Fissuração devida à ação de vigas transversais e/ou outras cargas localizadas

Fissuração devida à concentração de tensões nas zonas de apoio de lintéis

Fissuração devida à concentração de esforços em zonas enfraquecidas da parede, aberturas ou alteração de secção

2.4.3 FISSURAÇÕES CAUSADAS PELA DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DA ESTRUTURA DE SUPORTE DAS PAREDES DE ALVENARIA

As alvenarias são a componente da obra que se encontra mais vulnerável à ocorrência de fissurações causadas pela deformação da estrutura de suporte. A estrutura admite deformações que podem não pôr em causa a estética, a estabilidade e a resistência da construção, mas que podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação das paredes de alvenaria não estruturais ou de outros componentes dos edifícios. De acordo com o quadro 2.4 é de reparar que não existe um consenso entre os valores limites de deformação para as vigas e as lajes onde estão apoiadas as paredes de alvenaria. Estas mesmas vigas e lajes deformam-se de acordo com a ação do seu peso próprio, das restantes cargas permanentes, das ações variáveis e do efeito da retração e deformação lenta do betão (fluência).

2.4.3.1 Paredes de alvenaria sem aberturas de portas ou janelas

No caso das alvenarias sem presença de aberturas de portas ou janelas existem quatro formas típicas do aparecimento de fissuras:

- Laje inferior mais deformável do que a superior (Fig. 2.7)

Aparecimento de fissuras inclinadas, simétricas em relação ao eixo médio vertical, nos cantos superiores da parede de alvenaria. Estas fissuras são provenientes dos carregamentos não uniformes sobre o pavimento superior, visto que sobrecarregar mais a zona junto aos cantos das paredes é uma tendência comum. Na parte inferior da parede normalmente aparece uma fissura horizontal, sendo que nos casos em que o comprimento da parede é superior à sua altura surge o efeito de arco e daí resulta um deslocamento da fissura horizontal em direção aos vértices inferiores da parede (é normal só se observar o troço horizontal da fissura). No caso de se estar perante uma parede de alvenaria com boa resistência à tração e ao corte esta pode permanecer apoiada nas extremidades da viga (efeito de arco), provocando um destacamento entre a base da alvenaria e a viga suporte.

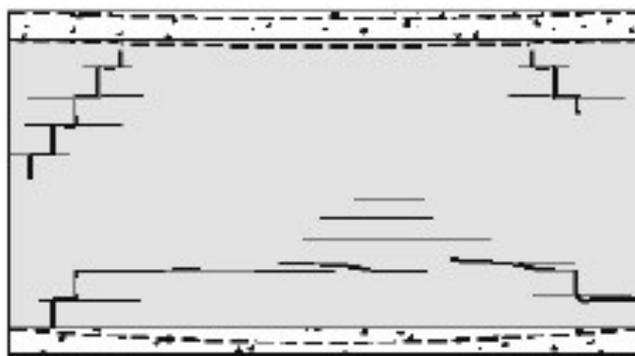


Fig. 2.7 - Paredes de alvenaria sem aberturas de portas ou janelas - laje inferior mais deformável do que a superior [9]

- Laje inferior menos deformável do que a superior (Fig. 2.8)

Surgem novamente as fissuras inclinadas nos cantos superiores mas também as fissuras verticais resultantes das excessivas tensões de flexão. Neste caso a parede comporta-se de forma semelhante a uma viga.

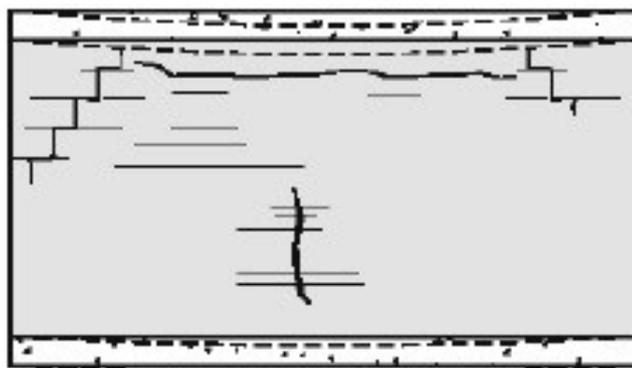


Fig. 2.8 - Paredes de alvenaria sem aberturas de portas ou janelas - laje inferior menos deformável do que a superior [9]

- Laje inferior e superior com deformações aproximadamente iguais (Fig. 2.9)

Originado principalmente por tensões de corte, surge o aparecimento de fissuras inclinadas, aproximadamente a 45°, desde os cantos inferiores da parede de alvenaria.



Fig. 2.9 - Paredes de alvenaria sem aberturas de portas ou janelas - laje inferior e superior com deformações aproximadamente iguais [9]

- Laje ancorada na parede com excessiva deformação (Fig. 2.10)

Este caso dá-se quando se verifica uma excessiva deformação das lajes ancoradas nas paredes de alvenaria, introduzindo assim esforços de torção na mesma que vão causar uma fissura horizontal próxima à base da parede e que se vai estender por todo o seu comprimento.

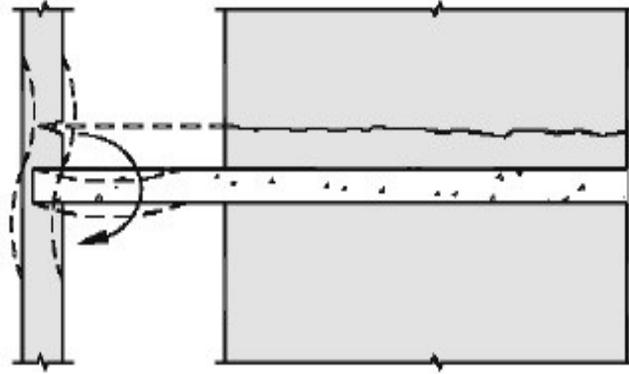


Fig. 2.10 - Laje ancorada na parede de alvenaria com deformação excessiva [9]

2.4.3.2 Paredes de alvenaria com aberturas de portas ou janelas

No caso das alvenarias com presença de aberturas de portas ou janelas o aparecimento de fissuras é distinto de acordo com a extensão da parede, a intensidade da movimentação e o tamanho e posição das aberturas. Com isto, devem ser cumpridas as distâncias mínimas das aberturas à estrutura de suporte da parede de alvenaria de acordo com o EC6. Como observado na figura 2.11, é de notar que as fissuras surgem na maior parte das vezes a partir dos cantos das aberturas.

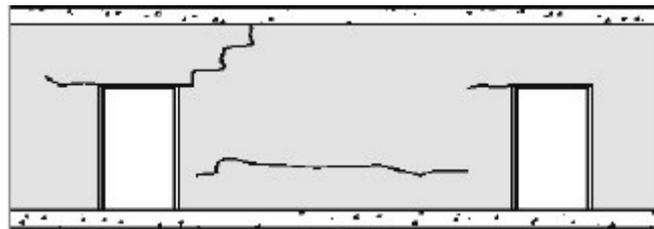


Fig. 2.11 - Paredes de alvenaria com aberturas de portas ou janelas [9]

3

AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Este capítulo tem como objetivo caracterizar as ações consideradas no cálculo das deformações, apresentar as respetivas combinações de ações e descrever as propriedades dos materiais considerados.

Deste modo as ações a ter em conta no cálculo das deformações serão consideradas de acordo com o seu tipo de carga, permanente e variável, optando-se assim por desprezar qualquer tipo de carga accidental. Esta opção foi tomada de acordo com o objetivo da dissertação em questão e com o facto de ser apenas importante quantificar ações de carácter frequente.

Relativamente às combinações de ações é importante referir que para a verificação da segurança no processo de dimensionamento é utilizada a combinação para estados limites últimos (ELU) e no processo de cálculo da deformação é utilizada a combinação quase permanente (CQP) que se trata de um estado limite de serviço (ELS).

A descrição das propriedades dos materiais é importante para assim se tornar explícito quais foram os materiais intervenientes no cálculo e quais foram as considerações adotadas.

3.2 AÇÕES

Por ação denomina-se qualquer agente que produz variações de tensões ou deformações numa estrutura; estas ações encontram-se definidas no eurocódigo 1 [10].

As ações permanentes são aquelas que estão presentes em praticamente toda a vida da estrutura, ou seja, o peso próprio das construções, como por exemplo, peso próprio das estruturas, dos revestimentos e dos equipamentos que se encontram fixos. As cargas devidas ao balastro e pesos de terras sobre coberturas e terraços também devem ser consideradas.

As ações variáveis são, como o próprio nome indica, ações que variam significativamente durante o tempo de vida da estrutura. Fazem parte deste tipo de ações as sobrecargas, a ação da variação de temperatura, a ação do vento, a ação da neve e ação dos sismos, sendo que neste caso de estudo em concreto, se optou por considerar apenas as sobrecargas.

Por fim as ações accidentais encontram-se definidas como uma ação com pouca probabilidade de acontecer, sendo exemplos deste tipo de ações os incêndios, as explosões e o choque de veículos.

3.2.1 AÇÕES PERMANENTES

Os valores característicos adotados para as ações permanentes são apresentados no quadro 3.1:

Quadro 3.1 – Valores característicos ações permanentes

Ações Permanentes	
Peso próprio da laje maciça	25kN/m ³
Peso próprio do teto falso	18kN/m ³
Peso próprio do contrapiso	18kN/m ³
Peso próprio da camada de regularização	21kN/m ³
Peso próprio do revestimento	19kN/m ³
Peso próprio da parede de alvenaria	15kN/m ³

3.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS

O valor característico utilizado relativamente à sobrecarga foi de 2kN/m².

3.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.3.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

O ELU está associado ao colapso ou qualquer outra forma de ruína estrutural e refere-se à segurança das pessoas e da estrutura. No cálculo do dimensionamento é necessário efetuar a verificação do equilíbrio estático e da resistência da estrutura, ou seja, que as cargas aplicadas na estrutura sejam inferiores à resistência da mesma e assim deve verificar-se a seguinte expressão:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

R_d – valor de cálculo da resistência.

O formato geral dos efeitos das ações (E_d) deve ser o seguinte:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Em que:

γ_G – coeficiente de segurança para cargas permanentes;

γ_Q – coeficiente de segurança para cargas variáveis;

G_k – carga permanente;

P – carga provocada pelo pré-esforço a tempo infinito;

Q_k – carga variável ou sobrecarga;

ψ_0 – fator redutor associado às restantes cargas variáveis.

Conforme se apresenta no quadro 3.2 e relativamente ao valor de cálculo do efeito de ações repare-se que todas as cargas são multiplicadas por um fator majorativo. A resistência dos elementos é multiplicada por um fator minorativo, para que assim o risco de colapso associado à estrutura seja o menor possível.

Quadro 3.2 - Valor de cálculo das ações

Ações	Permanentes, ($\gamma_{G,i}$)		Pré-esforço*, (γ_P)	Variável de base**, ($\gamma_{G,1}$)	Variáveis acompanhantes**, ($\gamma_{Q,i}$)
	Desfavoráveis	Favoráveis	Favorável		
ELU	1,35	1,0	1,0	1,5	1,5

Com,

(*) – ver no EC2 2.4.2.2 para os casos desfavoráveis;

(**) - $\gamma_{G,1} = 0$ e $\gamma_{Q,i} = 0$ para os casos favoráveis.

3.3.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

O ELS está associado ao funcionamento da estrutura de acordo com as condições normais de utilização, de conforto, durabilidade e aparência da construção. No processo de cálculo da deformação é necessário cumprir o seguinte critério de segurança:

$$E_d \leq C_d \quad (3.3)$$

Em que:

E_d – valor de cálculo do efeito das ações;

C_d – valor de cálculo das propriedades dos materiais.

Para esta verificação de segurança no estado limite de serviço, são três as combinações de ações a considerar, combinações estas que dependem da duração do estado limite em causa: [11]

- Combinações raras ou características – correspondem a estados limites de muito curta duração. São combinações de ações que solicitarão a estrutura durante apenas algumas horas do seu período de vida (em geral 50 anos);

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.4)$$

- Combinações frequentes – correspondem a estados limites de curta duração. Combinações de ações com duração da ordem dos 5% do período de vida da estrutura;

$$\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.5)$$

- Combinações quase-permanentes – correspondem a estados limites de longa duração. Combinações de ações que poderão atuar na estrutura durante metade do seu período de vida.

$$\sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.6)$$

No quadro 3.3 apresentam-se os fatores de combinação para algumas ações variáveis de acordo com o RSA: [11]

Quadro 3.3 - Fatores de combinação para algumas ações [11]

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variação de temperatura	0,6	0,5	0,3
Vento	0,4 (0,6)	0,2	0,0
Neve	0,6	0,3	0,0
Sismos	0,0	0,0	0,0
Sobrecargas em pavimentos			
- carácter privado	0,4	0,3	0,2
- escritórios	0,7	0,6	0,4
- garagens	0,8	0,7	0,6

No cálculo da deformação das lajes e de acordo com a regulamentação em vigor, Eurocódigo 2 [12] consideraram-se combinações quase-permanentes, num edifício de carácter privado, adotando para ψ_2 o valor de 0,2.

4

CASO DE ESTUDO E DIMENSIONAMENTO

4.1 NOTA INTRODUTÓRIA

O presente capítulo foca-se em dois temas que assumem uma importância elevada quando se prepara a fase de cálculo das deformações. Numa primeira fase, apresenta-se a geometria do caso de estudo adotado nesta dissertação, bem como as propriedades de todos os materiais adotados e de seguida, de acordo com o eurocódigo 2 e as tabelas e ábacos de dimensionamento de secções de betão solicitadas à flexão, efetuam-se os respetivos cálculos de dimensionamento da armadura dos elementos estruturais. Consideram-se as ações e respetivas combinações já determinadas no capítulo anterior.

4.2 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.2.1 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Relativamente ao sistema estrutural estudado apresenta-se de seguida a laje e a parede de alvenaria consideradas nos cálculos.

A laje de betão armado tem 5 metros de comprimento, é uma laje maciça simplesmente apoiada, armada numa direção, e com espessura a variar de acordo com o objetivo dos quatro casos de estudo, sendo que, as outras camadas se mantêm com espessura constante e de acordo com os seguintes valores:

- Teto falso – 0,02 metros;
- Contrapiso – 0,08 metros;
- Camada de regularização – 0,02 metros;
- Revestimento – 0,02 metros.

A parede de alvenaria é de elementos cerâmicos, tem uma altura de 2,80 metros e uma espessura de 0,15 metros.

De seguida apresentam-se os quatro casos de cálculo e numeram-se para assim ficarem identificados:

- Cálculo Flecha 1 – laje com um valor de espessura calculado com base no EC2;
- Cálculo Flecha 2 – laje com um valor de espessura calculado com base no EC2 e diminuído em 5 centímetros;
- Cálculo Flecha 3 – parede de alvenaria sobre a laje com valor de espessura igual ao primeiro caso;
- Cálculo Flecha 4 – parede de alvenaria sobre a laje com valor de espessura igual ao segundo caso.

4.2.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

De acordo com a importância e necessidade de descrever quais foram os materiais utilizados no processo de dimensionamento elabora-se a seguinte lista:

- Elementos construtivos constituídos por betão C30/37 e aço A500 NR;
- Características de resistência e de deformação do betão com base no quadro 3.1 do EC2 [12];
- Módulo de elasticidade do aço, $E_s = 200\text{GPa}$;
- Tempo de vida útil do projeto, $t = 50$ anos;
- Classe de Exposição XC1;
- Recobrimento de 25 milímetros.

4.3 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento realiza-se individualmente para cada um dos quatro casos em cima identificados. Inicialmente efetua-se um pré-dimensionamento da laje para o primeiro caso de estudo de acordo com o eurocódigo 2, com base no controlo do estado limite de deformação e no quadro 4.1:

Quadro 4.1 – Quadro 7.4N - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [12]

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho=1,5\%$ (vigas, tirante, pilares)	Betão levemente solicitado $\rho=0,5\%$ (lajes)
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1,0	14	20

Como estamos perante uma laje simplesmente apoiada armada numa direção:

$$l/d = 20 \Leftrightarrow 5/d = 20 \Leftrightarrow d = 0,25m \rightarrow e = 0,26m \quad (4.1)$$

4.3.1 CÁLCULO FLECHA 1

O valor da espessura (e_1) será o valor da espessura calculado de acordo com o pré-dimensionamento realizado anteriormente. Assim tem-se as condições necessárias para se realizar o respetivo dimensionamento.

$$e_1 = e = 0,26m \quad (4.2)$$

Com isto, considerando que o valor da altura útil (d) é 4 centímetros menor que o valor da espessura (e) procede-se ao seu cálculo:

$$d = e - 0,04 \Leftrightarrow d_1 = 0,26 - 0,04 = 0,22m \quad (4.3)$$

Cargas permanentes:

$$G_k = 25 \times 0,26 + 18 \times 0,02 + 18 \times 0,08 + 21 \times 0,02 + 19 \times 0,02 \Leftrightarrow G_k = 9,1kN/m \quad (4.4)$$

Cargas variáveis:

$$Q_k = 2kN/m \quad (4.5)$$

Aplicando a fórmula geral do estado limite último:

$$\begin{aligned} p_{Sd} &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow p_{Sd} = 1,35 \times 9,1 + 1,5 \times 2 = 15,3kN/m \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$M_{Sd} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{Sd} = \frac{15,3 \times 5^2}{8} = 47,8kN \cdot m \quad (4.7)$$

Determina-se o momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{47,8}{1 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} \cong 0,05 \quad (4.8)$$

Em que:

μ – valor do momento reduzido;

M_{Rd} – valor de cálculo do momento fletor;

b – largura da secção retangular;

d – altura útil da secção transversal;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Consulta-se a tabela número 2 do livro tabelas e ábacos de dimensionamento para se saber o valor da percentagem de armadura a considerar:

$$\mu \cong 0,05 \rightarrow \varpi = 0,051 \quad (4.9)$$

$$\varpi = \frac{A}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow 0,051 = \frac{A_s}{1 \times 0,22} \times \frac{500 \times 10^3 / 1,15}{30 \times 10^3 / 1,5} \Leftrightarrow A_s = 5,16 \text{ cm}^2 \quad (4.10)$$

Em que:

- ϖ – percentagem mecânica de armadura;
- A – área da secção de armadura;
- b – largura da secção retangular;
- d – altura útil da secção transversal;
- f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com isto adota-se $A_s = \phi 12 // 0,20 \text{ m}$, a que corresponde a uma área de armadura inferior de $5,65 \text{ cm}^2$.

E assim considera-se $A'_s = \phi 8 // 0,20 \text{ m}$, a que corresponde uma área de armadura superior de $2,51 \text{ cm}^2$.

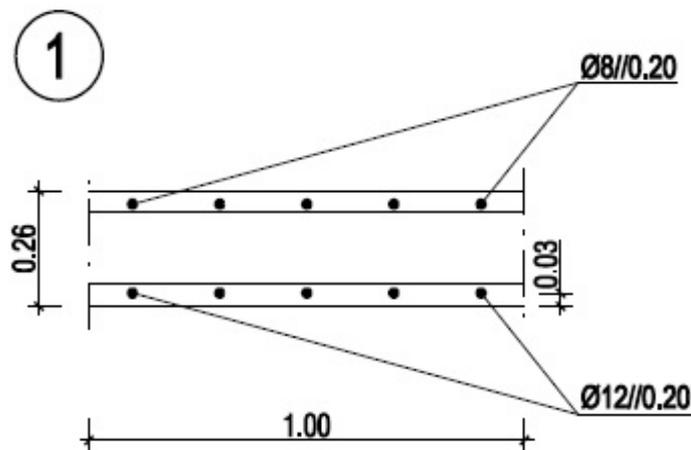


Fig. 4.1 - Secção transversal da laje

4.3.2 CÁLCULO FLECHA 2

Nesta fase de cálculo o valor da espessura (e_2) será resultado de uma diminuição em 5 centímetros relativamente ao valor calculado anteriormente (e_1) de acordo com o pré-dimensionamento realizado. Assim sendo tem-se que:

$$e_2 = e_1 - 0,05 \Leftrightarrow e_2 = 0,26 - 0,05 = 0,21m \quad (4.11)$$

Com isto, considerando que o valor da altura útil (d) é 4 centímetros menor que o valor da espessura (e) procede-se o seu cálculo:

$$d = e - 0,04 \Leftrightarrow d_2 = 0,21 - 0,04 = 0,17m \quad (4.12)$$

Cargas permanentes:

$$G_k = 25 \times 0,21 + 18 \times 0,02 + 18 \times 0,08 + 21 \times 0,02 + 19 \times 0,02 \Leftrightarrow G_k = 7,85 \text{ kN/m} \quad (4.13)$$

Cargas variáveis:

$$Q_k = 2 \text{ kN/m} \quad (4.14)$$

Aplicando a fórmula geral do estado limite último:

$$\begin{aligned} p_{Sd} &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow p_{Sd} = 1,35 \times 7,85 + 1,5 \times 2 = 13,6 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.15)$$

$$M_{Sd} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{Sd} = \frac{13,6 \times 5^2}{8} = 42,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$

Determina-se o momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{42,5}{1 \times 0,17^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} \cong 0,0735 \quad (4.17)$$

Em que:

μ – valor do momento reduzido;

M_{Rd} – valor de cálculo do momento fletor;

b – largura da secção retangular;

d – altura útil da secção transversal;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Consulta-se a tabela número 2 do livro tabelas e ábacos de dimensionamento para se saber o valor da percentagem de armadura a considerar. Neste caso para se chegar ao valor exato é necessário proceder à respetiva interpolação:

$$(0,075 - 0,070) \leftrightarrow (0,078 - 0,072)$$

$$(0,075 - 0,0735) \leftrightarrow (0,078 - \varpi)$$

$$\Leftrightarrow \varpi = 0,0762$$

$$(4.18)$$

$$\varpi = \frac{A}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow 0,0762 = \frac{A_s}{1 \times 0,17} \times \frac{500 \times 10^3 / 1,15}{30 \times 10^3 / 1,5} \Leftrightarrow A_s = 5,96 \text{ cm}^2 \quad (4.19)$$

Em que:

ϖ – percentagem mecânica de armadura;

A – área da secção de armadura;

b – largura da secção retangular;

d – altura útil da secção transversal;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com isto adota-se $A_s = \phi 12 // 0,17 \text{ m}$, a que corresponde a uma área de armadura inferior de $6,79 \text{ cm}^2$.

E assim considera-se $A'_s = \phi 8 // 0,17 \text{ m}$, a que corresponde uma área de armadura superior de $3,02 \text{ cm}^2$.

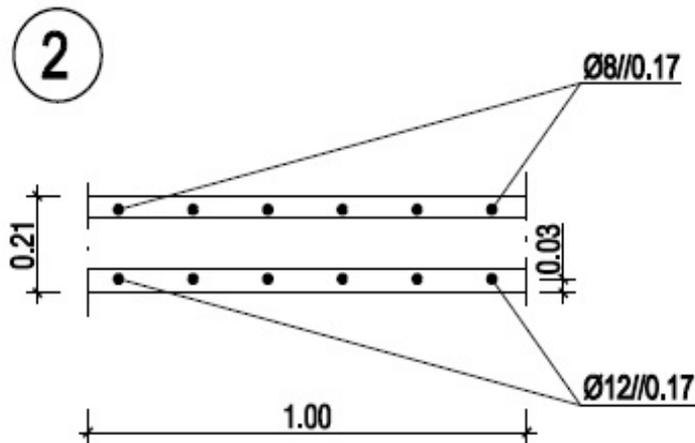


Fig. 4.2 - Secção transversal da laje

4.3.3 CÁLCULO FLECHA 3

Na terceira fase considera-se a parede de alvenaria. Relativamente ao valor da espessura (e_3) será igual ao valor calculado no primeiro caso (e_1). Assim sendo tem-se que:

$$e_3 = e_1 = 0,26m \quad (4.20)$$

Com isto, considerando que o valor da altura útil (d) é 4 centímetros menor que o valor da espessura (e) procede-se o seu cálculo:

$$d = e - 0,04 \Leftrightarrow d_2 = 0,26 - 0,04 = 0,22m \quad (4.21)$$

Cargas permanentes (de acordo com o RSA [13] o peso de um metro linear de parede tem que ser multiplicado por 0,4):

$$G_k = 25 \times 0,26 + 18 \times 0,02 + 18 \times 0,08 + 21 \times 0,02 + 19 \times 0,02 + 15 \times 2,80 \times 0,15 \times 0,4 \Leftrightarrow G_k = 11,62 \text{ kN/m}$$

(4.22)

Cargas variáveis:

$$Q_k = 2 \text{ kN/m} \quad (4.23)$$

Aplicando a fórmula geral do estado limite último:

$$p_{Sd} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow p_{Sd} = 1,35 \times 11,62 + 1,5 \times 2 = 18,69 \text{ kN/m}$$

(4.24)

$$M_{Sd} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{Sd} = \frac{18,69 \times 5^2}{8} = 58,4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.25)$$

Determina-se o momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{58,4}{1 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} \cong 0,06 \quad (4.26)$$

Em que:

- μ – valor do momento reduzido;
- M_{Rd} – valor de cálculo do momento fletor;
- b – largura da secção retangular;
- d – altura útil da secção transversal;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Consulta-se a tabela número 2 do livro tabelas e ábacos de dimensionamento para se saber o valor da percentagem de armadura a considerar:

$$\mu \cong 0,06 \rightarrow \varpi = 0,062 \quad (4.27)$$

$$\varpi = \frac{A}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow 0,062 = \frac{A_s}{1 \times 0,22} \times \frac{500 \times 10^3 / 1,15}{30 \times 10^3 / 1,5} \Leftrightarrow A_s = 6,3 \text{ cm}^2 \quad (4.28)$$

Em que:

- ϖ – percentagem mecânica de armadura;
- A – área da secção de armadura;
- b – largura da secção retangular;

d – altura útil da secção transversal;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com isto adota-se $A_s = \phi 12//0,17m$, a que corresponde a uma área de armadura inferior de $6,79 \text{ cm}^2$.

E assim considera-se $A'_s = \phi 8//0,17m$, a que corresponde uma área de armadura superior de $3,02 \text{ cm}^2$.

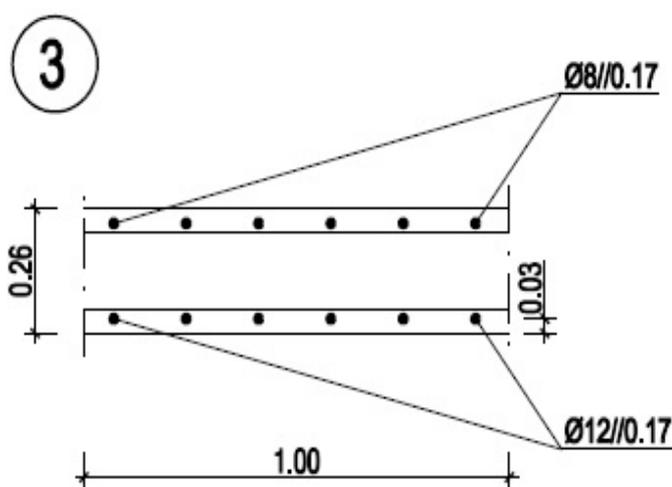


Fig. 4.3 - Secção transversal da laje

4.3.4 CÁLCULO FLECHA 4

Por fim e na última fase de cálculo continua a considerar-se a parede de alvenaria. Relativamente ao valor da espessura (e_4) será igual ao valor calculado no segundo caso (e_2). Assim sendo tem-se que:

$$e_4 = e_2 = 0,21m \quad (4.29)$$

Com isto, considerando que o valor da altura útil (d) é 4 centímetros menor que o valor da espessura (e) procede-se o seu cálculo:

$$d = e - 0,04 \Leftrightarrow d_4 = 0,21 - 0,04 = 0,17m \quad (4.30)$$

Cargas permanentes (de acordo com o RSA [13]) o peso de um metro linear de parede tem que ser multiplicado por 0,4):

$$G_k = 25 \times 0,21 + 18 \times 0,02 + 18 \times 0,08 + 21 \times 0,02 + 19 \times 0,02 + 15 \times 2,80 \times 0,15 \times 0,4 \Leftrightarrow G_k = 10,37 \text{ kN/m}$$

(4.31)

Cargas variáveis:

$$Q_k = 2 \text{ kN/m} \quad (4.32)$$

Aplicando a fórmula geral do estado limite último:

$$p_{Sd} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow p_{Sd} = 1,35 \times 10,37 + 1,5 \times 2 = 17 \text{ kN/m}$$

(4.33)

$$M_{Sd} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{Sd} = \frac{17 \times 5^2}{8} = 53,125 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.34)$$

Determina-se o momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow \mu = \frac{53,125}{1 \times 0,17^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} \cong 0,092 \quad (4.35)$$

Em que:

- μ – valor do momento reduzido;
- M_{Rd} – valor de cálculo do momento fletor;
- b – largura da secção retangular;
- d – altura útil da secção transversal;
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Consulta-se a tabela número 2 do livro tabelas e ábacos de dimensionamento para se saber o valor da percentagem de armadura a considerar. Neste caso para se chegar ao valor exato é necessário proceder à respetiva interpolação:

$$(0,095 - 0,090) \Leftrightarrow (0,1 - 0,095)$$

$$(0,095 - 0,092) \leftrightarrow (0,1 - \varpi)$$

$$\Leftrightarrow \varpi = 0,097$$

$$(4.36)$$

$$\varpi = \frac{A}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \Leftrightarrow 0,097 = \frac{A_s}{1 \times 0,17} \times \frac{500 \times 10^3 / 1,15}{30 \times 10^3 / 1,5} \Leftrightarrow A_s = 7,59 \text{ cm}^2 \quad (4.37)$$

Em que:

ϖ – percentagem mecânica de armadura;

A – área da secção de armadura;

b – largura da secção retangular;

d – altura útil da secção transversal;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Com isto adota-se $A_s = \phi 12 // 0,14 \text{ m}$, a que corresponde a uma área de armadura inferior de $7,92 \text{ cm}^2$.

E assim considera-se $A'_s = \phi 8 // 0,14 \text{ m}$, a que corresponde uma área de armadura superior de $3,52 \text{ cm}^2$.

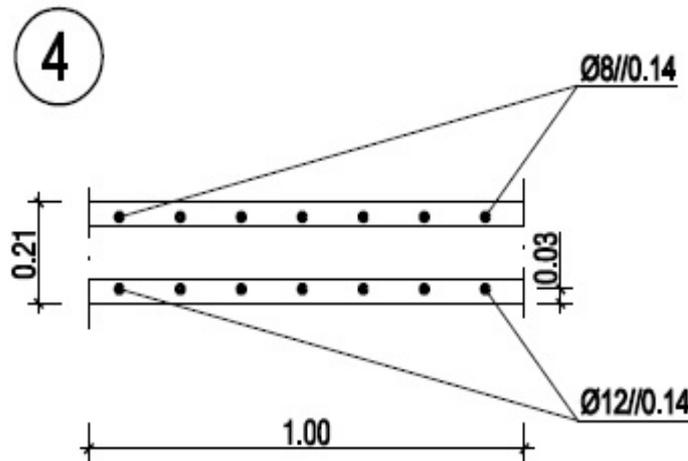


Fig. 4.4 - Secção transversal da laje

5

DEFORMAÇÃO

5.1 NOTA INTRODUTÓRIA

O controlo da deformação torna-se fundamental para garantir o comportamento adequado e o bom aspeto das estruturas. A deformação não deve exceder os valores que possam pôr em causa a integridade de elementos não estruturais, como paredes divisórias, envidraçados, revestimentos cerâmicos ou qualquer outro tipo de acabamentos e assim não afetar o funcionamento pensado e projetado para a construção em causa.

De acordo com o EC2 e de forma a não afetar o aspeto e as condições de utilização, a flecha de uma viga ou laje sujeita a ações quase-permanentes deve ser limitada a $1/250$. Se essa deformação afetar elementos adjacentes à estrutura, como paredes divisórias, o seu valor deve ser limitado a $1/500$ do vão, para ações atuantes posteriores à construção. Pode também ser previsto uma contra flecha, não superior a $1/250$, para compensar as deformações. Na fase de dimensionamento pode optar-se pelo balizamento da flecha, limitando-as a um nível que não fissure os panos de enchimento ou então projetar os elementos não estruturais de forma a acomodar os movimentos da estrutura.

Os meios mais usuais para limitar as flechas, particularmente sob ações de longa duração, são os seguintes: [11]

- Uso de valores baixos da relação vão/altura, l/h ;
- Uso de sistemas estruturais que forneçam restrição às rotações nos suportes, por exemplo, por meio de continuidade;
- Betões de alta resistência, tendo baixa relação água/cimento, - boa cura e endurecimento adequado antes da aplicação da carga, evitar carga excessiva durante a construção;
- Reduzir as zonas fendilhadas pré-esforçando;
- Adicionar armadura de compressão, se as tensões de compressão para ações de longa duração forem altas;
- Reduzir a tensão no aço, sobredimensionando a armadura de tração longitudinal;
- Aplicar as cargas à estrutura o mais tarde possível, reduzindo assim o valor do coeficiente de fluência.

A maior dificuldade na utilização de algumas das soluções atrás enunciadas é o facto de estas serem na maior parte das vezes incompatíveis com os prazos de entrega da obra e assim se tornar impossível a sua adoção. Outra das dificuldades tem a ver com o incremento do custo da obra que a utilização de outras das soluções implica.

A determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de ações, a fluência e a retração do betão leva a cálculos laboriosos e por vezes complexos. As flechas de peças fletidas podem ser calculadas pela integração numérica das curvaturas de pequenos troços em que uma viga pode ser dividida como demonstra a figura 5.1 [11]:

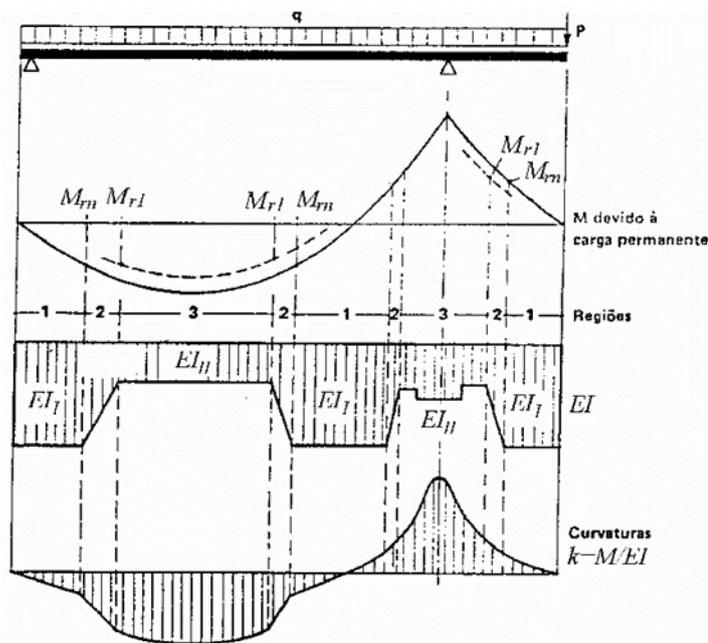


Fig. 5.1 - Variação da rigidez e da curvatura ao longo de uma viga em função do diagrama de momentos e da rigidez à flexão EI [11]

5.2 EFEITO DA FENDILHAÇÃO, FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO DO BETÃO

5.2.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Para além das características resultantes da deformabilidade do betão e da existência de armaduras longitudinais, é importante considerar a fendilhação do betão e o seu comportamento diferido, fluência e retração, quando se analisa a deformação de um qualquer elemento de betão armado que está sujeito a esforços de tração ou flexão.

5.2.2 EFEITO DA FENDILHAÇÃO DO BETÃO

Em estruturas de betão armado, a fendilhação é uma situação comum que resulta de ações diretas, deformações impostas, retração plástica, reações químicas expansivas internas do betão endurecido e corrosão de armaduras.

O comportamento real em condições de serviço de uma estrutura de betão armado ou pré-esforço pode diferir sensivelmente do modelo elástico linear. A diferença resulta essencialmente da fendilhação do betão, por um lado, e dos efeitos diferidos, ou seja, da retração e fluência do betão, por outro. Quando a solicitação aumenta, um elemento estrutural de betão passa por diferentes estados como ilustra a figura 5.2 no caso de um tirante de betão armado. [11]

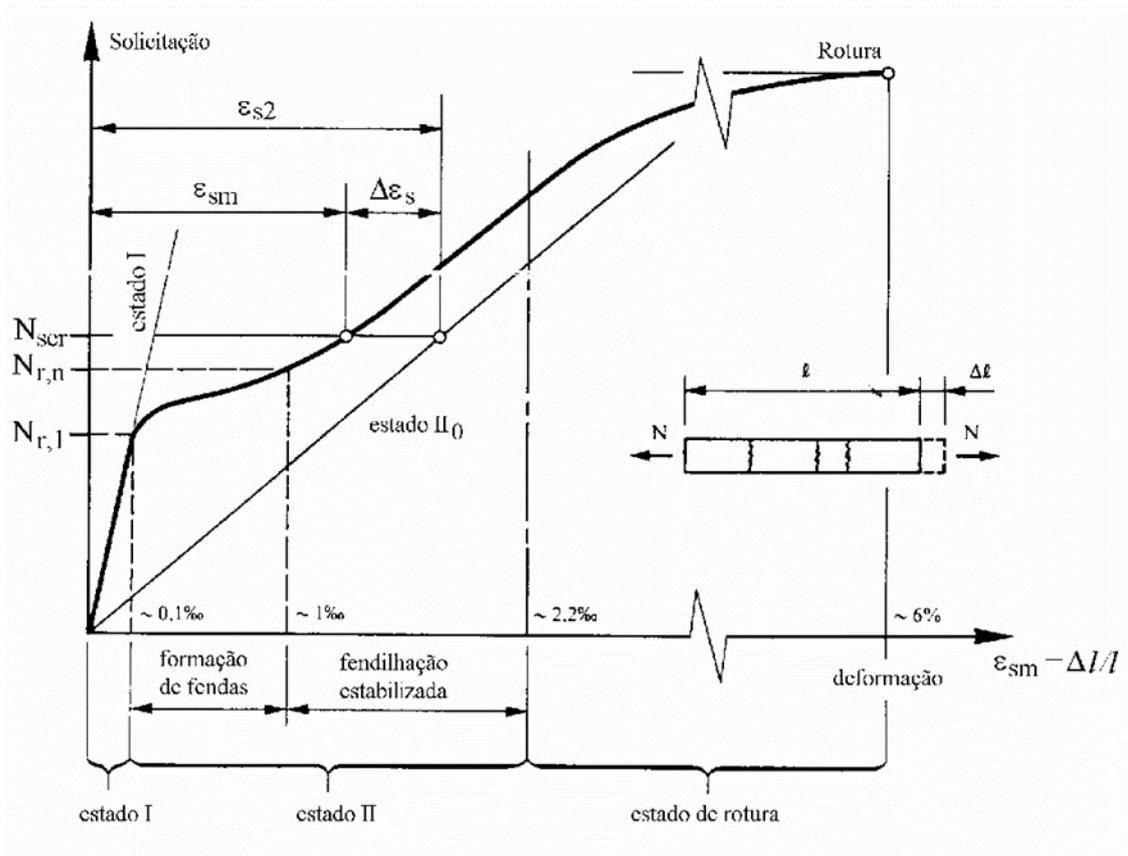


Fig. 5.2 - Diagrama força-deformação característica de um tirante de betão armado [14]

Estado I – o elemento não está fendilhado e as tensões de tração permanecem inferiores à resistência do betão à tração.

Estado II – quando a solicitação ultrapassa o esforço $N_{r,l}$ correspondente ao valor mínimo da resistência do betão à tração; a extensão média para a qual aparece a primeira fenda é da ordem de 0,1‰. O estado II pode ser dividido em duas fases:

- Fase de formação de fendas – caracterizada por uma diminuição progressiva de rigidez à medida que novas fendas se vão formando. Quando se forma a última fenda a extensão média é da ordem de 1‰;
- Fase de fendilhação estabilizada – depois de ultrapassar o valor $N_{r,n}$, não se formam novas fendas nesta fase e o elemento apresenta um comportamento quase linear com a uma rigidez semelhante ao estado II_0 (estado fendilhado desprezando a influência do betão tracionado).

Estado de rotura – o comportamento torna-se não linear quando a armadura ultrapassa o seu limite de elasticidade (cerca de 2,25‰ para o aço A500). A rotura propriamente dita só se verifica quando a armadura atingir a sua deformação máxima, por volta de 6 a 8‰ para aços A500 correntes.

A solicitação indicada na figura 5.2 pode resultar de uma força aplicada ou de uma deformação imposta. No caso de uma força aplicada (Fig. 5.2) observa-se que após a formação de cada nova fenda a deformação aumenta sob uma força N constante (ver Fig. 5.3a). No caso de ser imposta uma deformação

ao tirante, observa-se pelo contrário, que após a formação de cada nova fenda surge uma diminuição brusca do esforço N sob deformação Δl constante (ver Fig. 5.3b).

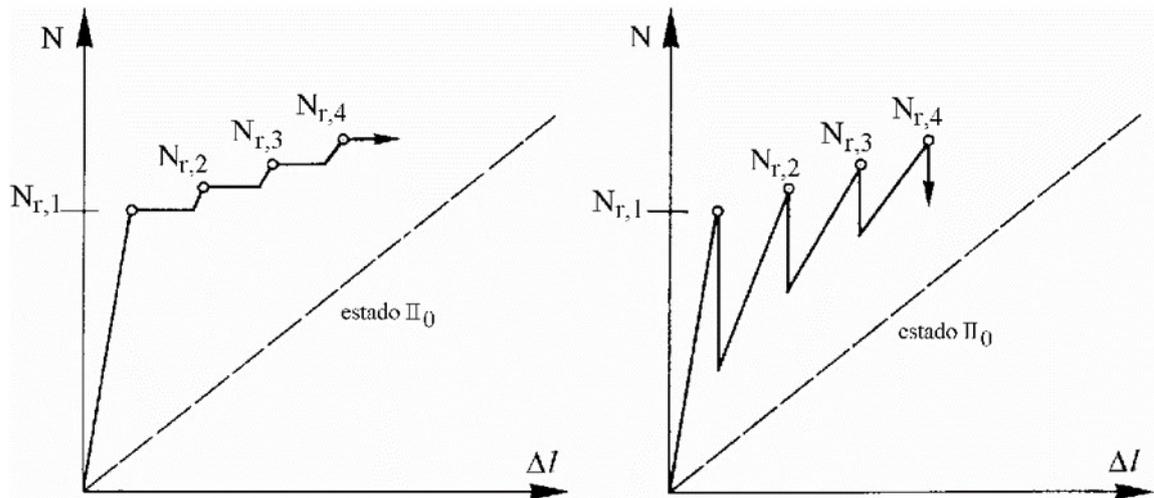


Fig. 5.3 - Comportamento diferente da fendilhação conforme a solicitação de tração é provocada por: a) força aplicada; b) deformação imposta. [11]

5.2.3 EFEITO DA FLUÊNCIA

Sob ações de cargas constantes, sendo as cargas permanentes as únicas que o influenciam, a fluência é a deformação do betão ao longo do tempo. A fluência depende de: [12]

- Humidade ambiente;
- Dimensões do elemento;
- Composição do betão;
- Idade do betão no primeiro carregamento (t_0);
- Duração do carregamento ($t-t_0$);
- Intensidade da carga de carregamento.

Na figura 5.4 mostra-se que o betão, sujeito a uma tensão no instante t_0 , sofre uma deformação instantânea, ϵ_{c0} , e esta aumenta com o tempo até atingir o valor da deformação por fluência entre t e t_0 , ϵ_{ct} , no instante t . $\epsilon_{c\infty}$ representa na figura a deformação a tempo infinito.

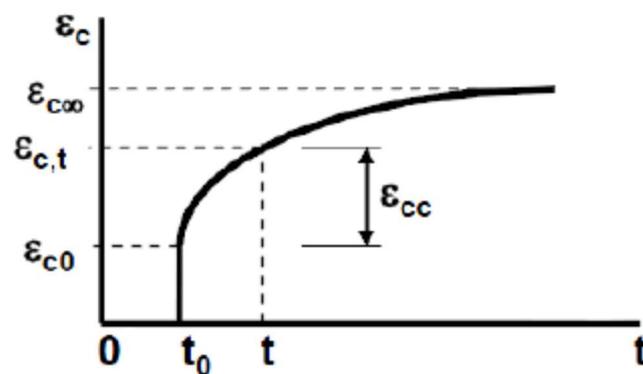


Fig. 5.4 - Efeito da fluência no betão

O coeficiente de fluência na idade t , $\varphi(t, t_0)$, é função do módulo de elasticidade tangente do betão aos 28 dias de idade, E_c , que poderá ser considerado igual a $1,05 E_{cm}$. A deformação do betão por fluência, $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, para um tensão de compressão constante na idade t_0 , σ_c , aplicada na idade do betão t_0 , é obtida por: [12]

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (5.1)$$

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} \quad (5.2)$$

Nas expressões para o cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efetiva:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (5.3)$$

No anexo B do Eurocódigo 2, o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, pode ser calculado a partir de: [12]

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (5.4)$$

Em que:

φ_0 – coeficiente de fluência que pode ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.5)$$

φ_{RH} – fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \quad (5.6a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35\text{MPa} \quad (5.6b)$$

RH – humidade relativa do meio ambiente, em %;

$\beta(f_{cm})$ – fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (5.7)$$

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade;

$\beta(t_0)$ – fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (5.8)$$

h_0 – espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5.9)$$

A_c – área da secção transversal;

u – parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

$\beta_c(t, t_0)$ – coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (5.10)$$

t – idade do betão, em dias, na data considerada;

t_0 – idade do betão, em dias, à data do carregamento;

$t - t_0$ – duração não corrigida do carregamento, em dias;

β_H – coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). Poderá ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \quad (5.11a)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \quad (5.11b)$$

$\alpha_{1/2/3}$ – coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (5.11c)$$

5.2.4 EFEITO DA RETRAÇÃO

Resultante de uma reação química entre os componentes do betão, cimento e água, a retração consiste na redução de volume do betão. A extensão total da retração é constituída por duas componentes: [12]

- Secagem – evolui lentamente uma vez que resulta da migração da água através do betão endurecido;
- Extensão de retração autogénea – desenvolve-se principalmente nos primeiros dias após a betonagem, fase de endurecimento do betão. É uma função linear da resistência do betão e deverá ser considerada de modo específico quando se coloca betão novo sobre betão endurecido.

Assim o valor da extensão total de retração ε_{cs} é igual a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.12)$$

Em que:

ε_{cs} – extensão total de retração;

ε_{cd} – extensão de retração por secagem;

ε_{ca} – extensão de retração autogénea.

O valor final da extensão de retração por secagem, $\varepsilon_{cd,\infty}$ é igual a:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (5.13)$$

k_h – coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 (mm):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5.14)$$

Em que:

A_c – área da secção transversal;

u – parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

Quadro 5.1 - Valores de k_h na expressão (5.13)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

A extensão de retração por secagem de referência, $\varepsilon_{cd,0}$, é calculada por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (5.15)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (5.16)$$

Em que:

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

$f_{cmo} = 10$ MPa;

α_{ds1} – coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 3 para cimento de Classe S;

= 4 para cimento de Classe N;

= 6 para cimento de Classe R;

α_{ds2} – coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,13 para cimento da Classe S;

= 0,12 para cimento de Classe N;

= 0,11 para cimento da Classe R;

RH – humidade relativa ambiente (%);

$RH_0 = 100$ %;

exp – tem o mesmo significado de $e^{(\cdot)}$.

A evolução com o tempo da extensão de retração por secagem é obtida por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (5.17)$$

Em que:

$\varepsilon_{cd,0}$ – extensão de retração por secagem de referência;

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{\left(t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}\right)} \quad (5.18)$$

t – idade do betão na data considerada, em dias;

t_s – idade do betão (dias) no início da retração por secagem (ou expansão); normalmente corresponde ao fim da cura.

A extensão de retração autógena é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5.19)$$

Em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (5.20)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (5.21)$$

Em que t é expresso em dias.

5.3 CASOS EM QUE O CÁLCULO PODERÁ SER DISPENSADO [12]

Desde que as vigas ou as lajes de betão armado de edifícios sejam dimensionadas de forma a satisfazerem os limites vão/altura especificados nesta secção, poderá admitir-se que a respetiva flecha não irá exceder os limites estabelecidos em 5.1. O valor limite da relação vão/altura poderá ser obtido pelas expressões (5.22a) e (5.22b), multiplicando o valor assim obtido por coeficientes de correção para ter em conta o tipo das armaduras utilizadas assim como outras variáveis. Na formulação destas expressões não foi tida em conta qualquer contra-flecha.

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (5.22a)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right) \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (5.22b)$$

Em que:

l/d – valor limite da relação vão/altura;

K – coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

ρ_0 – taxa de armadura de referência = $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

ρ' – taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações de cálculo;

f_{ck} – em MPa.

As expressões (5.22a) e (5.22b) foram obtidas admitindo que, para as ações no estado limite de utilização, a tensão no aço, numa secção fendilhada a meio vão de uma viga ou de uma laje ou no apoio de uma consola, é igual a 310 MPa (o que corresponde aproximadamente a $f_{yk} = 500$ MPa). No caso de outros níveis de tensão, os valores obtidos pela expressão (5.22) deverão ser multiplicados por $310/\sigma_s$. Normalmente será conservativo admitir-se que:

$$310/\sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (5.23)$$

Em que:

σ_s – tensão de tração no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as secções de cálculo no estado limite de utilização;

$A_{s,prov}$ – área da secção de armaduras existente na secção;

$A_{s,req}$ – área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último.

No caso de secções em T com uma relação entre a largura do banzo e a largura da alma superior a 3, os valores de l/d , obtidos pela expressão (5.22), deverão ser multiplicados por 0,8.

No caso de vigas e de lajes, com exceção de lajes fungiformes, com vãos superiores a 7 m, que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores l/d obtidos pela expressão (5.22) deverão ser multiplicados por $7/l_{eff}$ (l_{eff} em metros).

No caso de lajes fungiformes em que o vão maior é superior a 8,5 m e que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de l/d obtidos pela expressão (5.22) deverão ser multiplicados por $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} em metros).

Quadro 5.2 - Valores básicos da relação vão/altura útil (l/d) para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [12]

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

5.4 PRINCÍPIO DO CÁLCULO “EXATO” [11]

A deformada devido aos momentos flectores é obtida por dupla integração da curvatura ao longo do elemento,

$$y'' = \frac{1}{r} = -\frac{M}{EI} \quad (5.24)$$

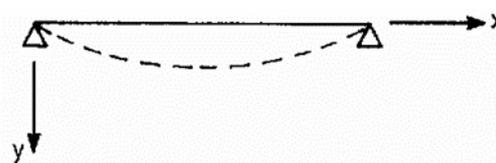


Fig. 5.5 - Referencial xy

Tendo em atenção as condições de bordo. A curvatura total no tempo t é a soma da curvatura elástica $(1/r)_{ee}$ e das curvaturas devidas à fluência $(1/r)_{cc}$ e à retração $(1/r)_{cs}$,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_t = \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} + \left(\frac{1}{r}\right)_{cc} + \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} \quad (5.25)$$

Onde, em princípio, cada um dos termos do 2º membro se refere, dependendo do caso considerado, ao estado I, e ao estado II com fendilhação estabilizada, ou a um estado intermédio.

Para o cálculo da curvatura elástica no estado I, a equação (5.24) é utilizada. Para todos os outros estados esta expressão é substituída com vantagem por:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_c = \frac{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sm}}{d} \quad (5.26)$$

Com

ε_{sm} – deformação relativa média da armadura;

ε_{cm} – deformação relativa média do betão na fibra externa;

d – altura útil.

A curvatura devida à fluência $(1/r)_{cc}$ deve ser calculada como múltiplo da curvatura inicial sob as combinações quase-permanentes de ações.

A curvatura de fluência poderá ser considerada, nos casos correntes, utilizando um módulo efetivo para o betão dado por:

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi) \quad (5.27)$$

Em que φ é o coeficiente de fluência.

Sendo necessário obter valores mais precisos das flechas, como no caso de grande vãos em consola (executados por avanços sucessivos), ou no caso de estruturas compósitas (betão/aço), a fluência diferencial entre as fibras extremas opostas do elemento deve ser tomada em consideração.

A curvatura devida à retração $(1/r)_{cs}$ pode ser avaliada de:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot S/I \quad (5.28)$$

Onde

ε_{cs} – é a extensão de retração livre;

S – é o momento estático da área de armadura em relação ao baricentro da secção;

I – é o momento de inércia da secção;

α_e – é o coeficiente de homogeneização efetivo = $E_s/E_{c,eff}$

S e I deverão ser calculados para a condição não fendilhada e para a condição totalmente fendilhada.

5.4.1 MODELO IDEALIZADO PARA O CÁLCULO DE DEFORMAÇÕES EM ELEMENTOS FENDILHADOS SUJEITOS AO ESFORÇO AXIAL E/OU MOMENTOS FLETORES

As estruturas de betão armado e pré-esforçado têm tendência a fendilhar e estão sujeitas aos efeitos diferidos (fluência, retração, relaxação). Resulta assim num comportamento descontínuo segundo se considera a secção fendilhada ou as secções vizinhas. É esta a razão porque necessitamos de definir:

- O valor médio da extensão da armadura tracionada para estimar a fendilhação;
- O valor médio da curvatura para calcular as deformações.

Estes valores médios obtêm-se a partir dos valores extremos correspondentes respetivamente:

- Ao estado I: secções não fendilhadas, considerando o betão tracionado, o betão comprimido e a armadura;
- Ao estado II₀: secções fendilhadas, não considerando senão o betão comprimido e a armadura.

E podem ser definidos com a ajuda de coeficientes de repartição indicando as contribuições respetivas do estado I e do estado II₀.

O modelo real pode ser representado por um modelo constituído por duas partes de comprimento l_1 e l_2 variáveis em função das sollicitações: uma trabalhando em estado I e outra em estado II₀. O modelo fica definido se conhecermos o comportamento nos estados I e II₀ e os comprimentos l_1 e l_2 ; estes fixam a partição dos estados extremos ao valor médio. Esta partição é dada pelo coeficiente de repartição ζ que define os comprimentos:

$$l_1 = (1 - \zeta) \cdot l \quad (5.29)$$

$$l_2 = \zeta \cdot l \quad (5.30)$$

i. Elementos sollicitados à tração pura

O elemento real de comprimento l , em que atua a força de tração N constante, é substituído por um modelo composto de duas partes (Fig. 5.6):

- Uma trabalhando em estado I (secções não fendilhadas);
- A outra trabalhando em estado II₀ (secções fendilhadas, não considerando a contribuição do betão tracionado).

A igualdade das extensões médias da armadura para o elemento real e para o modelo dá:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} = \frac{l_1 \cdot \varepsilon_{s1} + l_2 \cdot \varepsilon_{s2}}{l} \quad (5.31)$$

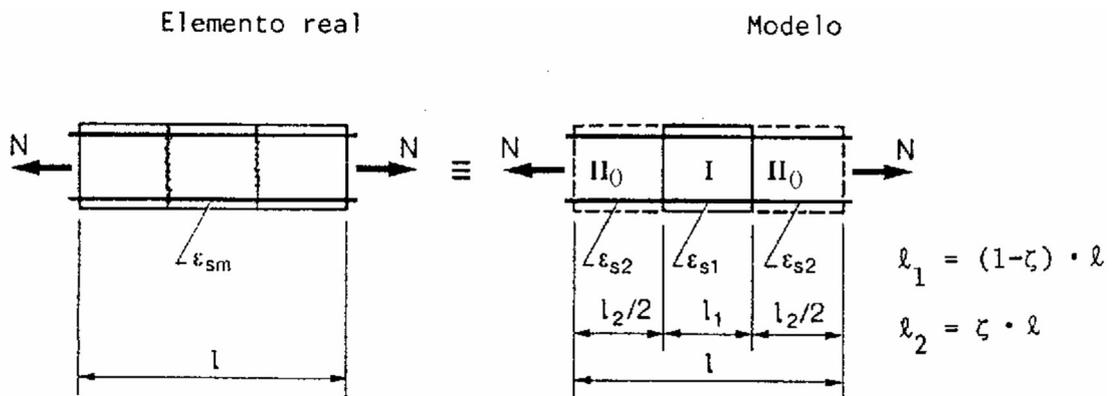


Fig. 5.6 - Modelo de cálculo para a tração pura

Com a ajuda do coeficiente de repartição ζ :

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{s1} + \zeta \cdot \varepsilon_{s2} \quad (5.32)$$

Com,

$$(1 - \zeta) = \frac{l_1}{l} \quad (5.33)$$

$$\zeta = \frac{l_2}{l} \quad (5.34)$$

A extensão média do betão será:

$$\varepsilon_{cm} = (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{c1} \quad (5.35)$$

E o valor da extensão média relativa da armadura em relação à do betão vale:

$$\varepsilon_{sm,r} = \zeta \cdot \varepsilon_{s2} \quad (5.36)$$

O coeficiente de repartição ζ é obtido por:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}} \right)^2 = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{N_r}{N} \right)^2 \quad (5.37)$$

= 0 para $\sigma_{s2} < \sigma_{sr}$, seja $N < N_r$

Onde,

β_1 – é o coeficiente que considera a duração ou a repetição das cargas:

= 1,0 para varões de alta aderência;

= 0,5 para varões lisos.

β_2 – é um coeficiente que considera a duração ou a repetição das cargas:

= 1,0 para uma única carga de curta duração;

= 0,5 para cargas atuando com permanência ou para vários ciclos de cargas repetidas.

$N_r = A_{ci} \cdot f_{ct} \cong A_c \cdot f_{ct}$ – esforço normal quando da fendilhação do betão;

A_{ci} e A_c – área homogeneizada da secção e secção do betão apenas (estado I).

ii. Elementos solicitados em flexão simples

O elemento real de comprimento l , ao longo do qual se supõe um momento de flexão constante, é substituído por um modelo composto de 2 partes (Fig. 5.7):

- Uma trabalhando em estado I (secções não fendilhadas);
- A outra trabalhando em estado II_0 , denominado por flexão simples II_0 (secções fendilhadas, não considerando senão o betão comprimido e a armadura).

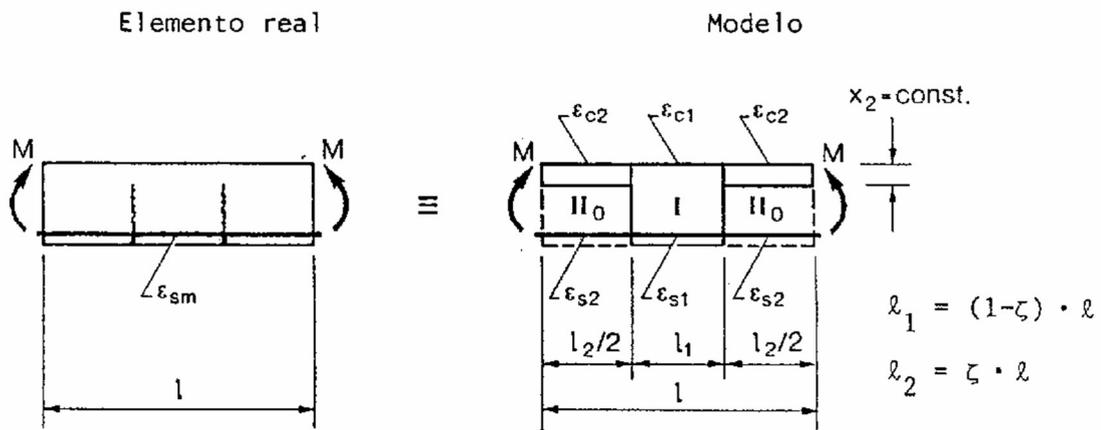


Fig. 5.7 - Modelo de cálculo para a flexão simples

A igualdade das extensões médias da armadura no elemento real e no modelo conduz a:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} = \frac{l_1 \cdot \varepsilon_{s1} + l_2 \cdot \varepsilon_{s2}}{l} \quad (5.38)$$

Donde

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{s1} + \zeta \cdot \varepsilon_{s2} \quad (5.39)$$

Com

$$(1 - \zeta) = \frac{l_1}{l} \quad (5.40)$$

$$\zeta = \frac{l_2}{l} \quad (5.41)$$

Da mesma forma, a deformação relativa média do betão situado na fibra extrema comprimida será:

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2} \quad (5.42)$$

O coeficiente de repartição ζ intervindo nestas equações é dado por:

$$\begin{aligned} \zeta &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}} \right)^2 = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \\ &= 0 \text{ para } \sigma_{s2} < \sigma_{sr}, \text{ seja } M < M_r \end{aligned} \quad (5.43)$$

Onde, M_r é o momento de fendilhação.

5.4.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO - PRINCÍPIOS

A deformação α (flecha, rotação angular) de um elemento de uma estrutura linear pode ser obtido por integração das curvaturas médias aplicando o teorema dos trabalhos virtuais (ver Fig. 5.8):

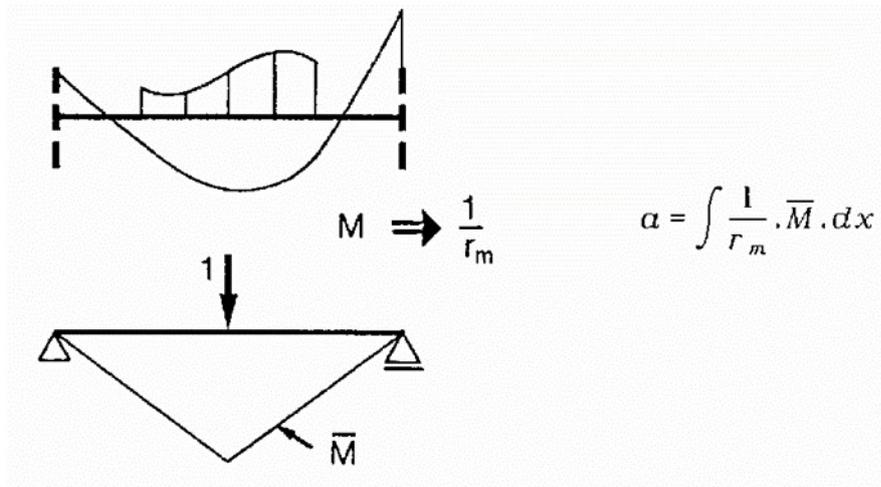


Fig. 5.8 - Teorema dos trabalhos virtuais aplicado ao cálculo da flecha

O procedimento a seguir para o cálculo é o seguinte:

- Determinação da rigidez à flexão EI_c ;
- Determinação do diagrama de momentos M_c ;
- Determinação das curvaturas em cada secção (troços de comprimento finito) $\frac{1}{r_c} = \frac{M_c}{EI_c}$;
- Cálculo das curvaturas $1/r_1$ e $1/r_2$ em estado I e II_0 respetivamente;

- Cálculo da curvatura média $\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_2}$.

Em geral será necessário o uso de computador para executar a integração acima por meio de um somatório de troços de comprimento finito, cada um com curvatura média constante, em que a peça é dividida. No caso de estruturas hiperestáticas haverá lugar à redistribuição de momentos devida à fendilhação e aos efeitos diferidos e o cálculo da flecha terá de ser iterativo.

5.4.3 DEFORMAÇÕES REAIS

As deformações reais podem diferir sensivelmente dos valores médios calculados, em particular se os valores dos momentos atuantes são próximos do momento de fendilhação. O afastamento depende da dispersão das características dos materiais, do meio ambiente, das condições de carga e das solicitações anteriores, das condições de apoio, etc...

A variação possível em relação aos valores médios calculados deve ser indicada. Esta variação por ser estimada por meio do diagrama da Fig. 5.9 que fornece os desvios superiores e inferiores em relação aos valores médios.

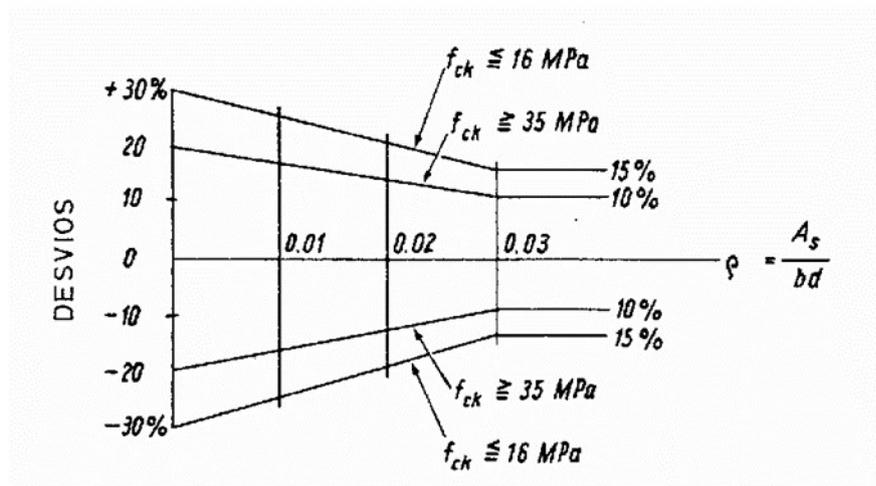


Fig. 5.9 - Desvios admissíveis das flechas calculadas

5.5 CÁLCULO FLECHA 1 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2

5.5.1 VERIFICAÇÃO DO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA

Aplicando a combinação quase-permanente de ações tem-se:

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow p_{cqp} = 9,1 + 0,2 \times 2 = 9,5 \text{ kN/m} \quad (5.44)$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{cqp} = \frac{9,5 \times 5^2}{8} = 29,6875 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.45)$$

De acordo com 5.3, consultando o quadro 5.2 e como estamos perante uma laje simplesmente apoiada armada numa direção chega-se à seguinte expressão:

$$l/d = (l/d)_{\text{Quadro 5.2}} \cdot k_{\sigma_s} \cdot k_t \cdot k_l \quad (5.46)$$

Com

$$l = 5 \text{ m}$$

$$(l/d)_{\text{Quadro 5.2}} = 20$$

$$k_{\sigma_s} = 310/\sigma_s$$

fazendo $z = 0.9 \times d$, vem:

$$\sigma_s = \frac{M_{cqp}}{z} = \frac{M_{cqp}}{0,9 \cdot d} = \frac{29,6975}{0,9 \times 0,22} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{\sigma_s} = 310/150 = 2,07$$

$$k_t = 1$$

$$k_l = 1$$

Assim

$$5/d = 20 \times 2,07 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d = 0,121 \text{ m} < 0,22 \text{ m} \quad \text{OK!} \quad (5.47)$$

Desta maneira e de acordo com o EC2, conclui-se que não é necessário realizar o cálculo explícito da flecha; contudo, procedeu-se a este mesmo cálculo nos próximos subcapítulos.

5.5.2 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

Para a realização do cálculo foi necessário proceder às seguintes considerações:

- Humidade relativa do meio ambiente, HR=80%;
- Classe do betão, N;
- Idade do betão no primeiro carregamento, $t_0=28$ dias;
- Tempo de vida útil do projeto, $t=50$ anos;

De acordo com o referido em 5.2.2 e aplicando a expressão 5.4 calcula-se o coeficiente de fluência. Este coeficiente depende do coeficiente de fluência inicial φ_0 e do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento $\beta(t,t_0)$, calculados através das expressões (5.5) e (5.10) respetivamente.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (5.4)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.5)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (5.10)$$

Para o cálculo do coeficiente de fluência φ_0 tem que se calcular φ_{RH} , $\beta(f_{cm})$ e $\beta(t_0)$. No caso de φ_{RH} aplicam-se as expressões (5.6a) ou (5.6b), de acordo com o valor de f_{cm} do betão em causa:

Com base no quadro 3.1 do EC2 [12], com C30/37 tem-se $f_{cm}=38\text{MPa}$ e assim opta-se pela expressão (5.6b) para proceder ao cálculo de φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35\text{MPa} \quad (5.6b)$$

Note-se que será necessário calcular h_0 através da expressão (5.9), α_1 e α_2 através da expressão (5.11c):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \Leftrightarrow h_0 = \frac{2 \times 1 \times 0,26}{2} \times 1000 \Leftrightarrow h_0 = 260\text{mm} \quad (5.48)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \Leftrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944 \quad (5.49)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \Leftrightarrow \alpha_2 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984 \quad (5.50)$$

Assim,

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \Leftrightarrow \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 80/100}{0,1 \times \sqrt[3]{260}} \times 0,944 \right] \times 0,984 \Leftrightarrow \varphi_{RH} = 1,275 \quad (5.51)$$

De acordo com as expressões (5.7) e (5.8) calculam-se os valores de $\beta(f_{cm})$ e de $\beta(t_0)$, respetivamente:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \Leftrightarrow \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725 \quad (5.52)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \Leftrightarrow \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,20})} \Leftrightarrow \beta(t_0) = 0,49 \quad (5.53)$$

Com isto, temos condições para finalizar o cálculo de φ_0 pela expressão (5.5), evidenciada em cima:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \Leftrightarrow \varphi_0 = 1,275 \times 2,725 \times 0,49 = 1,7 \quad (5.54)$$

Para o cálculo do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após carregamento $\beta(t, t_0)$ tem que se calcular β_H , através das expressões (5.11a) ou (5.11b) de acordo com o valor de f_{cm} do betão em causa:

Com base no quadro 3.1 do EC2 [12], com C30/37 tem-se $f_{cm}=38\text{MPa}$ e assim opta-se pela expressão (5.11b) para proceder ao cálculo de β_H :

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \quad (5.11b)$$

Note-se que o valor de h_0 já foi calculado em cima, mas será necessário calcular α_3 através da expressão (5.11c):

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \Leftrightarrow \alpha_3 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,96 \quad (5.55)$$

Assim,

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \beta_H &= 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times 80)^{18} \right] \times 260 + 250 \times 0,96 \leq 1500 \times 0,96 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \beta_H = 817,05 \leq 1440 \end{aligned} \quad (5.56)$$

Com isto temos condições para finalizar o cálculo de $\beta_c(t, t_0)$ pela expressão (5.10), apresentada em cima:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \Leftrightarrow \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(50 \times 365 - 28)}{(817,5 + 50 \times 365 - 28)} \right]^{0,3} \Leftrightarrow \beta_c(t, t_0) = 0,987 \quad (5.57)$$

Por fim e substituindo os valores na expressão (5.4) procede-se ao cálculo do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \Leftrightarrow \varphi(t, t_0) = 1,7 \times 0,987 = 1,678 \quad (5.58)$$

5.5.3 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO

Nesta parte do trabalho vai optar-se por se seguir o procedimento apresentado em 5.4.2, ou seja, em primeiro lugar procede-se à determinação da rigidez à flexão EI_c tanto em fase não fendilhada, I, como em fase fendilhada, II, entrando com as contribuições do betão e das armaduras. De acordo com 5.2.2, no cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efetivo conforme a expressão (5.3):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \Leftrightarrow \frac{33}{1 + 1,678} = 12,32 GPa \quad (5.59)$$

Secção Não Fendilhada, I:

$$I_{c1,I} = \frac{1 \times 0,26^3}{12} = 0,001465 m^4 \quad (5.60)$$

$$E_{c,eff} \cdot I_{c1,I} = 12,32 \times 10^6 \times 0,001465 = 18048,8 kN.m^2 \quad (5.61)$$

Secção Fendilhada, II:

Para a secção fendilhada é necessário realizar o cálculo do novo eixo neutro e aplicar o *Teorema de Steiner* aquando do cálculo da sua inércia.

$$\text{Considera-se: } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{12,32} = 16,23 \quad (5.62) \quad c_{nom} = 25 mm$$

$$\begin{aligned} e.n \Rightarrow 1 \times x \times \frac{x}{2} + (16,23 - 1) \times 5,65 \times 10^{-4} \times (x - 0,04) &= 16,23 \times 2,51 \times 10^{-4} \times (0,26 - 0,04 - x) \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow x = 0,03871 m \end{aligned} \quad (5.63)$$

$$\begin{aligned}
 I_{c2,II} &= \frac{1 \times 0,03871^3}{12} + (1 \times 0,03871) \times \left(\frac{0,03871}{2} \right)^2 + (16,23 - 1) \times 5,65 \times 10^{-4} \times (0,03871 - 0,04)^2 + \\
 &\quad + 16,23 \times 52,51 \times 10^{-4} \times (0,26 - 0,04 - 0,03871)^2 \Leftrightarrow \\
 &\quad \Leftrightarrow I_{c2,II} = 0,000153 m^4
 \end{aligned}
 \tag{5.64}$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 2,9 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0,26^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 32,67 kN \cdot m
 \tag{5.65}$$

Em segundo lugar, procede-se à determinação do diagrama de momentos M , provocado pela carga atuante e do diagrama de momentos \bar{M} , obtido aplicando uma carga unitária no ponto em que se pretende obter a flecha; aplica-se em seguida teorema dos trabalhos virtuais. Serão então apresentadas duas equações por cada um dos diagramas, sendo que uma se refere à primeira metade da laje e a outra à segunda metade.

M :

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 23,75 \cdot x - \left(\frac{9,5}{2} \right) \cdot x^2
 \tag{5.66}$$

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 29,69 - \left(\frac{9,5}{2} \right) \cdot x^2
 \tag{5.67}$$

\bar{M} :

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 0,5 \cdot x
 \tag{5.68}$$

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 1,25 - 0,5 \cdot x
 \tag{5.69}$$

Neste momento, já se tem condições para proceder à determinação dos valores das curvaturas em cada secção, das curvaturas médias e por fim aplicar o teorema dos trabalhos virtuais para assim se chegar ao valor final da deformação. Optou-se pela representação de todos estes valores no quadro 5.3, mas para sua clara e justificada utilização demonstra-se, em primeiro lugar, todas as expressões que contribuíram para os seus cálculos.

De acordo com o terceiro passo do procedimento determina-se, para cada secção, as curvaturas $1/r_1$ e $1/r_2$:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_c}{EI_c} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_1} \right)_i = \frac{M_i}{E_{c,eff} \cdot I_{ci,I}}
 \tag{5.70}$$

De seguida através da expressão (5.71) procede-se ao cálculo da curvatura média $1/r_m$:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_2} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_m} \right)_i = (1 - \zeta_i) \cdot \left(\frac{1}{r_1} \right)_i + \zeta_i \cdot \left(\frac{1}{r_2} \right)_i \quad (5.71)$$

Note-se que é necessário efetuar o cálculo do coeficiente de repartição ζ , que é dado pela expressão (5.43) enunciada em 5.4.1:

$$\begin{aligned} \zeta &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \zeta_i &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_i} \right) \text{ para } M_i > M_{cr} \\ \Leftrightarrow \zeta_i &= 0 \text{ para } M_i < M_{cr} \end{aligned} \quad (5.72)$$

Por fim e aplica-se o teorema dos trabalhos virtuais:

$$\alpha = \int \frac{1}{r_m} \cdot \bar{M} \cdot dx \Leftrightarrow \alpha \cong \sum_i \left(\frac{1}{r_m} \right)_i \cdot \bar{M}_i \cdot \Delta x_i \quad (5.73)$$

Note-se que o valor Δx_i considerado para o cálculo refere-se ao espaçamento entre cada ponto considerado. Neste caso específico e como demonstrado no quadro 5.3 o valor utilizado foi 0,5m.

Quadro 5.3 – Cálculo da Flecha 1

Ponto i	M_i	\overline{M}_i	ζ_i	$(1/r1)_i$	$(1/r2)_i$	$(1/rm)_i$	$(1/rm)_i \times \overline{M}_i \times \Delta x_i$
0,5	10,69	0,25	0	0,00059	0,00566	0,00059	0,000074
1	19,00	0,50	0	0,00105	0,01006	0,00105	0,000263
1,5	24,94	0,75	0	0,00138	0,01321	0,00138	0,000518
2	28,50	1,00	0	0,00158	0,01510	0,00158	0,000790
2,5	29,69	1,25	0	0,00165	0,01573	0,00165	0,001028
3	28,50	1,00	0	0,00158	0,01510	0,00158	0,000790
3,5	24,94	0,75	0	0,00138	0,01321	0,00138	0,000518
4	19,00	0,50	0	0,00105	0,01006	0,00105	0,000263
4,5	10,69	0,25	0	0,00059	0,00566	0,00059	0,000074
$\Sigma =$							0,004319 m
							4,318704 mm

Assim, determina-se um valor final da flecha da laje considerada de 4,32 mm.

5.6 CÁLCULO FLECHA 2 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2

Aplicando a combinação quase-permanente de ações tem-se:

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow p_{cqp} = 7,85 + 2 \times 0,2 = 8,25 \text{ kN/m} \quad (5.74)$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{cqp} = \frac{8,25 \times 5^2}{8} = 25,78125 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.75)$$

5.6.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

Para a realização do cálculo foi necessário proceder às seguintes considerações:

- Humidade relativa do meio ambiente, HR=80%;
- Classe do betão, N;
- Idade do betão no primeiro carregamento, $t_0=28$ dias;
- Tempo de vida útil do projeto, $t=50$ anos;

De acordo com o referido em 5.2.2 e aplicando a expressão 5.4 calcula-se o coeficiente de fluência. Este coeficiente depende do coeficiente de fluência ϕ_0 e do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento $\beta(t,t_0)$, calculados através das expressões (5.5) e (5.10) respetivamente.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \quad (5.4)$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.5)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (5.10)$$

Para o cálculo do coeficiente de fluência φ_0 tem que se calcular φ_{RH} , $\beta(f_{cm})$ e $\beta(t_0)$. No caso de φ_{RH} aplica-se as expressões (5.6a) ou (5.6b) de acordo com o valor de f_{cm} do betão em causa:

Com base no quadro 3.1 do EC2 [12], com C30/37 tem-se $f_{cm}=38\text{MPa}$ e assim opta-se pela expressão (5.6b) para proceder ao cálculo de φ_{RH} :

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35\text{MPa} \quad (5.6b)$$

Note-se que será necessário calcular h_0 através da expressão (5.9), α_1 e α_2 através da expressão (5.11c):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \Leftrightarrow h_0 = \frac{2 \times 1 \times 0,21}{2} \times 1000 \Leftrightarrow h_0 = 210\text{mm} \quad (5.76)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \Leftrightarrow \alpha_1 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944 \quad (5.77)$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \Leftrightarrow \alpha_2 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984 \quad (5.78)$$

Assim,

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \Leftrightarrow \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 80/100}{0,1 \times \sqrt[3]{210}} \times 0,944 \right] \times 0,984 \Leftrightarrow \varphi_{RH} = 1,297 \quad (5.79)$$

De acordo com as expressões (5.7) e (5.8) calcula-se os valores de $\beta(f_{cm})$ e de $\beta(t_0)$, respetivamente:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \Leftrightarrow \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725 \quad (5.80)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \Leftrightarrow \beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,20})} \Leftrightarrow \beta(t_0) = 0,49 \quad (5.81)$$

Com isto tem-se condições para finalizar o cálculo de φ_0 pela expressão (5.5) evidenciada em cima:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \Leftrightarrow \varphi_0 = 1,297 \times 2,725 \times 0,49 = 1,732 \quad (5.82)$$

Para o cálculo do coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após carregamento $\beta(t, t_0)$ tem que se calcular β_H , através das expressões (5.11a) ou (5.11b) de acordo com o valor de f_{cm} do betão em causa:

Com base no quadro 3.1 do EC2 [12], com C30/37 tem-se $f_{cm}=38\text{MPa}$ e assim opta-se pela expressão (5.11b) para proceder ao cálculo de β_H :

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \quad (5.11b)$$

Note-se que o valor de h_0 já foi calculado em cima mas será necessário calcular α_3 através da expressão (5.11c):

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \Leftrightarrow \alpha_3 = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,96 \quad (5.83)$$

Assim,

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \beta_H &= 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times 80)^{18} \right] \times 210 + 250 \times 0,96 \leq 1500 \times 0,96 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \beta_H = 706,1 \leq 1440 \end{aligned} \quad (5.84)$$

Com isto tem-se condições para finalizar o cálculo de $\beta_c(t, t_0)$ pela expressão (5.10) evidenciada em cima:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \Leftrightarrow \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(50 \times 365 - 28)}{(706,1 + 50 \times 365 - 28)} \right]^{0,3} \Leftrightarrow \beta_c(t, t_0) = 0,989 \quad (5.85)$$

Por fim e substituindo os valores na expressão (5.4) procede-se ao cálculo do coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta(t, t_0) \Leftrightarrow \varphi(t, t_0) = 1,732 \times 0,989 = 1,713 \quad (5.86)$$

5.6.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO

Nesta parte do trabalho vai optar-se por se seguir o procedimento apresentado no final de 5.4.2, ou seja, em primeiro lugar procede-se à determinação da rigidez à flexão EI_c tanto em fase não fendilhada, I, como em fase fendilhada, II. De acordo com 5.2.2, no cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efetiva conforme a expressão (5.3):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \Leftrightarrow \frac{33}{1 + 1,713} = 12,16 GPa \quad (5.87)$$

Secção Não Fendilhada, I:

$$I_{cl,I} = \frac{1 \times 0,21^3}{12} = 0,000772 m^4 \quad (5.88)$$

$$E_{c,eff} \cdot I_{cl,I} = 12,16 \times 10^6 \times 0,000772 = 9387,52 kN \cdot m^2 \quad (5.89)$$

Secção Fendilhada, II:

Para a secção fendilhada é necessário realizar o cálculo do novo eixo neutro e aplicar o *Teorema de Steiner* aquando do cálculo da sua inércia.

$$\text{Considera-se: } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{12,16} = 16,45 \quad (5.90) \quad c_{nom} = 25 mm$$

$$e.n \Rightarrow 1 \times x \times \frac{x}{2} + (16,45 - 1) \times 6,79 \times 10^{-4} \times (x - 0,04) = 16,45 \times 3,02 \times 10^{-4} \times (0,21 - 0,04 - x) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow x = 0,03715 m$$

$$(5.91)$$

$$\begin{aligned}
 I_{c2,II} &= \frac{1 \times 0,03715^3}{12} + (1 \times 0,03715) \times \left(\frac{0,03715}{2} \right)^2 + (16,45 - 1) \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,03715 - 0,04)^2 + \\
 &\quad + 16,45 \times 3,02 \times 10^{-4} \times (0,21 - 0,04 - 0,03715)^2 \Leftrightarrow \\
 &\quad \Leftrightarrow I_{c2,II} = 0,000105 m^4
 \end{aligned}
 \tag{5.92}$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 2,9 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0,21^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 21,315 kN \cdot m
 \tag{5.93}$$

Em segundo lugar, procede-se à determinação do diagrama de momentos M e o diagrama de momentos aplicando o teorema dos trabalhos virtuais \bar{M} . Serão então apresentadas duas equações por cada um dos diagramas, sendo que uma se refere à primeira metade da laje e a outra à segunda metade.

M :

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 20,625 \cdot x - \left(\frac{8,25}{2} \right) \cdot x^2
 \tag{5.94}$$

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 25,78125 - \left(\frac{8,25}{2} \right) \cdot x^2
 \tag{5.95}$$

\bar{M} :

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 0,5 \cdot x
 \tag{5.96}$$

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 1,25 - 0,5 \cdot x
 \tag{5.97}$$

Neste momento, já se tem condições para proceder à determinação dos valores das curvaturas em cada secção, das curvaturas médias e por fim aplicar o teorema dos trabalhos virtuais para assim se chegar ao valor final da deformação. Optou-se pela representação de todos estes valores no quadro 5.4, mas para sua clara e justificada utilização demonstra-se, em primeiro lugar, todas as expressões que colaboraram para os seus cálculos.

De acordo com o terceiro passo do procedimento determina-se, para cada secção, as curvaturas $1/r_1$ e $1/r_2$:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_c}{EI_c} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_1} \right)_i = \frac{M_i}{E_{c,eff} \cdot I_{ci,I}}
 \tag{5.98}$$

De seguida através da expressão (5.99) procede-se ao cálculo da curvatura média $1/r_m$:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_2} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_m} \right)_i = (1 - \zeta_i) \cdot \left(\frac{1}{r_1} \right)_i + \zeta_i \cdot \left(\frac{1}{r_2} \right)_i \quad (5.99)$$

Note-se que é necessário efetuar o cálculo do coeficiente de repartição ζ , que é dado pela expressão (5.43) enunciada em 5.4.1:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \zeta_i = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_i} \right) \text{ para } M_i > M_{cr}$$

$$\Leftrightarrow \zeta_i = 0 \text{ para } M_i < M_{cr}$$

(5.100)

Por fim e aplica-se o teorema dos trabalhos virtuais:

$$\alpha = \int \frac{1}{r_m} \cdot \overline{M} \cdot dx \Leftrightarrow \alpha \cong \sum_i \left(\frac{1}{r_m} \right)_i \cdot \overline{M}_i \cdot \Delta x_i \quad (5.101)$$

Note-se que o valor Δx_i considerado para o cálculo refere-se ao espaçamento entre cada ponto considerado. Neste caso específico e como demonstrado no quadro 5.4 o valor utilizado foi 0,5m.

Quadro 5.4 – Cálculo da Flecha 2

Ponto i	M_i	\overline{M}_i	ζ_i	$(1/r1)_i$	$(1/r2)_i$	$(1/rm)_i$	$(1/rm)_i \times \overline{M}_i \times \Delta x_i$
0,5	9,28	0,25	0	0,00099	0,00728	0,00099	0,000124
1	16,50	0,50	0	0,00176	0,01294	0,00176	0,000440
1,5	21,66	0,75	0,51563	0,00231	0,01698	0,00988	0,003703
2	24,75	1,00	0,62916	0,00264	0,01941	0,01319	0,006596
2,5	25,78	1,25	0,65823	0,00275	0,02022	0,01425	0,008905
3	24,75	1,00	0,62916	0,00264	0,01941	0,01319	0,006595
3,5	21,66	0,75	0,51563	0,00231	0,01698	0,00988	0,003703
4	16,50	0,50	0	0,00176	0,01294	0,00176	0,000440
4,5	9,28	0,25	0	0,00099	0,00728	0,00099	0,000124
$\Sigma =$							0,030629 m
							30,629126 mm

Assim determina-se um valor final da flecha da laje considerada de 30,63 mm.

5.7 CÁLCULO FLECHA 3 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2

5.7.1 VERIFICAÇÃO AO CÁLCULO EXPLÍCITO DA FLECHA

Aplicando a combinação quase-permanente de ações tem-se:

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow p_{cqp} = 11,62 + 0,2 \times 2 = 12,02 \text{ kN/m} \quad (5.102)$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{cqp} = \frac{12,02 \times 5^2}{8} = 37,5625 \text{ kN.m} \quad (5.103)$$

De acordo com 5.3, consultando o quadro 5.2 e como estamos perante uma laje simplesmente apoiada armada numa direção chega-se à seguinte expressão:

$$l/d = (l/d)_{\text{Quadro 5.2}} \cdot k_{\sigma_s} \cdot k_t \cdot k_l \quad (5.104)$$

Com

$$l = 5 \text{ m}$$

$$(l/d)_{\text{Quadro 5.2}} = 20$$

$$k_{\sigma_s} = 310/\sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cqp}}{z} = \frac{M_{cqp}}{0,9 \cdot d} = \frac{37,5625}{0,9 \times 0,22} = 189,7 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{\sigma_s} = 310/189,7 = 1,63$$

$$k_t = 1$$

$$k_l = 1$$

Assim

$$5/d = 20 \times 1,63 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d = 0,153 \text{ m} < 0,22 \text{ m} \quad \text{OK!} \quad (5.105)$$

Desta maneira e de acordo com o EC2 conclui-se que não é necessário realizar o cálculo explícito da flecha, contudo, procedeu-se a este mesmo cálculo nos próximos subcapítulos.

5.7.2 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

O valor do coeficiente de fluência é precisamente igual ao coeficiente de fluência anteriormente calculado em 5.5.2 devido ao facto de se estar a calcular exatamente o mesmo tipo de laje.

Assim,

$$\varphi(t, t_0) = 1,678 \quad (5.106)$$

5.7.3 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO

Nesta parte do trabalho vai optar-se por se seguir o procedimento apresentado no final de 5.4.2, ou seja, em primeiro lugar procede-se à determinação da rigidez à flexão EI_c tanto em fase não fendilhada, I, como em fase fendilhada, II. De acordo com 5.2.2, no cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efetiva conforme a expressão (5.3):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \Leftrightarrow \frac{33}{1 + 1,678} = 12,32 \text{ GPa} \quad (5.107)$$

Secção Não Fendilhada, I:

$$I_{c1,I} = \frac{1 \times 0,26^3}{12} = 0,001465 \text{ m}^4 \quad (5.108)$$

$$E_{c,eff} \cdot I_{c1,I} = 12,32 \times 10^6 \times 0,001465 = 18048,8 kN.m^2 \quad (5.109)$$

Secção Fendilhada, II:

Para a secção fendilhada é necessário realizar o cálculo do novo eixo neutro e aplicar o *Teorema de Steiner* aquando do cálculo da sua inércia.

$$\text{Considera-se: } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{12,32} = 16,23 \quad (5.110) \quad c_{nom} = 25mm$$

$$\begin{aligned} e.n \Rightarrow 1 \times x \times \frac{x}{2} + (16,23 - 1) \times 6,79 \times 10^{-4} \times (x - 0,04) &= 16,23 \times 3,02 \times 10^{-4} \times (0,26 - 0,04 - x) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow x &= 0,04147m \end{aligned} \quad (5.111)$$

$$\begin{aligned} I_{c2,II} &= \frac{1 \times 0,04147^3}{12} + (1 \times 0,04147) \times \left(\frac{0,04147}{2} \right)^2 + (16,23 - 1) \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,04147 - 0,04)^2 + \\ &+ 16,23 \times 3,02 \times 10^{-4} \times (0,26 - 0,04 - 0,04147)^2 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow I_{c2,II} &= 0,00018m^4 \end{aligned} \quad (5.112)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 2,9 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0,26^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 32,67 kN \cdot m \quad (5.113)$$

Em segundo lugar, procede-se à determinação do diagrama de momentos M e o diagrama de momentos aplicando o teorema dos trabalhos virtuais \bar{M} . Serão então apresentadas duas equações por cada um dos diagramas, sendo que uma se refere à primeira metade da laje e a outra à segunda metade.

M :

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 30,05 \cdot x - \left(\frac{12,02}{2} \right) \cdot x^2 \quad (5.114)$$

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 37,5625 - \left(\frac{12,02}{2} \right) \cdot x^2 \quad (5.115)$$

\bar{M} :

$$\overline{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 0,5 \cdot x \quad (5.116)$$

$$\overline{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 1,25 - 0,5 \cdot x \quad (5.117)$$

Neste momento, já se tem condições para proceder à determinação dos valores das curvaturas em cada secção, das curvaturas médias e por fim aplicar o teorema dos trabalhos virtuais para assim se chegar ao valor final da deformação. Optou-se pela representação de todos estes valores no quadro 5.5, mas para sua clara e justificada utilização demonstra-se, em primeiro lugar, todas as expressões que colaboraram para os seus cálculos.

De acordo com o terceiro passo do procedimento determina-se, para cada secção, as curvaturas $1/r_1$ e $1/r_2$:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_c}{EI_c} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_1} \right)_i = \frac{M_i}{E_{c,eff} \cdot I_{ci,l}} \quad (5.118)$$

De seguida através da expressão (5.119) procede-se ao cálculo da curvatura média $1/r_m$:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_2} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_m} \right)_i = (1 - \zeta_i) \cdot \left(\frac{1}{r_1} \right)_i + \zeta_i \cdot \left(\frac{1}{r_2} \right)_i \quad (5.119)$$

Note-se que é necessário efetuar o cálculo do coeficiente de repartição ζ , que é dado pela expressão (5.43) enunciada em 5.4.1:

$$\begin{aligned} \zeta &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \zeta_i = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_i} \right) \text{ para } M_i > M_{cr} \\ &\Leftrightarrow \zeta_i = 0 \text{ para } M_i < M_{cr} \end{aligned} \quad (5.120)$$

Por fim e aplica-se o teorema dos trabalhos virtuais:

$$\alpha = \int \frac{1}{r_m} \cdot \overline{M} \cdot dx \Leftrightarrow \alpha \cong \sum_i \left(\frac{1}{r_m} \right)_i \cdot \overline{M}_i \cdot \Delta x_i \quad (5.121)$$

Note-se que o valor Δx_i considerado para o cálculo refere-se ao espaçamento entre cada ponto considerado. Neste caso específico e como demonstrado no quadro 5.5 o valor utilizado foi 0,5m.

Quadro 5.5 – Cálculo da Flecha 3

Ponto i	M_i	\overline{M}_i	ζ_i	$(1/r1)_i$	$(1/r2)_i$	$(1/rm)_i$	$(1/rm)_i \times \overline{M}_i \times \Delta x_i$
0,5	13,52	0,25	0	0,00075	0,00610	0,00075	0,000094
1	24,04	0,50	0	0,00133	0,01084	0,00133	0,000333
1,5	31,55	0,75	0	0,00175	0,01423	0,00175	0,000656
2	36,06	1,00	0,58951	0,00200	0,01626	0,01041	0,005203
2,5	37,56	1,25	0,62169	0,00208	0,01694	0,01132	0,007073
3	36,06	1,00	0,58951	0,00200	0,01626	0,01041	0,005203
3,5	31,55	0,75	0	0,00175	0,01423	0,00175	0,000656
4	24,04	0,50	0	0,00133	0,01084	0,00133	0,000333
4,5	13,52	0,25	0	0,00075	0,00610	0,00075	0,000094
$\Sigma =$							0,019643 m
							19,643061 mm

Assim determina-se um valor final da flecha da laje considerada de 19,64 mm.

5.8 CÁLCULO FLECHA 4 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DO CÁLCULO ENUNCIADO NO EC2

Aplicando a combinação quase-permanente de ações tem-se:

$$p_{cqp} = \sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \Leftrightarrow p_{cqp} = 10,37 + 0,2 \times 2 = 10,77 \text{ kN/m} \quad (5.122)$$

$$M_{cqp} = \frac{p_{cqp} \cdot l^2}{8} \Leftrightarrow M_{cqp} = \frac{10,77 \times 5^2}{8} = 33,65625 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (5.123)$$

5.8.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

O valor do coeficiente de fluência é precisamente igual ao coeficiente de fluência anteriormente calculado em 5.6.2 devido ao facto de se estar a calcular exatamente o mesmo tipo de laje.

Assim,

$$\varphi(t, t_0) = 1,713 \quad (5.124)$$

5.8.2 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES POR INTEGRAÇÃO

Nesta parte do trabalho vai optar-se por se seguir o procedimento apresentado no final de 5.4.2, ou seja, em primeiro lugar procede-se à determinação da rigidez à flexão EI_c tanto em fase não fendilhada, I, como em fase fendilhada, II. De acordo com 5.2.2, no cálculo da deformação deve ser usado o módulo de elasticidade efetiva conforme a expressão (5.3):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \Leftrightarrow \frac{33}{1 + 1,713} = 12,16 GPa \quad (5.125)$$

Secção Não Fendilhada, I:

$$I_{c1,I} = \frac{1 \times 0,21^3}{12} = 0,000772 m^4 \quad (5.126)$$

$$E_{c,eff} \cdot I_{c1,I} = 12,16 \times 10^6 \times 0,000772 = 9387,52 kN.m^2 \quad (5.127)$$

Secção Fendilhada, II:

Para a secção fendilhada é necessário realizar o cálculo do novo eixo neutro e aplicar o *Teorema de Steiner* aquando do cálculo da sua inércia.

$$\text{Considera-se: } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{12,16} = 16,45 \quad (5.128) \quad c_{nom} = 25 mm$$

$$\begin{aligned} e.n \Rightarrow 1 \times x \times \frac{x}{2} + (16,45 - 1) \times 7,92 \times 10^{-4} \times (x - 0,04) &= 16,45 \times 3,52 \times 10^{-4} \times (0,21 - 0,04 - x) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow x &= 0,03918 m \end{aligned} \quad (5.129)$$

$$\begin{aligned} I_{c2,II} = \frac{1 \times 0,03918^3}{12} + (1 \times 0,03918) \times \left(\frac{0,03918}{2} \right)^2 + (16,45 - 1) \times 7,92 \times 10^{-4} \times (0,03918 - 0,04)^2 + \\ + 16,45 \times 3,52 \times 10^{-4} \times (0,21 - 0,04 - 0,03918)^2 \Leftrightarrow \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow I_{c2,II} = 0,000119m^4$$

$$(5.130)$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 2,9 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0,21^2}{6} \Leftrightarrow M_{cr} = 21,315kN \cdot m \quad (5.131)$$

Em segundo lugar, procede-se à determinação do diagrama de momentos M e o diagrama de momentos aplicando o teorema dos trabalhos virtuais \bar{M} . Serão então apresentadas duas equações por cada um dos diagramas, sendo que uma se refere à primeira metade da laje e a outra à segunda metade.

M :

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 26,925 \cdot x - \left(\frac{10,77}{2}\right) \cdot x^2 \quad (5.132)$$

$$M(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 33,65625 - \left(\frac{10,77}{2}\right) \cdot x^2 \quad (5.132)$$

\bar{M} :

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 0,5 \cdot x \quad (5.133)$$

$$\bar{M}(x_{0 \rightarrow 2,5}) = 1,25 - 0,5 \cdot x \quad (5.134)$$

Neste momento, já se tem condições para proceder à determinação dos valores das curvaturas em cada secção, das curvaturas médias e por fim aplicar o teorema dos trabalhos virtuais para assim se chegar ao valor final da deformação. Optou-se pela representação de todos estes valores no quadro 5.6, mas para sua clara e justificada utilização demonstra-se, em primeiro lugar, todas as expressões que colaboraram para os seus cálculos.

De acordo com o terceiro passo do procedimento determina-se, para cada secção, as curvaturas $1/r_1$ e $1/r_2$:

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_c}{EI_c} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_1}\right)_i = \frac{M_i}{E_{c,eff} \cdot I_{ci,I}} \quad (5.135)$$

De seguida através da expressão (5.136) procede-se ao cálculo da curvatura média $1/r_m$:

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_1} + \zeta \cdot \frac{1}{r_2} \Leftrightarrow \left(\frac{1}{r_m} \right)_i = (1 - \zeta_i) \cdot \left(\frac{1}{r_1} \right)_i + \zeta_i \cdot \left(\frac{1}{r_2} \right)_i \quad (5.136)$$

Note-se que é necessário efetuar o cálculo do coeficiente de repartição ζ , que é dado pela expressão (5.43) enunciada em 5.4.1:

$$\begin{aligned} \zeta &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_r}{M} \right)^2 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \zeta_i &= 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_i} \right) \text{ para } M_i > M_{cr} \\ \Leftrightarrow \zeta_i &= 0 \text{ para } M_i < M_{cr} \end{aligned} \quad (5.137)$$

Por fim e aplica-se o teorema dos trabalhos virtuais:

$$\alpha = \int \frac{1}{r_m} \cdot \overline{M} \cdot dx \Leftrightarrow \alpha \cong \sum_i \left(\frac{1}{r_m} \right)_i \cdot \overline{M}_i \cdot \Delta x_i \quad (5.138)$$

Note-se que o valor Δx_i considerado para o cálculo refere-se ao espaçamento entre cada ponto considerado. Neste caso específico e como demonstrado no quadro 5.6 o valor utilizado foi 0,5m.

Quadro 5.6 – Cálculo da Flecha 4

Ponto i	M_i	\overline{M}_i	ζ_i	$(1/r1)_i$	$(1/r2)_i$	$(1/rm)_i$	$(1/rm)_i \times \overline{M}_i \times \Delta x_i$
0,5	12,12	0,25	0	0,00129	0,00836	0,00129	0,000161
1	21,54	0,50	0,51039	0,00230	0,01487	0,00871	0,002178
1,5	28,27	0,75	0,71578	0,00301	0,01951	0,01482	0,005559
2	32,31	1,00	0,7824	0,00344	0,02230	0,01820	0,009098
2,5	33,66	1,25	0,79946	0,00359	0,02323	0,01929	0,012056
3	32,31	1,00	0,7824	0,00344	0,02230	0,01820	0,009098
3,5	28,27	0,75	0,71578	0,00301	0,01951	0,01482	0,005559
4	21,54	0,50	0,51039	0,00230	0,01487	0,00871	0,002178
4,5	12,12	0,25	0	0,00129	0,00836	0,00129	0,000161
$\Sigma =$							0,046048 m
							46,048159 mm

Assim determina-se um valor final da flecha da laje considerada de 46,05 mm.

5.9 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.9.1 ANÁLISE GERAL

Com a análise de resultados pretende-se avaliar o comportamento das lajes estudadas com ou sem a presença das cargas correspondes às paredes divisórias. De acordo com isso e como se verifica no quadro 5.7, será feita uma análise comparativa entre os valores das deformações das lajes com as diferentes espessuras e os valores admitidos pelo eurocódigo 2 de forma a não afetar o aspeto e as condições de utilização. Como já relatado anteriormente, o valor para os casos em que as lajes se encontram apenas sujeitas às cargas, sem a presença das paredes divisórias, é 1/250 e para os casos em que a deformação já afeta as divisórias esse valor limite é 1/500.

Quadro 5.7 - Análise ao Comportamento das Lajes

	Espessura	Flecha	Limite EC2
Laje sem parede divisória (l=5m)	0,26 m	4,32 mm	5000 / 250 = 20 mm
	0,21 m	30,63 mm	
Laje com parede divisória (l=5m)	0,26 m	19,64 mm	5000 / 500 = 10 mm
	0,21 m	46,05 mm	

É possível verificar que unicamente no primeiro caso, quando se considera apenas a ação das cargas na laje de maior espessura e sem a presença da parede divisória, é cumprido o valor limite do Eurocódigo

2. Em todos os outros casos é de notar que o valor da flecha da laje a tempo infinito ultrapassa consideravelmente o valor limite presente no regulamento em questão. Especificamente em relação ao terceiro e quarto caso, que, devido à consideração das paredes de alvenaria, são aqueles que na realidade se consideram mais importantes para o estudo desenvolvido, verifica-se que o valor da flecha calculada entrando com a fissuração e fluência é muito superior, em ambos, relativamente ao limite do Eurocódigo 2. É de notar que os cálculos foram executados admitindo que ainda não se tinha procedido à descoragem da laje, sendo esta a situação mais desfavorável possível. Concordante com isto, e também devido à contribuição brutal que os valores da flecha assumem na zona dos tramos em que o momento ultrapassa o valor do momento crítico, é de esperar os altos valores verificados. O Eurocódigo 2 é perentório neste tipo de cenário porque dá abertura para se considerar apenas o acréscimo da flecha.

Pela análise da figura 5.10 e de acordo com os gráficos apresentados é possível observar e analisar com mais clareza os valores calculados.

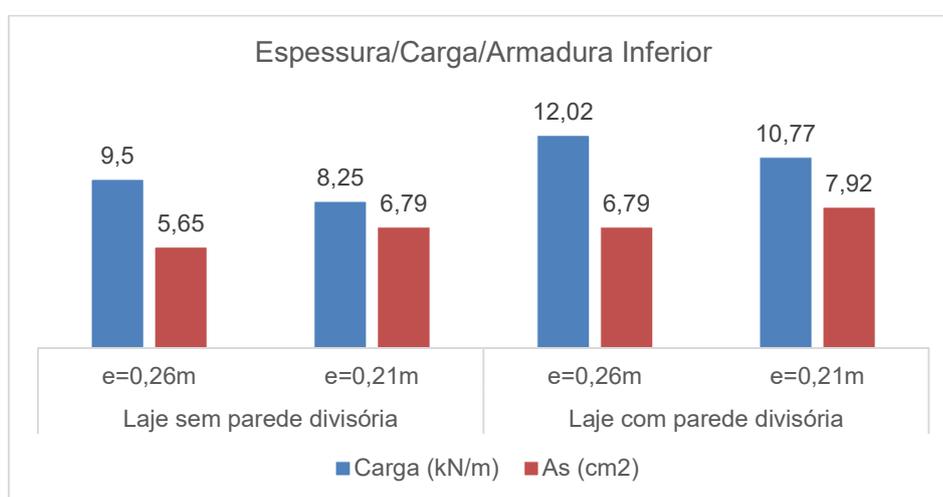


Fig. 5.10 - Relação entre as cargas atuantes e as armaduras inferiores consideradas

O gráfico apresentado na Fig. 5.10 é importante para se entenderem as variações entre as armaduras inferiores consideradas nos 4 casos de estudo. É de notar que, nos dois primeiros casos, os cálculos são realizados tendo em consideração a laje sem a parede divisória e, nos dois últimos casos, considerando a laje com a parede divisória. Estas variações têm relação direta com as respetivas espessuras pois, as alterações dos valores das cargas atuantes dependem, não só do facto de se considerar, ou não, a presença da parede divisória, como também do impacto que a variação da espessura da laje tem relativamente ao valor da carga considerada para os cálculos.

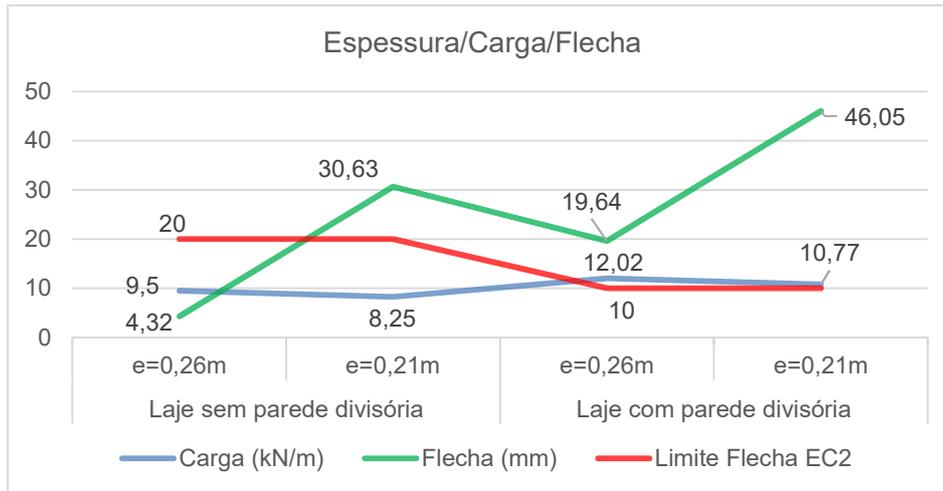


Fig. 5.11 - Relação entre as cargas atuantes, as flechas calculadas e os valores limites do EC2

No gráfico da Fig. 5.11 são apresentados os valores das flechas para cada caso e com uma organização semelhante à do gráfico anterior, mas neste caso é feita uma relação entre os valores das cargas atuantes e as flechas correspondentes. Procedendo a uma comparação caso a caso esta deve ser sempre feita aos pares, com dois cenários possíveis:

- Comparando as lajes com os valores de espessuras iguais, sem e com a presença da parede divisória, respetivamente, casos 1 e 3 e casos 2 e 4;
- Comparando os casos em que apenas se considera a laje, ou seja, a parede de alvenaria divisória não entra nos cálculos, casos 1 e 2, e de seguida comparar os casos em que se considera a laje com a presença da parede divisória, casos 3 e 4;

Relativamente aos pares de casos 1 e 3 e 2 e 4, é de referir que os valores correspondem ao esperado, devido ao facto de ser perfeitamente normal o resultado da flecha obtida nos casos em que se considera a presença da parede de alvenaria ser muito mais elevado por ação de uma carga superior. Comparando os dois pares de soluções verifica-se que a flecha da laje do terceiro caso representa um acréscimo de 354,6% do valor do primeiro caso e a flecha da laje do quarto caso representa um acréscimo de 50,34% do valor do segundo caso.

Relativamente ao segundo cenário de comparação, nota-se que em ambos os pares de casos, 1 e 2 e 3 e 4, se dá um grande aumento do valor da flecha quando se passa a considerar a laje com menor valor de espessura. Estes valores são expectáveis de acordo com a grande variação de rigidez aplicada às lajes com a diminuição de 5 cm, tornando-as mais deformáveis e mais sensíveis ao efeito de fluência. A flecha de 19.64 mm, do caso 3, resulta de nesta situação já haver na laje em causa zonas em que o momento das cargas permanentes ultrapassa o valor do momento de fendilhação (ver quadro 5.5).

O propósito principal deste gráfico, Fig. 5.11, é confrontar estes valores com os limites do eurocódigo 2 presentes no quadro 5.7, 20 mm e 10 mm, respetivamente para a situação em que se considera a laje sem e com a presença da parede divisória. Desta maneira, observa-se com mais evidência quais são os casos em que estes valores limites são ultrapassados, especificamente, no caso dois, três e quatro, conforme se comprova pela perceção dos valores da flecha acima da linha vermelha do gráfico.

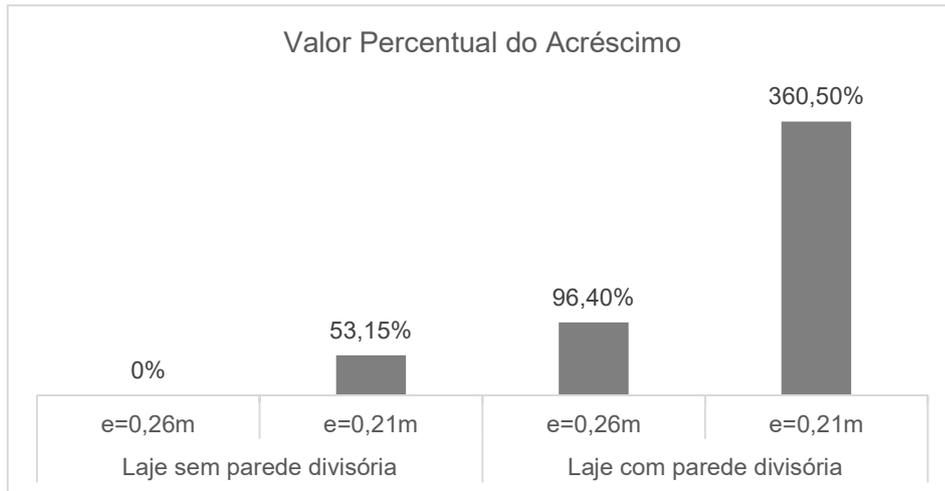


Fig. 5.12 - Valores percentuais do acréscimo das flechas das lajes relativamente ao limite do EC2

Por fim, e como constatado no gráfico da Fig. 5.12, é de notar a existência de um crescimento percentual relativo ao afastamento dos valores das flechas comparativamente aos limites existentes no regulamento. Nos casos em que a espessura é 0,21 m é natural que o acréscimo percentual ultrapasse em grande parte o valor limite do EC2.

Como já referido anteriormente, o objetivo principal deste subcapítulo passa por estudar os casos em que se considera a presença da parede de alvenaria divisória, ou seja, casos 3 e 4, em que quando o valor da espessura da laje é 0,26 m, o valor da flecha corresponde a um acréscimo de 96,4% do valor que o EC2 admite e, quando se diminui a espessura 5 cm, esse valor vai corresponder a um acréscimo de 360,6%.

5.9.2 VERIFICAÇÃO SE O ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO ESPECIFICADO NO EC2 É CUMPRIDO PARA AS LAJES COM PRESENÇA DE PAREDES DE ALVENARIA DIVISÓRIAS

Para a laje com espessura igual a 0,26 m e de acordo com 5.3, consultando o quadro 5.2 e como estamos perante uma laje simplesmente apoiada armada numa direção tem-se que:

$$l/d = (l/d)_{\text{Quadro 5.2}} \cdot k_{\sigma_s} \cdot k_t \cdot k_l \quad (5.139)$$

Com

$$l = 5 \text{ m}$$

$$(l/d)_{\text{Quadro 5.2}} = 20$$

$$k_{\sigma_s} = 310/\sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cqp}}{z \cdot A_s} = \frac{M_{cqp}}{0,9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{37,5625}{0,9 \times 0,22 \times 6,79 \times 10^{-4}} = 279,4 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{\sigma_s} = 310/279,4 = 1,11$$

$$k_t = 1$$

$$k_l = 1$$

Assim

$$5/d = 20 \times 1,11 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d = 0,225 \text{ m} < 0,22 \text{ m} \quad \text{KO!} \quad (5.140)$$

Para a laje com espessura igual a 0,21 m e de acordo com 5.3, consultando o quadro 5.2 e como estamos perante uma laje simplesmente apoiada armada numa direção tem-se que:

$$l/d = (l/d)_{\text{Quadro 5.2}} \cdot k_{\sigma_s} \cdot k_t \cdot k_l \quad (5.141)$$

Com

$$l = 5 \text{ m}$$

$$(l/d)_{\text{Quadro 5.2}} = 20$$

$$k_{\sigma_s} = 310/\sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_{cqp}}{z \cdot A_s} = \frac{M_{cqp}}{0,9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{33,65625}{0,9 \times 0,17 \times 7,92 \times 10^{-4}} = 277,7 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{\sigma_s} = 310/277,7 = 1,12$$

$$k_t = 1$$

$$k_l = 1$$

Assim

$$5/d = 20 \times 1,12 \times 1 \times 1 \Leftrightarrow d = 0,22 \text{ m} < 0,17 \text{ m} \quad \text{KO!} \quad (5.142)$$

5.10 SUGESTÕES PARA A EXECUÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA DE FORMA A EVITAR A OCORRÊNCIA DE FISSURAS

5.10.1 NOTA INTRODUTÓRIA

Com este subcapítulo pretende-se estudar e sugerir formas possíveis de se evitar a ocorrência das fissurações nas paredes de alvenarias. É de referir que as deformações ocorrem de um modo significativo no início da vida da estrutura, prolongando-se com o decorrer dos anos, mas de forma menos notória. De acordo com a ação das cargas aplicadas sobre a estrutura é natural que todos os suportes de apoio sofram deformações, mas é nas lajes (elementos horizontais), submetidas aos esforços de flexão que as cargas verticais causam, que se reflete mais este fenómeno. Estas deformações significativas das lajes

podem originar variados danos, que ocorrem antes de se atingirem os valores limites para a deformação presentes nas normas. Geralmente, as paredes de alvenaria têm uma rigidez que não se adequa às flechas que ocorrem nas lajes. Observando a Fig. 5.13, é perceptível que a ação da carga da parede tende a dirigir-se para os apoios, tornando assim elevada a concentração de tensões nesta região.

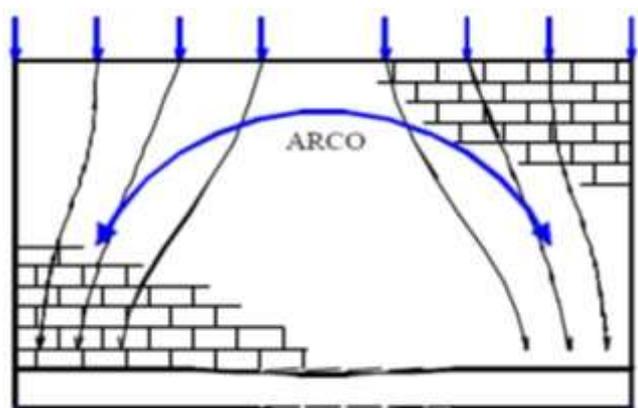


Fig. 5.13 - Efeito de arco em paredes de alvenaria apoiadas em lajes de betão armado [15]

Em contrapartida a este aumento de carga nas zonas mais rígidas (apoios), dá-se um alívio nas zonas mais deformáveis, criando desta forma o efeito de arco. Este mesmo efeito é um acontecimento importante para se proceder à avaliação dos esforços e das tensões nas ligações entre a parede de alvenaria e a laje de betão armado. Com isto e como se observa mais detalhadamente na Fig. 5.14, é evidente o aparecimento de um afastamento da ligação na zona de maior deformada e o surgimento de um dano nos tramos das paredes de alvenaria próximos dos apoios, com as cargas a concentrarem-se em formas triangulares ou parabólicas.

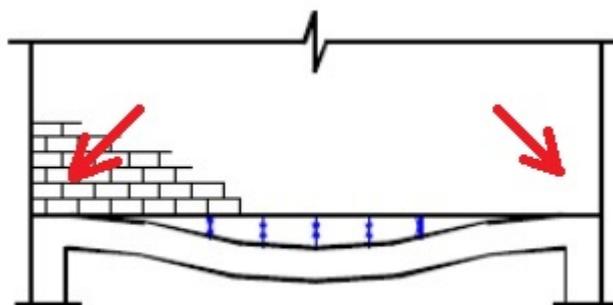


Fig. 5.14 - Afastamento e tensões verticais de tração na ligação parede/laje [15]

Em concordância com a Fig. 5.14 o objetivo é analisar o sistema parede/laje, onde a deformação provoca um deslocamento na região central, surgindo tensões verticais de tração, com o conseqüente descolamento na ligação entre a laje e a parede e, conseqüentemente a mobilização do efeito de arco na parede de alvenaria. Aquando da conceção da estrutura é essencial ter em atenção estes mesmos efeitos e assim adotar disposições construtivas de acordo com a situação em questão.

De acordo com o que foi identificado e descrito em 2.4 relativamente às principais causas de fissuração das paredes de alvenaria, é neste momento de realçar algumas das formas de prevenção destas fissuras devidas às deformações da laje de suporte: [7]

- Limitar os valores das flechas das lajes de suporte;
- Aumentar a capacidade de deformação das paredes de alvenaria;
- Diminuir a repercussão dos movimentos das lajes de suporte nas paredes de alvenaria;

De seguida serão apresentadas duas sugestões para se proceder à diminuição da repercussão dos movimentos das lajes de suporte nas paredes de alvenaria. Assim as soluções estudadas passam por: alvenarias assentes sobre faixas deformáveis (poliestireno extrudido de alta densidade) e alvenarias confinadas com elementos de confinamento superabundantes.

5.10.2 ALVENARIAS ASSENTES SOBRE FAIXAS DEFORMÁVEIS (POLIESTIRENO EXTRUDIDO DE ALTA DENSIDADE)

Esta solução passa por garantir uma boa ligação nas zonas verticais entre as paredes de alvenaria e os elementos estruturais. De acordo com o Manual de Alvenaria de Tijolo [7], esta boa ligação só é possível de executar procedendo à toscagem da superfície de betão (picar para melhorar a aderência) com a qual a alvenaria vai estar em contacto e à colocação de ligadores, embebidos na junta de argamassa, entre a alvenaria e o pilar de betão armado. É importante que a junta não prejudique a estabilidade das paredes de alvenaria e permita a deformação da laje, ou seja, deve ser colocado um material flexível que seja capaz de absorver estas deformações. Este material deverá ser o poliestireno extrudido de alta densidade observado na Fig. 5.16, que é apresentado em placas leves e rígidas cuja estrutura de células fechadas e paredes homogeneamente interligadas, geram um produto com alta estabilidade dimensional. As características principais deste material são: [17] e [18]

- Isolante sintético, fabricado por extrusão e expansão;
- Insensibilidade à absorção de água, por ter uma estrutura molecular de célula fechada;
- Baixa condutibilidade térmica e excelente resistência térmica;
- Elevada resistência à compressão;
- Elevada estabilidade dimensional;
- Densidade homogénea;
- Insensibilidade ao ataque de ácidos e bases;
- Fácil de transportar, cortar e aplicar, sendo compatível com todos os materiais de construção;
- Amigo do ambiente – gás expansor isento de cloro;
- Propriedades estáveis ao longo do tempo.

Por cima do poliestireno é usual executar-se uma viga de pequenas dimensões com dois varões de aço incorporada na parede e capaz de resistir à carga vertical da parede (peso próprio). É também de referir que é essencial assegurar que os revestimentos presentes nestas zonas de ligação tenham a sua capacidade de suportar movimentos melhorada.

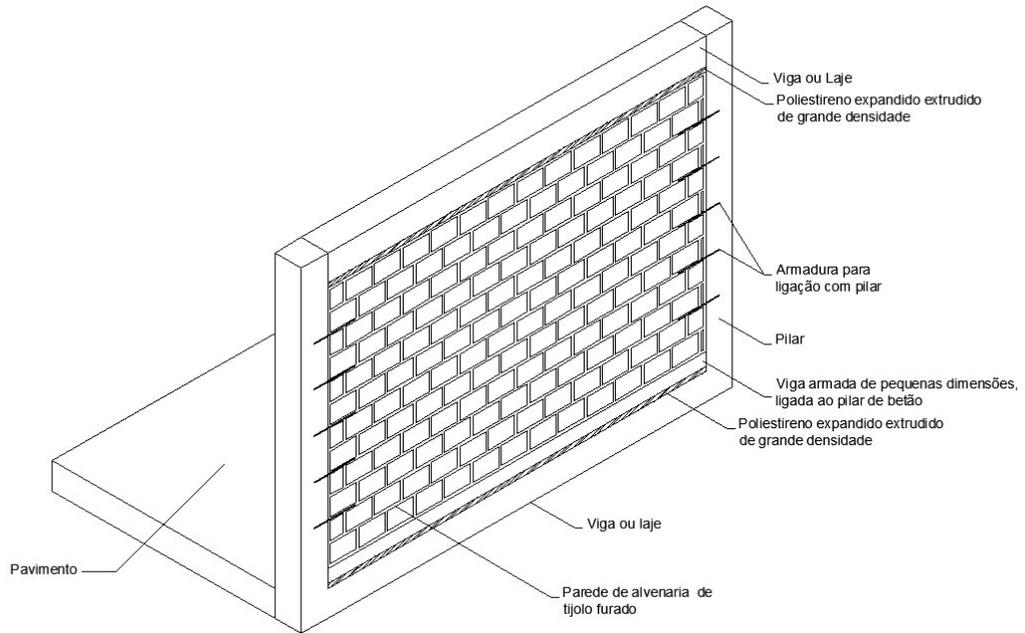


Fig. 5.15 - Laje e parede de alvenaria após a aplicação do poliestireno [3]



Fig. 5.16 - Poliestireno extrudido de alta densidade [17]

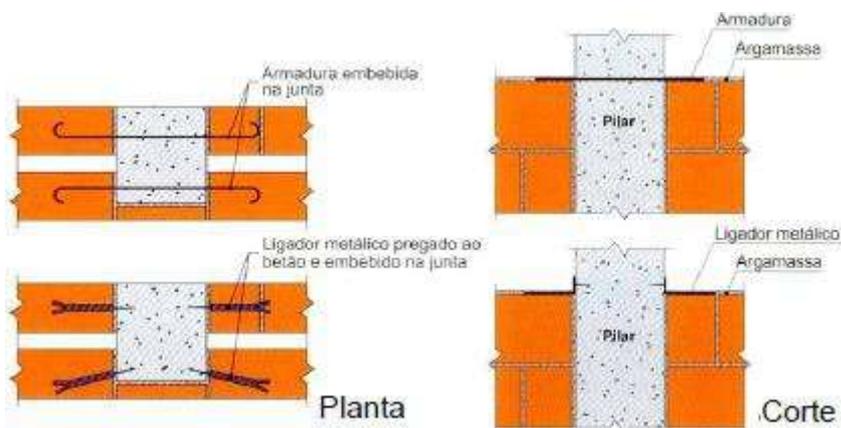


Fig. 5.17 - Exemplo de ligações estrutura/alvenaria [7]

5.10.3 ALVENARIAS CONFINADAS COM ELEMENTOS DE CONFINAMENTO SUPERABUNDANTES

Neste caso propõe-se como solução a parede de alvenaria confinada, que é caracterizada como um sistema com vigas e pilares armados, de pequenas dimensões e inseridos na parede. Relativamente ao comportamento mecânico, com esta solução e em comparação à referida anteriormente, conclui-se que é conferida à parede uma maior resistência mecânica a ações de corte, bem como uma maior capacidade de dissipação de energia e maior ductilidade. [16]

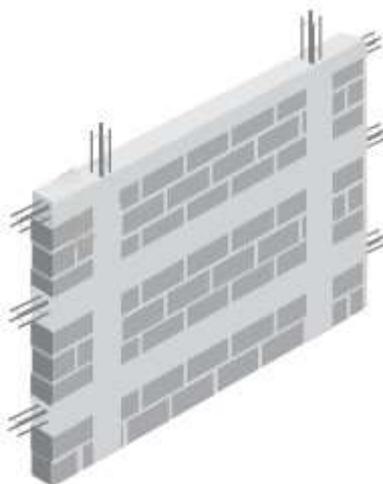


Fig. 5.18 - Confinamento da estrutura da parede de alvenaria [3]

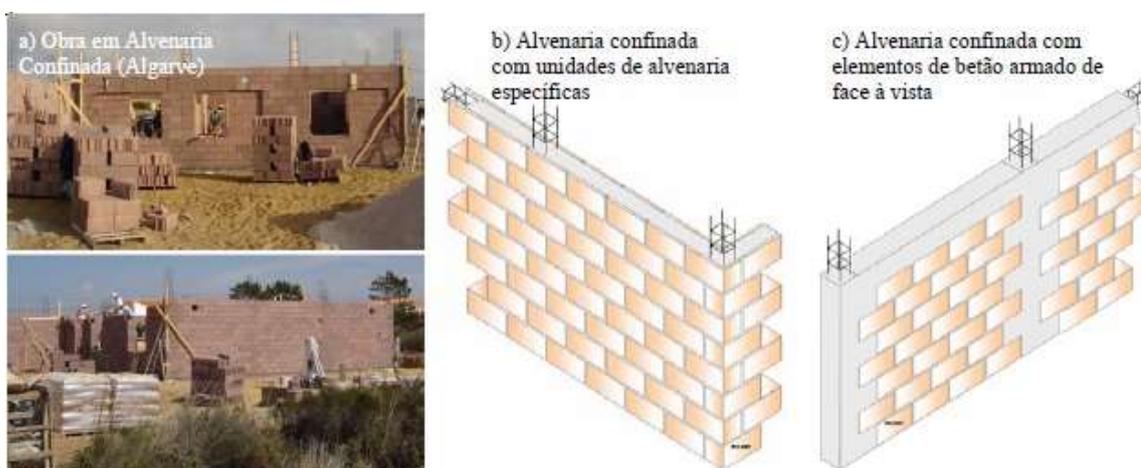


Fig. 5.19 - Exemplos de estruturas de paredes de alvenaria confinadas [16]

5.10.4 BREVE REFERÊNCIA ÀS ESTRATÉGIAS GERAIS DE MANUTENÇÃO E REABILITAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA FISSURADAS

De forma a contribuir para a sua prevenção o estudo relacionado com a manutenção e reabilitação das patologias das paredes de alvenaria, o seu diagnóstico e ações envolvidas são temas da maior

importância no dia-a-dia da engenharia civil. Na figura 5.20 é apresentado um exemplo de um possível registo gráfico.

No momento em que a patologia está presente na parede em questão e os seus efeitos negativos começam a ser cada vez mais perceptíveis, é inevitável não ser iniciado um processo de reparação. Em primeiro lugar inicia-se o diagnóstico da fissuração que assenta sempre sobre uma criteriosa observação, descrição e registo da constituição da fissura, das características e comportamentos dos materiais envolvidos e das estruturas de suporte. [7]

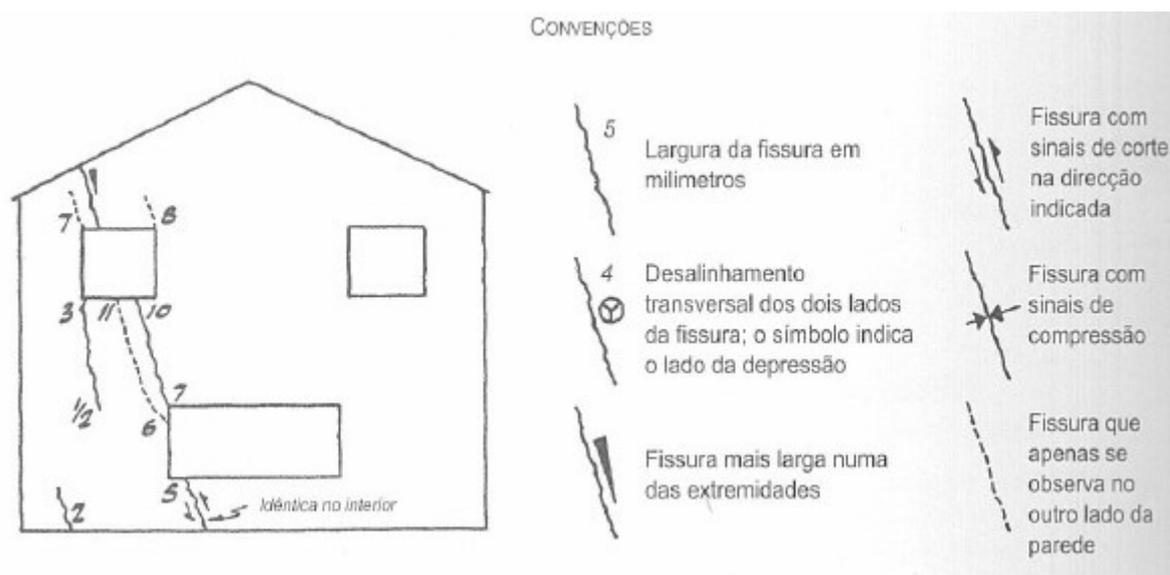


Fig. 5.20 - Exemplo de registo gráfico da fissuração de paredes [7]

Nos casos em que se está perante uma situação mais elementar, o diagnóstico pode ser feito de acordo com uma simples comparação relativamente a catálogos de fissuração ou fichas de anomalias existentes. A técnica de exclusão de hipóteses é outros dos processos muito usados. [7]

Em casos mais complexos, é necessário proceder à realização de ensaios no local da patologia e em laboratório, instrumentar as paredes para observar a evolução das fissuras e no final efetuar a respetiva análise. Um dos métodos possíveis passa por recorrer a programas informáticos de cálculo estrutural, para assim se elaborarem várias hipóteses de comportamento da estrutura e por fim se concluir, com uma explicação lógica, qual o fenómeno que deu origem à fissura, tendo em atenção que só se deve proceder à reparação simples da fissura quando esta se encontra estabilizada, sob pena de ela reaparecer. [7]



Fig. 5.21 - Exemplos de equipamentos e procedimentos para acompanhamento da evolução das fissuras em paredes [7]

De acordo com J. Mendes da Silva e Vítor Abrantes, em Patologia em Paredes de Alvenaria: Causas e Soluções [8], apresentam-se no quadro 5.8 alguns exemplos sobre as estratégias básicas no momento de intervir sobre os casos de fissuração em paredes de alvenaria não estruturais:

Quadro 5.8 - Exemplos da caracterização das estratégias gerais de manutenção e reabilitação para o caso da fissuração de paredes de alvenaria fissuradas [8]

Estratégia	Condicionantes	Exemplos de intervenção em situações de fissuração
Eliminação das anomalias	Consiste na reparação das fissuras. A eficácia depende do tipo de fissura e da sua estabilização. Nalguns casos pode ser feita por mera pintura decorativa.	Criação de rebaixos nas alvenarias ou nos revestimentos, sobre a fissura.
		Aplicação de tiras de papel adesivo ao longo da fissura, para criação de uma "ponte".
		Colocação revestimento armado sobre a fissura, não aderente a esta.

Substituição dos elementos mais afetados	<p>Solução radical e muito onerosa.</p> <p>Frequentemente necessária em cunhais, paredes de tijolo face à vista e fissuras de grande abertura.</p> <p>Pode não eliminar a causa.</p>	<p>Demolição total ou parcial das paredes – em situações de esmagamento nos apoios, fissuras graves trespassando tijolo à vista e argamassa.</p> <hr/> <p>Demolição de cunhais não travados ou com travamento sem a adequada resistência à expansão de um dos panos confinantes.</p> <hr/> <p>Demolição ou remoção de peitoris e outros acessórios fissurados.</p> <hr/> <p>Reconstrução das zonas demolidas e substituição dos acessórios removidos com técnicas e materiais mais adequados, incluindo frequentemente armaduras nas juntas, grampeamento, montantes de travamento e armaduras do revestimento.</p>
Ocultação das anomalias	<p>Solução geralmente económica. Pode ser definitiva se garantir o desempenho funcional do elemento construtivo.</p>	<p>Construção de pano de parede adicional.</p> <hr/> <p>Aplicação de revestimentos complementares desligados ou com significativa flexibilidade.</p> <hr/> <p>Aplicação de cobre juntas, sancas ou rodapés em fissuras estabilizadas de desenvolvimento muito regular (horizontais ou verticais).</p>
Proteção contra os agentes agressivos	<p>Confunde-se frequentemente com a eliminação das causas ou com o reforço das características funcionais.</p> <p>É preferível como medida preventiva.</p>	<p>Proteção contra as diversas formas de acesso da humidade.</p> <hr/> <p>Colocação de isolamento térmico.</p> <hr/> <p>Criação de juntas no contacto com elementos construtivos que transmitam cargas “parasitas”, etc.</p>
Eliminação das causas das anomalias	<p>É a ação mais eficaz, mas frequentemente impossível ou economicamente inviável.</p> <p>Obriga também, em geral, à eliminação da anomalia.</p> <p>Exemplos idênticos aos indicados para a “proteção contra os agentes agressivos”.</p>	
Reforço das características funcionais	<p>Não é, em geral, aplicável às alvenarias numa fase corretiva, mas sim numa fase preventiva.</p>	

6

CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que o eurocódigo 2 permite o cálculo da deformação de peças de betão armado submetidas à flexão (lajes, por exemplo) por um método de Integração Numérica, utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais. Este método é designado no EC2 por “Método Rigoroso”. Só é possível proceder ao cálculo através deste método desde que seja feito o dimensionamento das peças de betão armado com base no regulamento (neste caso, lajes), visto ser necessário saber qual a armadura da peça de forma a calcular a sua rigidez em estado fendilhado.

Como apresentado no quadro 2.4, o limite considerado pelo EC2 para que os elementos não estruturais (paredes de alvenaria) não se danifiquem é $1/500$. É também evidente neste mesmo quadro a diferença existente entre os valores apresentados pelos diversos autores e o valor limite considerado no regulamento. Os valores propostos pelos investigadores da área tiveram como base diversos estudos e ensaios, e são valores mais limitativos do que os impostos pelo EC2. Convém no entanto aqui dizer que o valor limite de $1/500$ referido no EC2 diz respeito (7.4.1(5)) a “flechas que ocorram depois da construção”, não sendo assim perfeitamente claro a que situação se reporta este valor.

Na presente dissertação foram avaliados os quatro casos de estudo considerados, mas na realidade e de acordo com o objetivo principal do trabalho, a análise passa pelos casos em que se está perante a presença da parede de alvenaria divisória. No processo de dimensionamento das lajes de betão armado foram cumpridas as exigências presentes no EC2 e de seguida foram analisados estes dois casos considerando como única variável o valor da espessura da laje.

Ambos os valores calculados correspondentes às flechas das lajes ultrapassam os limites impostos pelo EC2, não se garantindo assim a estabilidade da parede de alvenaria. Desta forma, a deformação das estruturas tem grande probabilidade de vir a provocar fissuração nas paredes de alvenaria não estruturais se não forem tomadas medidas para evitar que tal aconteça.

Este problema dá origem a inúmeros conflitos entre Donos de Obra / Projetistas / Empreiteiros, com a instauração de processos judiciais entre as diversas partes sempre de difícil resolução.

Relativamente às duas soluções propostas no subcapítulo 5.10 e de acordo com alguns resultados positivos apresentados na América do Norte e também em alguns países Europeus, estas são estratégias com capacidade para resultar, mas é de notar o reduzido desenvolvimento de ambas na situação atual da construção em Portugal. É também de notar que os custos associados à implementação destas soluções ultrapassam certamente os valores habituais para este tipo de trabalhos, donde a aceitação destas metodologias será certamente limitada.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Será interessante ser desenvolvido um estudo com mais casos de espessura das lajes, variando o seu valor, por exemplo, de cm em cm, de forma a estudar a influência real da espessura nos valores finais da deformação (esta influência depende da armadura utilizada, que por sua vez vai interferir na zona da laje que se apresentará fendilhada, pelo que o cálculo terá de ser feito caso a caso).

Em seguida, e para uma dada espessura de laje, será também de estudar a influência da variação do vão nos valores das deformações; esta variação poderá ser feita de 0.10 m em 0.10 m.

Poderão também ser estudados outros tipos de lajes (aligeiradas, por exemplo), com outras condições de apoio e continuidade, armadas numa ou em duas direções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Eurocódigo 6. *Projecto de Estruturas de Alvenaria – Part 1-1: Regras gerais para edifícios – Regras para alvenaria armada e não armada*, CEN, ENV 1996-1-1, 1995.
- [2] Sousa, H. *Alvenarias em Portugal. Situação Actual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria. Porto, 2002.
- [3] Pereira, M. *Influência da Deformabilidade das Lajes Fungiformes no Comportamento das Alvenarias Exteriores*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [4] Sousa, H. *Construções em Alvenaria Apontamentos*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- [5] Costa, J. *Influência da Deformabilidade de Alvenarias Interiores na Concepção Estrutural de um Edifício*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [6] American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*. ACI Committee 318, 1992.
- [7] *Manual de Alvenaria de Tijolo*, APICER, Coimbra 2000.
- [8] Mendes, J., Abrantes, V. *Patologia em Paredes de Alvenaria: Causas e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria. 2007.
- [9] Pereira, M. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2005.
- [10] Eurocódigo 1. *Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – peso volúmico, peso próprios, sobrecargas em edifícios*, CEN, ENV 1991-2-1, 1995.
- [11] Figueiras, J. *Verificação aos Estados Limites de Utilização*, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1997.
- [12] Eurocódigo 2. *Projecto de estruturas de betão – Parte 1.1: Regras gerais para edifício*, CEN, EN 1992-1-1, 2004.
- [13] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)*, Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio.
- [14] Figueiras, J., Faria, R., Nunes, S., Pimentel, M. *Estruturas de Betão 2 Conteúdos*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [15] Barbosa, P. *Estudo da Interação de Paredes de Alvenaria Estrutural com Vigas de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2000.
- [16] Gouveia, J., Lourenço, P., Vasconcelos, G. *Soluções Construtivas em Alvenaria*. Congresso Construção – 3º Congresso Nacional, Coimbra, 2007.
- [17] Isotran (<http://isotran.com.br/poliestireno-moldado-de-alta-densidade/placas/>). 25/09/2016.
- [18] Grazimac (http://grazimac.pt/?page_id=59). 25/09/2016.
- [19] Engenharia Civil .com (<http://www.engenhariacivil.com/dicionario/>). De 15/03/2016 a 27/09/2016.

- [20] Sousa, H. *Tecnologias de Sistemas Construtivos Conteúdos*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.
- [21] Lúcio, V. *Estados limites de deformação*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2006.
- [22] Mendes, J. *Alvenarias não estruturais. Patologias e estratégias de reabilitação*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria. Porto, 2002.

