

**Verificação da resistência ao fogo de lajes mistas com
chapa perfilada de acordo com a EN1994-1-2**

Desenvolvimento de um toolkit em Excel

João Francisco Ferreira da Silva Bastos

Dissertação para obtenção do Grau Mestre em Engenharia Civil

Mestrado integrado em Engenharia Civil

Orientadores:

Prof. Doutor Luís Manuel Calado Oliveira Martins

Prof. Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Júri

Presidente: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Vogal: Prof. Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real

Março 2017

RESUMO

A utilização de lajes mistas com chapa perfilada é uma solução interessante em relação às tradicionais lajes em betão armado, uma vez que se trata de uma solução mais leve e com elevada rapidez de execução. Em caso de incêndio a chapa perfilada em aço fica, de um modo geral, em contacto direto com o fogo diminuindo a sua rigidez. Como solução desse problema é geralmente utilizada armadura de reforço nas nervuras, de modo a garantir a capacidade resistente da laje durante o incêndio.

Como forma de efetuar uma verificação ao fogo para este tipo de lajes, foi desenvolvido, no âmbito desta dissertação, um programa de cálculo (*toolkit* em Excel). Foram tomados como base, os conceitos de segurança do Eurocódigo 4, parte 1-2 (relativa à segurança ao fogo). Dentro desse Eurocódigo existem diversas abordagens de cálculo que serão discutidas ao longo da presente dissertação. No entanto, o foco irá para o método simplificado de cálculo que foi a metodologia adotada no desenvolvimento do *toolkit*. A partir de parâmetros de entrada, como a geometria da chapa e a classe dos materiais, o *toolkit* classifica a laje tendo em conta três critérios fundamentais: Resistência (Critério R), Estanquidade (Critério E) e Isolamento (critério I).

A partir da ferramenta criada, passa-se assim a uma análise de resultados, recorrendo à componente gráfica do programa e à linguagem de programação em *VisualBasic*. Com base nos resultados obtidos, tentar-se-á perceber quais os parâmetros mais preponderantes em termos da resistência ao fogo.

PALAVRAS-CHAVE

Estruturas, Segurança contra incêndios, Fogo, Laje mista, Eurocódigo, Toolkit

ABSTRACT

Using composite steel and concrete slabs is an interesting solution compared with the traditional concrete slabs, because it's less expensive and shows a straightforward implementation. In a fire scenario, the profiled sheet remains in direct contact with the fire, reducing its resistance. As a solution to that problem, generally a reinforced bar is used in the middle of the ribs to increase the slab resistance during the fire.

In the scope of this thesis, an Excel program (*toolkit*) was developed in order to evaluate the fire resistance of composite slabs. Safety procedures mentioned in Eurocode 4, part 1-2 (fire part) was taken into account. Inside this Eurocode there are different approaches regarding calculation methods that are studied, however, simple calculation methods are the main focus, once there were in the bases of the *toolkit*. Starting with input parameters, such as the steel sheet's geometry and the material's class, the *toolkit* classifies the composite slab regarding three main parameters: load bearing (Criterion R), integrity (Criterion E) and thermal isolation (Criteria I).

From this tool that was developed, a result analysis is carried by the mean of a graphic component and programming language in *VisualBasic*. The main objective is to achieve some conclusions about the most important parameters in the terms of fire resistance.

KEY-WORDS

Structures, Fire safety, Fire, Composite slab, Eurocode, Toolkit

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação marca o fim duma etapa na minha vida. É com grande orgulho e com um sentimento de realização que concluo o mestrado. Como tal, gostaria de agradecer a todas as pessoas que estiveram envolvidas no meu percurso académico.

Começo por agradecer aos meus pais, por me proporcionarem as melhores condições à realização do curso. À minha irmã que me ajudou bastante na componente gráfica desta dissertação.

Aos meus colegas de curso, com quem passei inúmeras horas na biblioteca e nas salas de estudo do pavilhão de Civil.

Aos meus amigos, que me acompanharam ao longo do meu percurso académico e que estiveram sempre presentes nos bons momentos de diversão assim como nos menos bons.

Um especial obrigado ao professor Luís Calado pela disponibilidade e pela motivação demonstrada ao longo da dissertação.

Bem hajam!

ÍNDICE

RESUMO	I
ABSTRACT	III
AGRADECIMENTOS.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XV
SIMBOLOGIA.....	XVII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Conceito de estrutura mista	2
1.3 Segurança contra Incêndios.....	5
1.3.1 Regulamentação Portuguesa.....	5
1.3.2 Dispositivos de segurança	8
1.3.3 Eurocódigos	10
1.4 Objetivos.....	11
1.5 Estrutura da dissertação.....	12
2 ESTADO DE ARTE	13
2.1 Estruturas mistas.....	13
2.2 Materiais.....	14
2.2.1 Betão	14
2.2.2 Aço Estrutural.....	15
2.2.3 Propriedades térmicas dos materiais	18
2.2.3.1 Betão	19
2.2.3.2 Aço enformado a frio.....	21
2.3 Evolução Regulamentar da SCI	23

2.3.1	Regulamentação Portuguesa	23
2.3.1.1	O Incêndio do Chiado	24
2.3.1.2	Windsor Tower	25
2.3.2	Regulamentação Europeia	27
2.4	Investigação em lajes mistas	28
2.4.1	Ensaio ao fogo de Cardington	28
2.4.2	Efeito de membrana	30
3	CÁLCULO DE ESTRUTURAS AO FOGO.....	35
3.1	Definição das cargas	35
3.1.1	Simplificação 1	37
3.1.2	Simplificação 2	37
3.1.3	Simplificação 3	37
3.2	Ação Térmica	38
3.2.1	Curvas de incêndio nominais	40
3.2.2	Incêndios localizados.....	41
3.2.2.1	Modelo de plumas	41
3.2.3	Curvas de incêndio natural/ paramétricas.....	42
3.2.4	Tempo equivalente	43
3.2.5	Modelos de zonas	43
3.2.6	Modelos CFD	44
3.3	Resposta térmica	Error! Bookmark not defined.
3.4	Comportamento da estrutura	45
4	TOOLKIT EM EXCEL.....	47
4.1	Definição das cargas	48
4.2	Método Simplificado de Cálculo	48
4.2.1	Campo de Aplicação	49
4.2.2	Critério I	49
4.2.3	Critério R	51
4.2.3.1	Laje não reforçada.....	51
4.2.3.2	Laje reforçada	57

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA	61
5.1 Laje não reforçada.....	62
5.1.1 Materiais.....	62
5.1.2 Parâmetro geométrico h_1	63
5.1.3 Parâmetro geométrico h_2	66
5.1.4 Parâmetro geométrico l_1 e l_3	68
5.1.5 Parâmetro geométrico l_2	71
5.2 Laje reforçada	73
5.3 Validação de resultados	75
5.3.1 Quadro comparativo	76
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
6.1 Conclusões	77
6.2 Desenvolvimentos futuros	80
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
Publicações escritas – Artigos científicos e livros	81
Documentos Normativos	82
Páginas web.....	Error! Bookmark not defined.
ANEXOS	83
Anexo 1: Fatores de risco para as diferente UT's	83
Anexo 2: Toolkit em Excel	84
Geometria e Materiais	84
Critério I.....	85
Critério R.....	86
Análise Paramétrica.....	87
Anexo 3: Programação em VBA	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista.	2
Figura 1.2 - Esquema representativo de algumas soluções de elementos mistos.....	2
Figura 1.3 - Armazenamento das chapas perfiladas.	3
Figura 1.4 - Betonagem de uma laje mista.	3
Figura 1.5 - Execução da laje mista em duas fases.	4
Figura 1.6 - Colocação das chapas perfiladas de aço em obra.....	4
Figura 1.7 - Exemplo de dois edifícios com UT's iguais mas em pisos diferentes.	6
Figura 1.8 - Classificação segundo o RJ-SCIE (Lopes Porto 2008).....	6
Figura 1.9 - Critérios de SCI (Vila Real, 2010).....	7
Figura 1.10 - Alarme e detetor de fumo; Sprinkler; Extintor; Carretel.....	8
Figura 1.11 - Aplicação do spray cimentício.	9
Figura 1.12 - Colocação em obra das placas de material isolante.	9
Figura 1.13 - Baixa condutividade tinta intumescente	9
Figura 1.14 - Enquadramento do fogo nos Eurocódigos (Franssen e Vila Real, 2012).	11
Figura 2.1 - Diagrama de tensões no betão.....	15
Figura 2.2 - Processo de laminagem a frio (fonte: colaborante.pt).....	15
Figura 2.3 - Relação tensão-deformação do aço.....	16
Figura 2.4 - Condutividade Térmica do Betão normal (NC) e leve (LC).	18
Figura 2.5 - Condutividade Térmica do aço em função da temperatura.....	18
Figura 2.6 - Varão de reforço no interior de uma nervura genérica.....	18
Figura 2.7 - Extensão térmica em função da temperatura (aço, betão normal e betão leve).	19
Figura 2.8 - Relação tensão-extensão para um betão c/ agregados siliciosos.	19
Figura 2.9 - Relação tensão-extensão (aço) a altas temperaturas, incluindo o endurecimento. ...	21
Figura 2.10 - Evolução da regulamentação nacional.....	23
Figura 2.11 - Incêndio do Chiado.	24
Figura 2.12 - Capa do "DN" 25 agosto de 1988.....	24
Figura 2.13 - Rua do Carmo antes do Incêndio.	25
Figura 2.14 - Rua do Carmo na atualidade.....	25
Figura 2.15 - Torre Windsor, antes, durante e após o incêndio.....	25

Figura 2.16 - Face estilhaçada de betão – efeito spalling.....	26
Figura 2.17 - Edifício em construção mista antes da betonagem das lajes.....	28
Figura 2.18 - Compartimentação através de paredes de gesso.	29
Figura 2.19 - Simulação das cargas através de sacos de areia.	29
Figura 2.20 - Simulação da carga de incêndio através de paletes de madeira.	29
Figura 2.21 - Proteção dos pilares e ligação às vigas.	29
Figura 2.22 - Fase de aquecimento durou aproximadamente 50 min.	30
Figura 2.23 - A fase de aquecimento e arrefecimento durou cerca de 130 min.	30
Figura 2.24 - Desenvolvimento da ação de membrana numa laje (Li & Wang, 2014).	31
Figura 2.25 - Modos de rotura em ensaios a 20°C (Vila Real, 2012).	32
Figura 2.26 - Distribuição de tensões no plano para os elementos 1 e 2 (Vila Real, 2012).	32
Figura 2.27 - Acréscimo da resistência considerando o efeito membrana (Vila Real, 2012).	33
Figura 3.1 - Quatro etapas no cálculo de estruturas ao fogo.....	35
Figura 3.2 - Curvas nominais temperatura-tempo e modelos de fogo natural.....	38
Figura 3.3 - Curva da Temperatura-tempo para um fogo real num dado compartimento.	39
Figura 3.4 - Curvas Nominais da EN1991-1-2.	40
Figura 3.5 - Esquema representativo dos parâmetros para o modelo de plumas.....	41
Figura 3.6 - Exemplo de curvas paramétricas (Reis, 2011).....	42
Figura 3.7 - Método do tempo equivalente.....	43
Figura 3.8 - Variação temperatura ao longo do tempo pelo programa FDS (Reis, 2011).	44
Figura 3.9 - Diferentes análises estruturais (Franssen e Vila Real, 2012).	45
Figura 3.10 - Métodos de cálculo propostos pela EN1991-1-2.....	46
Figura 4.1 - Laje mista aço-betão com revestimento – trapezoidal.	47
Figura 4.2 - Laje mista aço-betão com revestimento – reentrante.....	47
Figura 4.3 - Critério I.....	49
Figura 4.4 - Análise plástica de uma nervura genérica de uma laje mista.	52
Figura 4.5 - Variação da temperatura do betão em função da altura.	55
Figura 4.6 - Esquema de cálculo Momento resistente M_{fi}, R_d	56
Figura 4.7 - Introdução de um varão de reforço no interior da nervura.	57
Figura 4.8 - Parâmetros de posicionamento u_i das armaduras de reforço.....	58

Figura 5.1 - Influência dos materiais para os três tempos de resistência. Parâmetros geométricos fixos	62
Figura 5.2 - Influência dos materiais para os três tempos de resistência. Parâmetros geométricos fixos.	62
Figura 5.3 - Esquema representativo da análise incremental de h_1	63
Figura 5.4 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_1 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_2 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa	63
Figura 5.5 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_1 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_2 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.	64
Figura 5.6 - Parâmetro geométrico h_1 : caso a) e b).....	65
Figura 5.7 - Esquema representativo da análise incremental de h_2	66
Figura 5.8 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_2 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.	66
Figura 5.9 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_2 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.	67
Figura 5.10 - Esquema representativo da análise incremental de l_1 e l_3	68
Figura 5.11 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_1 e l_3 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_2 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.	68
Figura 5.12 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_1 e l_3 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , h_2 , l_2 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa	69
Figura 5.13 - Esquema representativo da análise incremental de l_1 e l_3 para uma chapa reentrante.	70
Figura 5.14 - Esquema representativo da análise incremental de l_2	71
Figura 5.15 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_2 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.	71
Figura 5.16 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_2 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.	72

Figura 5.17 - Introdução do varão de reforço no centro da nervura.	73
Figura 5.18 - Análise incremental do diâmetro do varão de reforço \emptyset para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_2 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.	73
Figura 5.19 - Análise incremental do diâmetro do varão de reforço \emptyset para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_2 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.....	74
Figura 5.20 - Programam MACS+, parâmetros de entrada (1).....	75
Figura 5.21 - Programam MACS+, parâmetros de entrada (2).....	76

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Utilizações - tipo.....	5
Tabela 1.2 - Categoria de risco para UT do tipo III "Administrativos".....	6
Tabela 1.3 - Exigências dos elementos estruturais consoante as categorias de risco.	7
Tabela 1.4- Estrutura regulamentar dos Eurocódigos.	10
Tabela 2.1 - Classes de Resistência à compressão do betão.....	14
Tabela 2.2 - Classes de resistência das chapas perfiladas de aço.....	16
Tabela 2.3 - Parâmetros da relação tensão-deformação (betão normal e betão leve)	20
Tabela 2.4 - Fatores de redução $k\theta$ considerados na relação tensão-extensão do aço.....	22
Tabela 3.1 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2	36
Tabela 4.1 - Campo de aplicação	49
Tabela 4.2 - Critério I: Espessura efetiva mínima (tabela D6 EN1994-1-2).....	50
Tabela 4.3 - Coeficientes a_i (tabela D1 EN1994-1-2).....	51
Tabela 4.4 - Coeficientes b_i (tabela D2 EN1994-1-2).....	52
Tabela 4.5 - Coeficiente de redução da tensão do aço com o aumento da temperatura.....	53
Tabela 4.6 - Coeficiente de redução da tensão de cedência do betão (k_c, θ).....	54
Tabela 4.7 - Temperatura do betão em função da altura x (tabela D5, EN1994-1-2).	55
Tabela 4.8 - Coeficientes para a determinação da temperatura no aço de reforço.	57
Tabela 5.1 - Intervalos de análise dos parâmetros geométricos.	61
Tabela 5.2 - Aumento do tempo de isolamento com o aumento da altura de betão h_1	65
Tabela 5.3 - Comparação das quantidades de aço: trapezoidal vs reentrante	70
Tabela 5.4 - Comparação de resultados.....	76

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas do alfabeto latino

A	Área	$[m^2]$
A_d	Ações Indiretas	$[-]$
A/L_r	Fator de forma (ou de geometria)	$[mm]$
D	Diâmetro	$[m]$
E_a	Módulo de Elasticidade do aço	$[GPa]$
E_{cm}	Módulo de Elasticidade do betão	$[GPa]$
E_d	Ações calculadas à temperatura ambiente (20°C)	$[-]$
$E_{fi,ed}$	Ações calculadas em situação de incêndio (<500°C)	$[-]$
G_k	Valor característicos das ações permanentes	$[kN/m^2]$
H	Altura do compartimento	$[m]$
L_f	Altura da chama	$[m]$
L_r	Superfície exposta	$[mm]$
M_{Ed}	Momento fletor de dimensionamento	$[kNm/m]$
$M_{fi,Ed}$	Momento fletor de dimensionamento em situação de incêndio	$[kNm/m]$
M_{pl}	Momento de plastificação	$[kNm]$
O	Fator de abertura	$[m^{1/2}]$
P	Carga associada ao pré-esforço	$[variável]$
Q	Taxa de libertação de calor do incêndio	$[W]$
Q_k	Valor característicos das ações variáveis	$[variável]$
Z_{pl}	Posição da linha neutra plástica	$[mm]$

Letras minúsculas do alfabeto latino

b	Largura da nervura	$[mm]$
$f_{yp,d}$	Valor de dimensionamento da tensão de cedência da chapa perfilada	$[MPa]$
f_{cd}	Valor de dimensionamento da tensão de cedência do betão	$[MPa]$
f_{ck}	Valor característico da tensão de cedência à compressão do betão	$[MPa]$
f_{ctk}	Valor característico da tensão resistente à tração do betão	$[MPa]$
f_i	Forças atuantes na secção transversal mista (aço)	$[kN]$
\dot{h}	Fluxo de calor	$[W/m^2]$
$k_{c,\theta}$	Fator de redução da tensão do betão para elevadas temperaturas	$[-]$
$k_{Ea,\theta}$	Fator de redução do módulo de elast. do aço para elevadas tempe.	$[-]$
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da tensão do aço para elevadas temperaturas	$[-]$
$k_{au,\theta}$	Fator de redução da tensão do aço a elevadas temperaturas c/ endurec.	$[-]$

q_{Ed}	Cargas de dimensionamento atuantes a 20°C	$[kN/m^2]$
$q_{fi,Ed}$	Cargas de dimensionamento atuantes em situação de incêndio	$[kN/m^2]$
$q_{f,d}$	Valor de cálculo da densidade de incêndio por unidade de área	$[MJ/m^2]$
t	tempo	$[min]$
u_3	Posição do varão de reforço	$[mm]$
z_i	Braço das forças ao topo da secção transversal	$[mm]$

Letras maiúsculas do alfabeto grego

$\Delta l/l$	Extensão	$[-]$
φ	Rotação	$[rad]$
Φ	Fator de vista	$[-]$
Ψ	Fator de segurança	$[-]$
\emptyset	Diâmetro do varão de reforço	$[mm]$

Letras minúsculas do alfabeto grego

γ	Fator de segurança	$[-]$
α	Dilatação térmica	$[-]$
α_{slab}	Ângulo entre a alma e a horizontal	$[rad]$
σ_θ	Tensão a elevadas temperaturas	$[MPa]$
ε_θ	Extensão a elevadas temperaturas	$[-]$
$\varepsilon_{u,\theta}$	Extensão de pico elevadas temperaturas	$[-]$
$\varepsilon_{e,\theta}$	Extensão última a elevadas temperaturas	$[-]$
θ	Temperatura	$[^\circ C]$
θ_g	Temperatura no compartimento	$[^\circ C]$
λ	Condutividade térmica	$[W/mK]$
η_{fi}	Nível de carga	$[-]$

Abreviaturas

CEB	Comité Euro-Internacional du béton
CFD	Computer Fluid Dynamic
EC	Eurocódigo
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
EN	European Norm
LC	Light Concrete
NC	Normal Concrete
MSCRI	Medidas de Segurança Contra o Risco de Incêndios
RGEU	Regulamento Geral de Edificações Urbanas

RJ-SCIE	Regime Jurídico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios
RSCIEH	Regulamento de Segurança Contra Incêndio em Edifícios Habitacionais
SCIE	Segurança Contra Incêndios em Edifícios
UT	Utilização tipo

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A presente dissertação aborda o tema da resistência ao fogo em estruturas mistas de aço e betão. Na unidade curricular de Estruturas Metálicas e Mistas já tinham sido estudados os princípios e requisitos de segurança, assim como as bases de projeto e verificação, dados nos Eurocódigos. De facto, ao longo de todo o curso de Engenharia Civil, são abordados temas relacionados com as variações de temperatura em estruturas, no entanto, a resistência ao fogo é uma situação particular que não é abordada em nenhuma unidade curricular. Este estudo surge como forma de introdução, para um engenheiro recém-formado, com vista a tomar conhecimento de toda a regulamentação de segurança contra incêndios existente, a nível nacional e internacional, assim como, aprofundar os conhecimentos em estruturas mistas de aço e betão e, por último, avaliar o comportamento deste tipo de estruturas quando expostas ao fogo.

O fogo representa uma condição extrema que os edifícios estão sujeitos no seu tempo de vida e por isso, as medidas de segurança são um dos principais requisitos no projeto de edifícios, sendo a integridade estrutural, a última linha de defesa quando as outras medidas de contenção do fogo falham (Franssen, 2009). O artigo 6º da atual regulamentação Portuguesa (Regime Jurídico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios, ou RJ-SCIE) refere que os intervenientes da obra, no caso de edifícios em fase de projeto, assim como na vida útil do edifício, são responsáveis pela aplicação e pela verificação das condições de SCIE.

Em relação às estruturas mistas em caso de incêndio, especialmente o aço, quando atingem altas temperaturas, estas sofrem uma elevada perda de resistência e rigidez, podendo em último caso colapsar, caso não tenham sido tomadas as devidas medidas de segurança contra incêndios em fase de projeto. Torna-se fundamental, o conhecimento do tempo que a estrutura consegue resistir e não colapsar, de forma a possibilitar a evacuação das pessoas. Estas medidas de natureza estrutural são tomadas pelo engenheiro, mas de facto, existem também um conjunto de outras medidas de natureza arquitetónica ou mesmo urbanísticas que se podem tornar essenciais a nível da segurança contra incêndios, como por exemplo, a colocação das escadas de emergência ou um correto acesso ao nível urbano que possibilite a passagem do carro dos bombeiros.

1.2 CONCEITO DE ESTRUTURA MISTA

As estruturas mistas são constituídas por dois ou mais materiais (secção resistente mista) que estão ligados entre si e trabalham solidariamente, resultando assim num elemento estrutural com comportamento diferente do dos materiais individuais (Calado e Santos, 2009). Na Figura 1.1 é perceptível este conceito quando se compara uma laje de betão armado, com uma laje mista e com uma secção de uma chapa perfilada de aço.



Figura 1.1 - Esquema representativo da abrangência do conceito de estrutura mista.

“Uma distinção a fazer refere-se a elementos estruturais que são constituídos por apenas um material, mas com características reológicas diferentes (por exemplo, elementos de betão armado ligados a elementos de betão pré-esforçado ou secções de aço compostas por aços de diferentes características elásticas). Estes não são considerados elementos estruturais mistos, por existir apenas um material constituinte.

Outra distinção conveniente é a entre elemento estrutural misto e tecnologia mista de construção. Enquanto a primeira se refere à existência de interação entre os dois materiais dentro do mesmo elemento estrutural (por exemplo colunas tubulares de aço cheias de betão), a segunda consiste na combinação de elementos estruturais utilizando diferentes tecnologias construtivas (por exemplo estrutura constituída por colunas de aço, vigas mistas e lajes pré-fabricadas). Em muitos casos, a tecnologia mista de construção é a solução mais eficiente”. (Calado e Santos, 2009) De seguida, apresenta-se algumas soluções de elementos mistos (Figura 1.2).

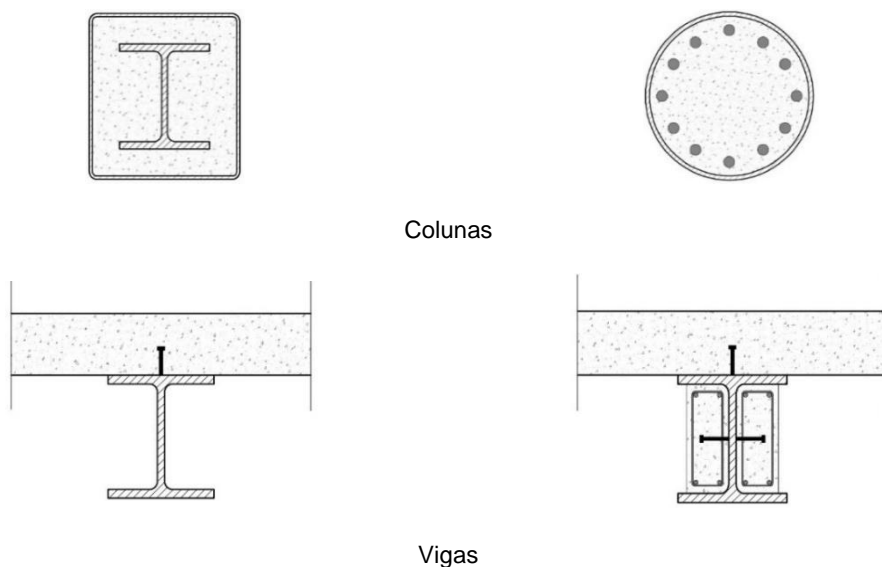


Figura 1.2 - Esquema representativo de algumas soluções de elementos mistos.

Os principais elementos da estrutura mista são o aço estrutural (perfis ou chapas perfiladas), o betão e os conectores (bossas ou entalhes no caso das lajes). São os conectores ou as bossas que têm a função de ligar ambos os materiais (betão e aço), para que estes trabalhem solidariamente.

O aço é um material bastante eficiente à tração e fornece ductilidade à estrutura. O betão é eficiente à compressão e restringe simultaneamente efeitos de instabilidade local do aço. A correta colocação dos materiais (betão nas zonas de compressão e aço nas zonas de tração) faz com que cada material esteja a resistir a esforços e deformações para os quais tem maior aptidão. Para além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmica próximos, não originando deformações térmicas diferenciais significativas em caso de incêndio (Calado e Santos, 2009).

O betão pode ser colocado *in-situ* ou pré-fabricado, pode ser leve ou normal e pode estar ligado ao aço de um modo rígido ou flexível. O aço pode adotar diversas geometrias consoante o objetivo final. Chapas perfiladas são usualmente utilizadas em lajes (Figura 1.3) não só por conferirem resistência, mas também devido à sua grande utilidade na fase de execução. Trata-se de uma solução bastante rápida e fácil em termos de colocação em obra. Após a montagem dos perfis e da chapa perfilada, obtém-se uma boa plataforma de trabalho e simultaneamente a cofragem para a betonagem das lajes (Figura 1.4). De facto, esta solução permite uma grande redução de custos associados ao processo construtivo derivado de diversos fatores, tais como, a ausência da armadura inferior, cofragem e escoramentos assim como necessitam de pouco espaço para armazenamento em obra (Figura 1.3). Para além disso, as chapas possuem um comprimento exato, são fáceis de movimentar (perfis leves), montar, cortar e retificar (Calado e Santos, 2009).

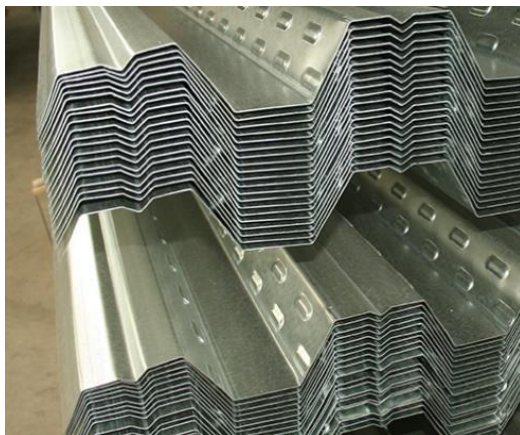


Figura 1.3 - Armazenamento das chapas perfiladas.



Figura 1.4 - Betonagem de uma laje mista.

É importante salientar que estes dois materiais têm diferentes processos de fabrico e de execução. Enquanto que os perfis ou as chapas perfiladas em aço são realizados em fábrica, o betão é usualmente fabricado e, diretamente aplicado, em obra. Ou seja, existe um maior controlo de qualidade do aço do que do betão.

O processo construtivo é uma fase crítica no dimensionamento deste tipo de estruturas. Por exemplo, no caso de uma laje não escorada, é a chapa que está a resistir ao peso próprio do betão

fresco aplicado em obra. Só após o endurecimento do betão, é que a secção se torna mista (aço e betão a trabalharem solidariamente), suportando assim as sobrecargas e acabamentos.

Como alternativa, pode recorrer-se ao uso de escoramentos que suportam todo o peso na fase construtiva. A primeira opção requer perfis de maiores dimensões e mais resistentes, de forma a evitar deformações excessivas ou mesmo o colapso em relação a fenómenos de instabilidade.

No caso de vãos superiores a 3 metros, quando se pretende evitar o uso de escoramentos, pode realizar-se a betonagem da laje em duas fases. Numa primeira fase, a chapa resiste ao peso próprio juntamente com a primeira camada de betão (h_{c1} na Figura 1.5). Na segunda fase, já é parte da laje mista a resistir ao peso da segunda camada de betão. Assim, será a secção com a espessura final que resiste às sobrecargas aplicadas e acabamentos. Com este método consegue-se diminuir as deformações da laje.

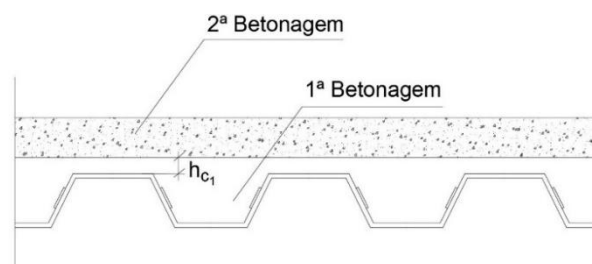


Figura 1.5 - Execução da laje mista em duas fases.

Por fim, refira-se também, que as estruturas mistas são uma boa solução no âmbito da reabilitação e reforço. Sendo as chapas perfiladas peças únicas colocadas em obra, aparafusadas, apresentam uma grande facilidade de alteração e adição de novos elementos em edifícios porticados (Figura 1.6). As lajes mistas são normalmente associadas a edifícios de escritórios, no entanto é possível encontrar esta solução em quase todas as tipologias de edifícios, desde edifícios industriais, aeroportuários, centros comerciais, parques de estacionamento, hospitais ou mesmo edifícios de habitação. Existem no mercado diversos tipos de chapas perfiladas que podem ser utilizadas em lajes mistas, as diferenças remetem para a forma da nervura.



Figura 1.6 - Colocação das chapas perfiladas de aço em obra.

1.3 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS

“Todos os anos surgem incêndios em estruturas, dos quais resultam danos que se traduzem em prejuízos avultados. Os prejuízos podem envolver danos pessoais e, ou danos materiais. Os danos pessoais, infelizmente quase sempre irrecuperáveis, podem envolver a perda de vidas humanas ou podem limitar a capacidade física dos acidentados. Os danos materiais resultam da danificação da construção e do seu recheio” (Rodrigues, 1994)

Associada às perdas materiais e, principalmente, às perdas pessoais, a temática de segurança contra incêndios tem vindo a ganhar relevo no universo da construção civil. Durante este último século, pôde-se observar uma grande evolução ao nível da regulamentação, específica ao fogo, em vários países de todo o mundo, incluindo Portugal.

1.3.1 REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA

No panorama nacional, o RJ-SCIE (decreto de lei nº220/2008, publicado em diário da República a 12 de novembro, com nova reedição publicada a 9 de outubro de 2015) é o atual regulamento em vigor. Trata-se de uma evolução legislativa do antigo Regulamento Geral de Edificações Urbanas (RGEU) e de todos os decretos de lei, resoluções do Conselho de Ministros, regulamentos e portarias, emitidos até à data. É complementado com o Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndios, publicado igualmente em diário da república através da portaria nº1532/2008 de 29 de dezembro. O RJ-SCIE foi criado com o objetivo de uniformizar e tornar coerente o quadro regulamentar do País nesta matéria. Cobre praticamente a totalidade dos edifícios e recintos, excetuando-se alguns casos particulares. Trata-se de um regulamento muito extenso e por isso, neste estudo, será feito apenas um enquadramento geral.

Tendo em conta as utilizações-tipo (UT) de diversos edifícios (Tabela 1.1), o RJ-SCIE classifica-as por ordem crescente de risco e exigência de segurança: 1ª, 2ª, 3ª ou 4ª categoria, respetivamente, risco reduzido, moderado, elevado ou muito elevado.

Tabela 1.1 - Utilizações - tipo.

I	Habitacionais	VII	Hoteleiros e restauração
II	Estacionamentos	VIII	Comerciais e gares de transportes
III	Administrativos	IX	Desportivos e de lazer
IV	Escolares	X	Museus e galerias de arte
V	Hospitais e lares	XI	Bibliotecas e arquivos
VI	Espectáculos e reuniões públicas	XII	Indústrias, oficinas e armazéns

De forma a medir este risco associado, são utilizados os chamados fatores de risco (Anexo 1). Alguns dos fatores mais relevantes para esta classificação são, por exemplo, a altura da UT, a carga de incêndio e o efetivo. Entende-se por altura da UT (Anexo 1), a diferença de cota entre o

plano de referência e o pavimento do último piso ocupado. A carga de incêndio é a quantidade de calor suscetível de ser libertado pela combustão completa da totalidade de elementos contidos num espaço (inclui paredes, revestimentos, pavimentos e tecos). O efetivo é o número máximo estimado de pessoas que pode ocupar em simultâneo um dado espaço do edifício (Rodrigues, 2012).

De salientar ainda, que dentro de cada edifício, os espaços são classificados em seis locais de risco (A, B, C, D, E e F), consoante o tipo de atividades neles desenvolvidos, o efetivo e a carga de incêndio presente. A título de exemplo, a tabela seguinte mostra como o RJ-SCIE classifica a classe de risco de um dado edifício, atendendo que, consoante a UT, os fatores podem variar. Na Tabela 1.2 tem-se o exemplo de UT do tipo III "Administrativos".

Tabela 1.2 - Categoria de risco para UT do tipo III "Administrativos".

Categoria	Altura da UT III	Efetivo da UT III
1ª	≤ 9 m	≤ 100
2ª	≤ 28 m	≤ 1000
3ª	≤ 50 m	≤ 5000
4ª	> 50 m	> 5000

Houve de facto uma evolução em termos de classificação das UT's comparativamente à antiga regulamentação. Antes, eram aplicáveis a dois edifícios distintos (Figura 1.7), as mesmas disposições de SCI. Agora, com o RJ-SCIE, apesar do edifício ser o mesmo e tenha as mesmas ocupações, devido ao facto das UT's estarem diversamente colocadas, as medidas serão também diferentes (Figura 1.8).

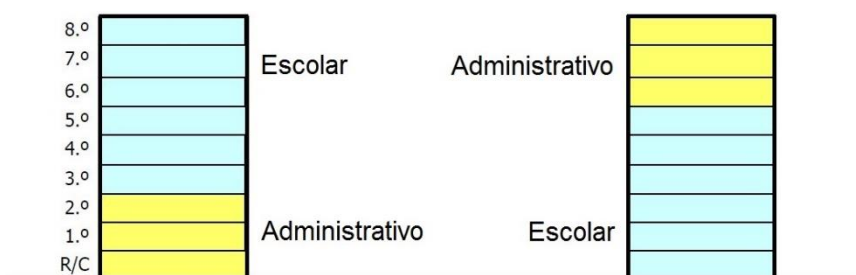


Figura 1.7 - Exemplo de dois edifícios com UT's iguais mas em pisos diferentes.

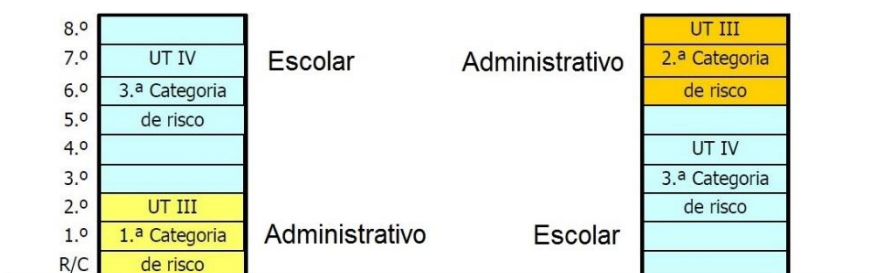


Figura 1.8 - Classificação segundo o RJ-SCIE (Lopes Porto 2008).

Outro aspeto inovador deste regulamento é a conformidade com as Diretivas Europeias relativas à classificação da reação e resistência ao fogo dos produtos da construção. Através de ensaios normalizados são medidos alguns parâmetros, como por exemplo, a facilidade de ignição, o desenvolvimento da combustão do material, a libertação de calor, a libertação de fumos ou de produtos voláteis e a libertação de gotas ou partículas inflamadas.

No que diz respeito à resistência ao fogo dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes), a classificação atende a vários critérios. Os três critérios principais são:

- **Critério R** - a capacidade de carga mantém-se durante o tempo requerido de exposição ao fogo;
- **Critério E** - quando exposto ao incêndio numa das superfícies, o elemento apresenta resistência à penetração das chamas e gases quentes;
- **Critério I** - o elemento de compartimentação do edifício caracteriza-se pela sua capacidade de isolamento da temperatura. Não permite a passagem excessiva de calor para a superfície não exposta.

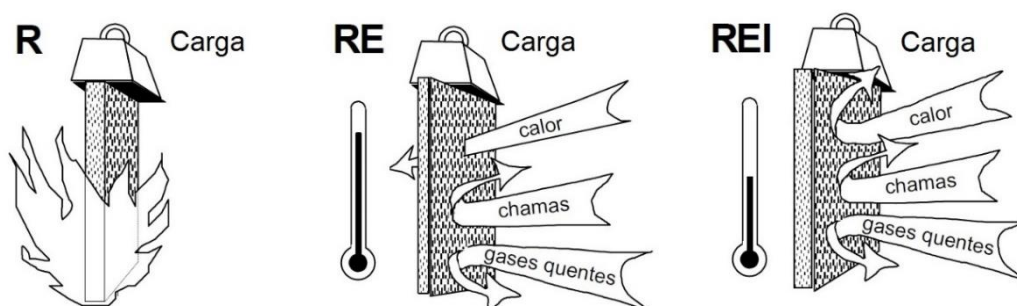


Figura 1.9 - Critérios de SCI (Vila Real, 2010).

O RJ-SCIE exige que estes três critérios sejam verificados para um dado tempo de exposição ao fogo padrão (30, 60, 90, 120 ou 180 minutos), consoante a função do elemento estrutural:

Tabela 1.3 - Exigências dos elementos estruturais consoante as categorias de risco.

Utilizações-tipo	Categorias de risco				Função do elemento estrutural
	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	
I, III, IV, V, VI,	R 30	R 60	R 90	R120	Apenas suporte
VII, VIII, IX e X	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	Suporte e compartimentação
II, XI e XII	R 60	R 90	R 120	R 180	Apenas suporte
	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	Suporte e compartimentação

No caso específico das lajes, uma vez que desempenham funções de suporte e compartimentação, é exigido que os três critérios sejam verificados.

A regulamentação menciona ainda outros critérios, como a radiação (W), a ação mecânica (M), o

fecho automático (C), a passagem de fumo (S), a continuidade de fornecimento de energia (P ou PH), a resistência ao fogo (G) e a capacidade de proteção ao fogo (K). Estes parâmetros também são avaliados para escalões de tempo de 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360 minutos.

Em fase de conceção é exigido que exista um projeto de especialidade de SCIE para UT da 2ª, 3ª e 4ª categoria de risco ou, uma ficha de segurança para UT da 1ª categoria, excetuando utilizações tipo IV e V, que devem sempre apresentar um projeto de especialidade, independentemente da sua classe de risco. Em edifícios habitacionais, a manutenção das condições de SCI aprovadas e a execução das medidas de autoproteção aplicáveis é da responsabilidade dos respetivos proprietários ou administrados de condomínios no que diz respeito a partes comuns. Estão previstas inspeções regulares e extraordinárias aos edifícios em fase de exploração que visam não só verificar a manutenção das condições de SCIE, bem como a implementação e manutenção de medidas de autoproteção (Rodrigues e Rodrigues 2010).

As medidas de autoproteção cobrem todo o ciclo de vida do edifício. Consistem em medidas preventivas compostas por procedimentos ou planos de prevenção, medidas de intervenção em caso de incêndio, planos de emergência, registos de segurança, formação em SCIE (destinada a funcionários ou colaboradores das entidades exploradoras) e simulacros para o teste do plano de emergência interno.

Acerca deste assunto é interessante mencionar alguns exemplos de dispositivos de segurança e também algumas medidas de carácter passivo que são usualmente aplicadas aos perfis metálicos.

1.3.2 DISPOSITIVOS DE SEGURANÇA

Começando pelos sistemas de deteção e extinção, pode observar-se nas figuras seguintes alguns exemplos destes dispositivos, tais como: detetores de fumo, alarmes de incêndio, *sprinklers*, extintores e um carretel. (Figura 1.10). Tratam-se de medidas ativas, pois só servem para a extinção ou deteção, sendo ativadas apenas no decorrer do incêndio.



Figura 1.10 - Alarme e detetor de fumo; Sprinkler; Extintor; Carretel.

Em termos de aplicação de medidas passivas, é prática comum utilizar proteção para os perfis metálicos, com recurso a materiais isolantes quando o tempo de resistência pretendido é elevado. Destacam-se assim três tipos principais: os *sprays* cimentícios, as placas de material isolante e as tintas intumescentes. Os *sprays* cimentícios são uma solução barata, mas de difícil limpeza (Figura 1.11), as placas de material isolante são de fácil aplicação e esteticamente aceitáveis, mas apresentam uma difícil aplicação em geometrias complexas (Figura 1.12) e a tinta intumescente

(Figura 1.13) que funciona como acabamento e também material isolante, que expande quando sujeita a altas temperaturas (Maia, 2013).



Figura 1.11 - Aplicação do *spray* cimentício.



Figura 1.12 - Colocação em obra das placas de material isolante.



Figura 1.13 - Baixa condutividade tinta intumescente

Toda a matéria relativa ao RJ-SCIE foi abordada de uma forma resumida, com o intuito de apenas identificar os principais aspetos, pois trata-se de um regulamento bastante extenso que cobre quase todo o tipo de casos. Apesar de nalguns pontos não se encontrar muito claro e explícito, criando dificuldades na sua interpretação, esta nova regulamentação abre um novo caminho na melhoria das condições de SCI em Portugal.

Antes de se descrever o panorama internacional, é necessário referir que atualmente, em Portugal, verifica-se uma fase transitória entre a atual regulamentação portuguesa e os Eurocódigos. O RJ-SCIE é um regulamento específico da segurança contra incêndios e será sempre tido em conta, no entanto, ao nível de conceção de estruturas, os dois regulamentos em vigor são o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAPE). Assim sendo, num futuro próximo, haverá uma uniformização ao nível da regulamentação, transversal a todos os estados membros da União Europeia, com o intuito de tornar os Eurocódigos, os regulamentos oficiais ao nível do dimensionamento de estruturas, com o objetivo de facilitar toda a troca de informação e simplicidade de processos.

Refira-se ainda que o *toolkit* em Excel que foi desenvolvido no âmbito desta dissertação teve por base as disposições dos Eurocódigos. Assim, neste próximo subcapítulo é feito um enquadramento geral da regulamentação internacional

1.3.3 EUROCÓDIGOS

Os Eurocódigos estruturais, criados pelo Comité Europeu de Normalização (CEN - fundada no ano de 1961), são um conjunto de documentos de referência, reconhecidos pelos membros da União Europeia e pelos membros da Associação Europeia de Comércio Livre como um meio apropriado para a demonstração da conformidade na construção de estruturas, com requisitos essenciais que constam na diretiva do conselho Europeu 89/106/CEE sobre produtos da construção (www.lnec.pt). Na Tabela 1.4 pode-se observar toda a estrutura regulamentar dos Eurocódigos

Tabela 1.4- Estrutura regulamentar dos Eurocódigos.

Norma Europeia	Eurocódigo	Nº de Partes
EN 1990	EUROCÓDIGO 0 relativo às bases para o projeto de estruturas	1
EN 1991	EUROCÓDIGO 1 relativo às ações em estruturas	10
EN 1992	EUROCÓDIGO 2 relativo ao projeto de estruturas de betão	4
EN 1993	EUROCÓDIGO 3 relativo ao projeto de estruturas de aço	20
EN 1994	EUROCÓDIGO 4 relativo ao projeto de estruturas mistas aço-betão	3
EN 1995	EUROCÓDIGO 5 relativo ao projeto de estruturas de madeira	3
EN 1996	EUROCÓDIGO 6 relativo ao projeto de estruturas de alvenaria	4
EN 1997	EUROCÓDIGO 7 relativo ao projeto geotécnico	2
EN 1998	EUROCÓDIGO 8 relativo ao projeto de estruturas para resistência aos sismos	6
EN 1999	EUROCÓDIGO 9 relativo ao projeto de estruturas de alumínio	5

O projeto de estruturas mistas de aço e betão, no que diz respeito à SCI, deve ser desenvolvido de acordo com os princípios do Eurocódigo 0 (bases no projeto de estruturas), do Eurocódigo 1 (ações em estruturas - Parte 1-2: ações em estruturas expostas ao fogo), assim como as partes associadas ao fogo nos Eurocódigos relativos ao projeto de estruturas em betão (EN 1992-1-2), metálicas (EN 1993-1-2) e mistas (EN 1994-1-2). Por exemplo, as três partes que constituem o Eurocódigo das estruturas mistas (EN 1994) são:

Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios (EN 1994-1-1)

Parte 1.2: Verificação de Resistência ao Fogo (EN 1994-1-2)

Parte 2: Regras gerais e Regras para Pontes (EN 1994-2)

Da mesma forma, para o Eurocódigo de estruturas de betão e aço, o conceito é o mesmo. Esse enquadramento, das estruturas mistas de aço-betão expostas ao fogo, é visível na Figura 1.14.

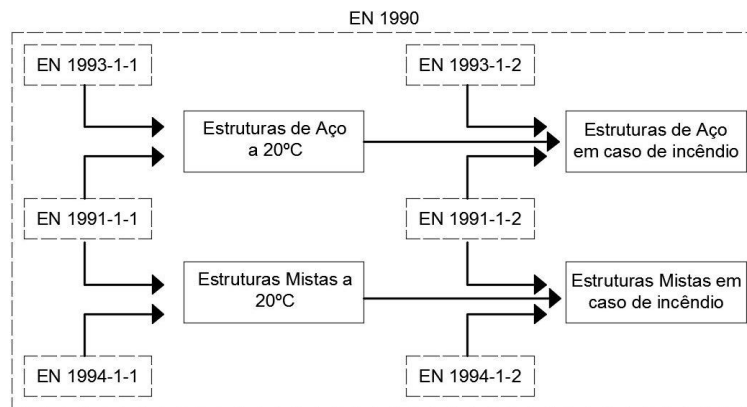


Figura 1.14 - Enquadramento do fogo nos Eurocódigos (Franssen e Vila Real, 2012).

As partes relativas ao fogo dos Eurocódigos estruturais tratam aspetos específicos das medidas passivas de proteção contra incêndio no que se refere à conceção de estruturas e partes de estruturas, que visam assegurar uma capacidade resistente adequada e limitar a proteção ao fogo. (EN 1991-1-2, 2010). Em complemento com a regulamentação nacional relativa ao fogo, as normas europeias são direcionadas para a vertente estrutural, de forma que não apresentam nenhuma referência:

- Às condições de ocupação do edifício ou do compartimento;
- À possível instalação e manutenção de sistemas de extinção de incêndios;
- À utilização de materiais aprovados de isolamento de especificações das autoridades competentes.

Assim sendo, um projetista deve guiar-se pela regulamentação internacional, no dimensionamento de estruturas ao fogo, de forma a procurar medidas passivas que visam assegurar um nível de resistência exigido pelo RJ-SCIE. É neste último que está expresso, ao nível de funções e níveis de desempenho, as exigências que o edifício em questão deve ter consoante a categoria de risco.

1.4 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como principal objetivo o desenvolvimento de um *toolkit* em Excel que automatize o processo de verificação de segurança de lajes mistas expostas ao fogo, segundo o Eurocódigo 4, parte 1-2.

Uma vez que a matéria de segurança contra o fogo não é lecionada ao longo do curso, a presente dissertação servirá como forma de adquirir conhecimentos nesta área. Começando pelo panorama Nacional, irá ser feita uma revisão histórica de forma a compreender melhor o estado atual da regulamentação. A nível internacional, pretende-se cobrir todos os avanços já efetuados nesta área e analisar as partes dos Eurocódigo relativas ao fogo. O Eurocódigo 1 enumera diversos modelos de incêndio que podem ser considerados para o cálculo de estruturas expostas ao fogo. Um dos objetivos será estudar estas diferentes abordagens.

Por fim, depois de desenvolvido o toolkit, é fundamental extrair conclusões e perceber quais os parâmetros preponderantes na resistência ao fogo das lajes mistas.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em 5 capítulos.

No capítulo 1 começou-se por introduzir-se os dois temas principais abordados nesta dissertação: as estruturas mistas de aço e betão e a temática de segurança contra incêndios. Relativamente à SCI, foi feita uma análise à regulamentação Portuguesa e posteriormente, fez-se uma introdução ao panorama legislativo dos Eurocódigos.

No capítulo 2 será feito o estado de arte. Falar-se-á um pouco da história das estruturas mistas e da sua evolução ao longo do tempo. Será realizado um estudo acerca dos materiais que constituem uma laje mista quando sujeitos a elevadas temperaturas (situação de incêndio). Apresentar-se-á um estudo acerca da evolução histórica da regulamentação Portuguesa com recurso a um Cronograma e tentar-se-á relacionar o aparecimento de algumas leis com alguns incêndios históricos. Por fim, será estudado um dos ensaios, à escala real, realizado nos laboratórios de Cardington, para uma laje mista sujeita a um incêndio real.

No capítulo 3 será aprofundado o cálculo estrutural de estruturas expostas ao fogo. Será feita uma análise das diferentes abordagens mencionadas no Eurocódigo. Irão ser revistas as quatro etapas que constituem o cálculo de estruturas sujeitas ao fogo: definição das cargas, modelos de incêndio, ação térmica, comportamento da estrutura.

No capítulo 4 será feita uma análise ao *toolkit*. Esta análise será acompanhada de um exemplo concreto, de forma a facilitar a compreensão por parte do leitor. São também explicadas todas as considerações que foram tomadas e serão apresentadas as suas limitações. No final deste capítulo irá ser apresentado um fluxograma que explica, de uma forma resumida, todo o procedimento usado pelo *toolkit*, no cálculo de lajes mistas ao fogo.

No capítulo 5 será feito um estudo paramétrico. Analisar-se-á de uma forma gráfica, quais os parâmetros de entrada (geometria, classe dos materiais, etc) mais preponderantes em termos de resistência ao fogo de lajes mistas. Através desta análise tentar-se-á chegar a algumas conclusões. Por fim, já no capítulo das conclusões, serão propostos alguns desenvolvimentos futuros que servirão de base para futuros estudos acerca deste tema.

Ao longo de todos os capítulos são feitas algumas conclusões. No capítulo 6 é feito um resumo de todas as conclusões a que se chegaram ao longo desta dissertação.

2 ESTADO DE ARTE

2.1 ESTRUTURAS MISTAS

“No sentido lato da palavra, as estruturas mistas tiveram início nas civilizações antigas. Os Assírios fabricavam tijolos de barro reforçado com palha, sendo este tijolo, possivelmente o primeiro elemento estrutural misto” (Calado e Santos, 2009). Foi esta a primeira referência, na história da construção, à utilização de dois materiais que trabalhavam solidariamente. No entanto, no que se refere às estruturas mistas onde o aço é um dos elementos principais, a primeira referência surge apenas três milénios depois.

Ao longo da revolução industrial (século XVIII), grandes avanços foram feitos no ramo da engenharia que tiveram grande impacto ao nível da produção e, de um modo geral, na economia mundial. Os avanços na indústria metalúrgica exponenciaram o sector da construção. A facilidade de produção em massa, a elevada resistência e a leveza foram algumas das características que levaram ao desenvolvimento de novas tipologias construtivas cujo material principal seria o aço. Assim, em meados do século XIX surge a primeira patente para a construção de treliças feitas de madeira e ferro forjado por Howe. Essencialmente, as diagonais em madeira funcionavam à compressão e os elementos verticais em ferro à tração.

No início do século XX, a investigação ao nível de estruturas mistas intensificou-se por todo o mundo. Começaram a surgir as primeiras secções de vigas mistas de aço e betão cujos materiais trabalhavam solidariamente. Ao nível das lajes mistas, surgem na década de 20 as primeiras referências à utilização de chapas de aço para suportarem pavimentos de betão. Loucks e Gillet patentaram em 1926 este sistema construtivo, em que a resistência mecânica era obtida apenas através da chapa metálica e o betão servia de nivelador da superfície (chapas perfiladas Cofar). Já na altura, era sugerido a colocação acima da camada de betão (face superior) de uma camada isolante (ao som), seguida de uma camada resistente à água e, na face inferior, uma camada de material com proteção contra o fogo, como por exemplo um filtro de amianto.

Em 1961 surge a chapa Hibond, a primeira a possuir deformações laterais, que asseguram a correta ligação aço-betão. Esta última trata-se de um modelo bastante semelhante aos que se encontram hoje no mercado apresentando um detalhe de encaixe para as sucessivas peças, malha electrosoldada para dissipar carga pontuais e armadura superior no caso de as lajes serem continuamente apoiadas. Pode ainda ser colocado um varão de reforço no centro da nervura com o intuito de melhorar a resistência em caso de incêndio. Este assunto irá ser um dos principais focos da presente dissertação.

O segmento seguinte tem a finalidade de apresentar, de uma forma resumida, as principais características dos materiais constituintes dos elementos estruturais mistos de aço e betão. Expõe também as metodologias e simplificações utilizadas de acordo com as normas em vigor, assim como o comportamento destes materiais quando sujeitos à ação do fogo.

2.2 MATERIAIS

2.2.1 BETÃO

Usualmente os betões são designados consoante a sua classe de resistência. São definidas por Cx/y onde x e y são, respetivamente, a resistência à compressão referida a provetes cilíndricos e a provetes cúbicos em MPa. A presente dissertação, em conformidade com o procedimento indicado na EN1994-1-2, não engloba, no projeto de estruturas mistas expostas ao fogo, classes de resistência inferiores a C20/25 e superiores a C60/75.

O betão é um material que possui uma resistência à compressão cerca de 7 vezes maior que a resistência à tração. Quando o betão atinge a sua tensão de cedência à tração (fendilhação), o seu comportamento torna-se não linear. Por isso mesmo, nas análises plásticas, onde se considera que os materiais atingem a cedência em todas as suas fibras, é usual desprezar a contribuição do betão tracionado no cálculo da resistência. Na Tabela 2.1 estão discriminadas por ordem crescente as várias classes de resistência do betão com os respetivos valores de compressão (f_{ck}) e tração (f_{ctk}).

Tabela 2.1 - Classes de Resistência à compressão do betão.

Classe	f_{ck} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{cd} (MPa)	E_{cm} (GPa)
C20/25	20	2,9	13,3	30
C25/30	25	3,3	16,7	31
C30/37	30	3,8	20	33
C35/45	35	4,2	23,3	34
C40/50	40	4,6	26,7	35
C45/55	45	4,9	30	36
C50/60	50	5,3	33,3	37
C55/67	55	5,5	36,7	38
C60/75	60	5,7	40	39

O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão f_{cd} é obtido a partir do valor característico dividido por um coeficiente parcial relativo ao betão ($\gamma_c = 1,5$; EN 1992-1-1, 2.4):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

Na verificação em relação aos estados limites últimos de resistência de secções transversais das lajes mistas, a EN1994-1-1, na secção 9.7.2 indica que o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão é $0,85 f_{cd}$ e que este valor é constante em toda a altura da secção transversal

entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão. Esta distribuição conforme se poderá verificar na Figura 2.1, é diferente da indicada na EN 1992-1-1, 3.17 e baseia-se em extensos estudos de calibração realizados por Johnson (Calado e Santos, 2009)

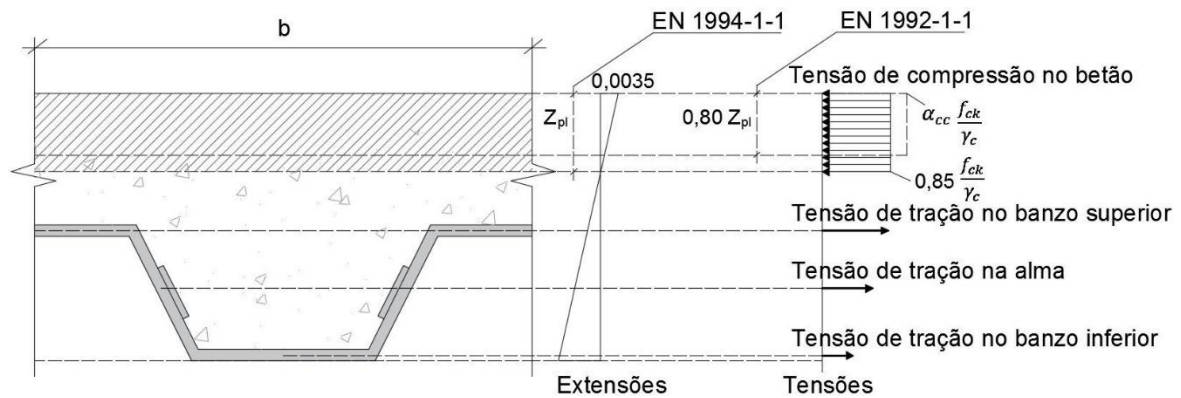


Figura 2.1 - Diagrama de tensões no betão para momento fletor positivo.

2.2.2 AÇO ESTRUTURAL

Os perfis de aço usados na construção podem ser divididos em três grupos: perfis laminados a quente, os perfis soldados, e os perfis enformado a frio (Figura 2.2). Do ponto de vista do dimensionamento, os perfis enformados a frio, obtidos a partir da dobragem de chapas de aço de espessuras reduzidas, são chamados perfis leves. Os perfis laminados a quente e os constituídos por chapas soldadas constituem o grupo de perfis pesados. O aço das chapas perfiladas enquadra-se no grupo de perfis leves.

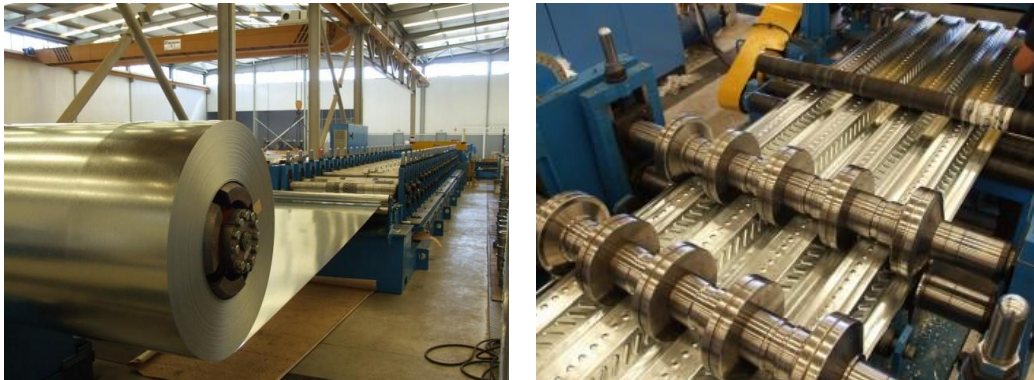


Figura 2.2 - Processo de laminagem a frio (fonte: colaborante.pt).

Os perfis de aço enformados a frio são obtidos através do processo de quinagem ou de laminagem a frio de chapas de aço. A laminagem a frio inicia-se a partir de uma chapa plana que vai ganhando forma gradual e continua enquanto atravessa um ou vários pares de rolos que a comprime e dobra. O número de pares de rolos sucessivos depende da complexidade da forma da seção que se pretende obter. Este processo é automatizado, tornando-o mais rápido e barato.

As regras dadas na EN 1994-1-1 abrangem o cálculo de lajes mistas com chapa perfiladas fabricadas a partir de aço, de acordo com a EN 10025, chapas de aço enformadas a frio, de acordo

com a EN 10149-2 ou a EN 10149-3, ou chapas de aço galvanizadas, de acordo com a EN 10147 (Tabela 2.2). O valor mínimo recomendado para a espessura nominal das chapas de aço é 0.70mm e, no que se refere à durabilidade da chapa, é suficiente uma zincagem nas duas faces com massa total de 275 g/m² (cerca de 0,05 mm) para ambientes não agressivos. (Calado e Santos, 2009)

Tabela 2.2 - Classes de resistência das chapas perfiladas de aço.

Classe da chapa consoante a norma		
EN 10149-2	EN 10149-3	EN 10147
S315 MC	S260 NC	S220 GD
S355 MC	S315 NC	S250 GD
S420 MC	S355 NC	S280 GD
S460 MC	S420 NC	S320 GD
S500 MC	-	S350 GD
S600, S650, S700 MC	-	S550 GD

O valor de cálculo da tensão de cedência do aço da chapa perfilada (tração e compressão) é definido pelo valor nominal da tensão de cedência do aço a dividir por um coeficiente parcial relativo ao aço da chapa ($\gamma_p = 1,15$ EN1993-1-1, 6.1):

$$f_{yp,d} = \frac{f_{yp}}{\gamma_p} \quad (2.2)$$

A relação tensão-deformação bilinear indicada na figura (Figura 2.3 a)) poderá ser utilizada para as classes de aço estrutural. Em alternativa poderá adotar-se uma relação mais precisa se for necessário (EN1993-1-5). O módulo de elasticidade ao contrário do betão é constante para todas as gamas de aço e de acordo com a EN 1993-1-1, 3.2.6 (1) deverá ser: $E_a = 210 \text{ GPa}$

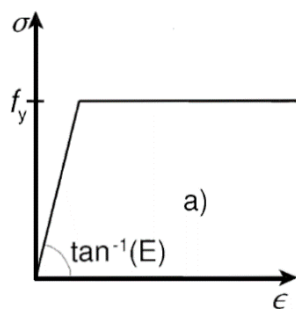
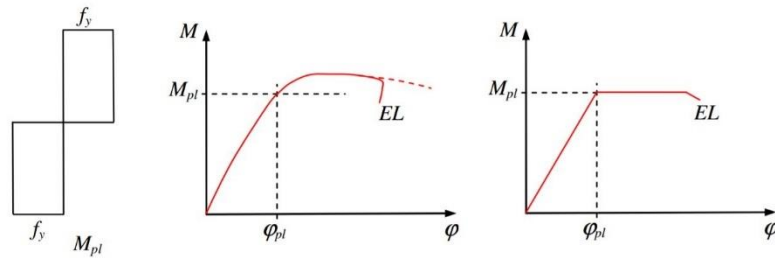


Figura 2.3 - Relação tensão-deformação do aço: relação bilinear elasto-plástica sem endurecimento.

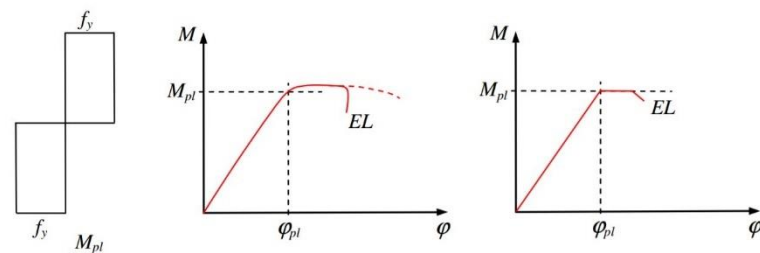
As chapas perfiladas existentes no mercado são de um modo geral esbeltas, e para alguns valores das espessuras é necessário ter em consideração fenómenos de encurvadura local.

Este fenómeno está diretamente relacionado com a geometria da secção transversal. Assim, a EN1993/4-1-1 classifica as secções metálicas em quatro classes de secção de forma a avaliar a capacidade que ela tem de atingir a cedência ou a plastificação antes de encurvar localmente:

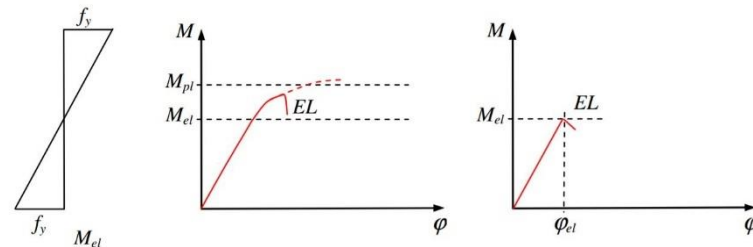
Classe 1 – Secções em que se pode atingir a resistência plástica e, para além disso, existe capacidade de rotação suficiente para que se forme uma rótula plástica.



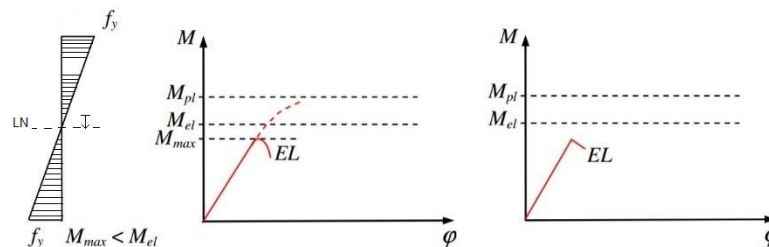
Classe 2 – Secções em que se pode atingir resistência plástica, mas sem ser possível garantir capacidade de rotação suficiente para que se forme uma rótula plástica.



Classe 3 – Secções em que se pode atingir apenas a resistência elástica (tensão de cedência na fibra mais solicitada), devido a fenómenos de encurvadura local.



Classe 4 – Secções onde a ocorrência (prematura) de fenómenos de encurvadura local faz com que não se atinja sequer a cedência na fibra mais solicitada. (Camotim, 2010)



Refira-se que no caso de lajes de parede fina de classe 4 o procedimento passa por determinar uma largura efetiva. Esse procedimento é detalhado na EN1993-1-5.

Uma vez que no âmbito desta dissertação apenas se analisa o caso de lajes mistas simplesmente apoiadas (momento positivo), a chapa perfilada irá estar, na maioria dos casos, à tração. Assim sendo, os fenómenos de encurvadura local não irão ocorrer.

2.2.3 PROPRIEDADES TÉRMICAS DOS MATERIAIS

Até aqui já foram estudadas as propriedades do aço e do betão à temperatura ambiente (20°). Resta saber qual o comportamento que estes dois materiais exibem quando sujeitos a temperaturas superiores a 1000°C (situação de incêndio). A EN1994-1-2, na secção 3, mostra como as propriedades térmicas do betão e do aço vão-se alterando com o aumento da temperatura.

Comece-se por analisar os gráficos da condutividade térmica λ_a (Figura 2.4 e Figura 2.5) em função da temperatura para ambos os materiais, aço e o betão, respetivamente.

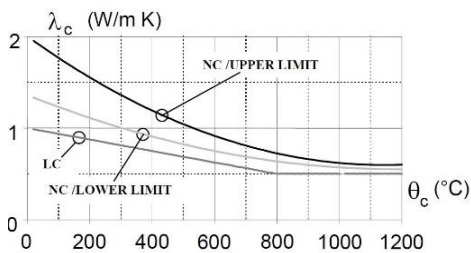


Figura 2.4 - Condutividade Térmica do Betão normal (NC) e leve (LC).

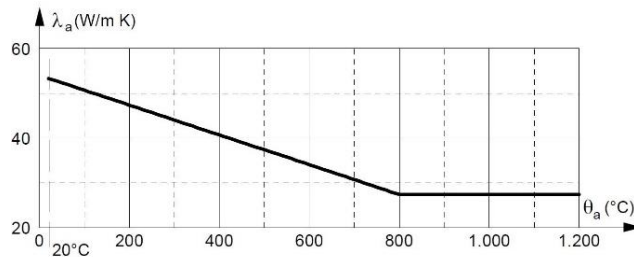


Figura 2.5 - Condutividade Térmica do aço em função da temperatura.

A condutividade térmica é uma propriedade física intrínseca a cada material e está relacionada com a capacidade de conduzir energia, neste caso calor. Chama-se a atenção para a ordem de grandeza de ambos os gráficos. Enquanto que o betão a 20°C apresenta uma condutividade térmica de 1 a 2 W/mK, o aço por sua vez apresenta valores de 50 a 60 W/mK. Refira-se que os limites superior e inferior no gráfico do betão estão relacionados com a composição química e com tipo de agregados que constituem o betão.

Esta questão aqui colocada é crucial na análise de lajes mistas ao fogo, uma vez que numa situação de incêndio, é a face inferior da laje (chapa perfilada) que está em contanto direto com o fogo. Ora, como solução a este problema, existem duas abordagens possíveis por parte do projetista. Ou considera-se um revestimento ao nível da chapa metálica com tinta intumescente, ou reforça-se a laje com um varão no interior da nervura. Este varão não irá aquecer ao mesmo nível que chapa uma vez que estará envolvido no betão, que apresenta uma condutividade térmica baixa.

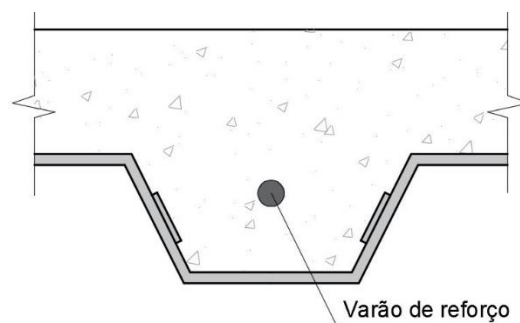


Figura 2.6 - Varão de reforço no interior de uma nervura genérica.

Em termos de dilatação térmica, ambos os materiais apresentam um coeficiente de dilatação

térmica linear semelhante, sendo possível adotar o valor de $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ para ambos os materiais (EN1993-1-1, 3.2.6). Como é visível na Figura 2.7, a extensão térmica é semelhante para ambos os materiais com o aumento da temperatura.

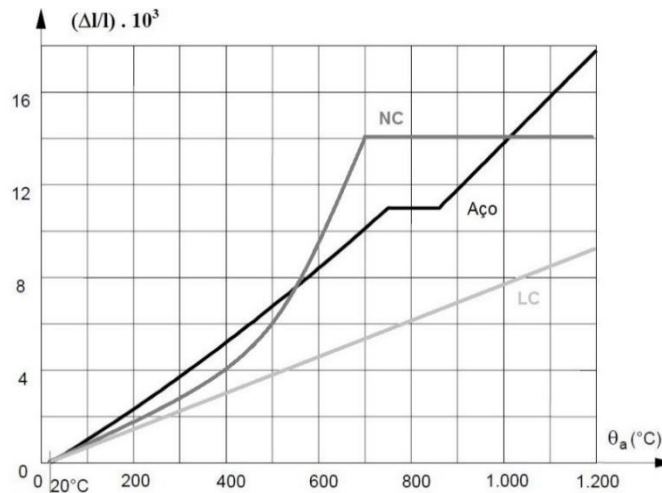


Figura 2.7 - Extensão térmica em função da temperatura (aço, betão normal e betão leve).

Por outro lado, a EN1994-1-2 aborda as propriedades mecânicas do aço e do betão na secção 3.2 e no respetivo anexo B. É interessante comparar os parâmetros já referidos no capítulo 2.2.1 e 2.2.2, do presente estudo, tais como, a tensão de cedência e o módulo de elasticidade quando a estrutura está a 20°C ou a 1000°C.

2.2.3.1 BETÃO

Os valores apresentados nos gráficos seguintes (presentes na EN1994-1-2, Anexo B) são resultado de vários ensaios e tratam-se de um limite inferior da tensão resistente de um betão normal. Para um betão com agregados siliciosos, a Figura 2.8 mostra o parâmetro normalizado da tensão (a altas temperaturas) sobre a tensão de cedência em função da extensão. As várias curvas representam a variação da tensão resistente com aumento da temperatura.

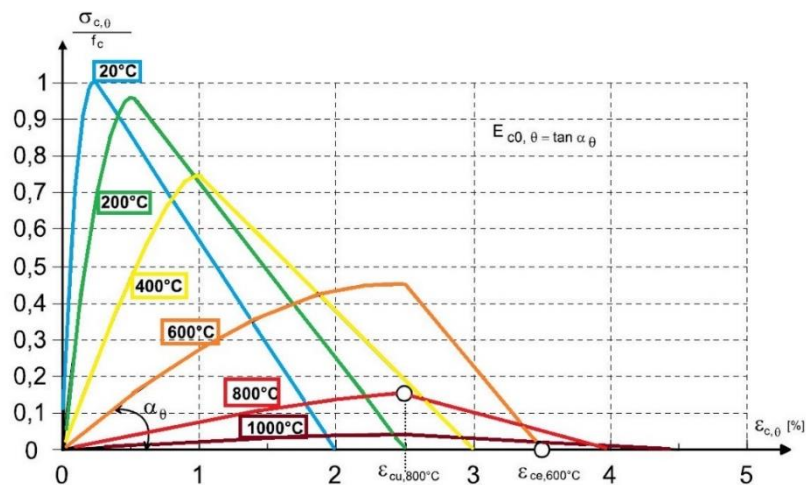


Figura 2.8 - Relação tensão-estensão para um betão c/ agregados siliciosos.

De facto, a partir do gráfico de tensão-extensão do betão a altas temperaturas, conclui-se que a partir dos 100°C o betão perde resistência e o seu módulo de elasticidade também vai baixando gradualmente com o aumento da temperatura. Existem dois troços que definem a relação tensão-extensão. O troço ascendente é definido pela expressão (2.3):

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left\{ 3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right) / \left[2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right] \right\} \quad (2.3)$$

Onde $\sigma_{c,\theta}$, $\varepsilon_{c,\theta}$, $f_{c,\theta}$, $\varepsilon_{cu,\theta}$ são respetivamente a tensão, extensão, a tensão de pico e a extensão de pico para o betão a uma temperatura elevada θ . A partir desta mesma expressão é ainda possível obter o módulo de elasticidade do betão a temperaturas elevadas:

$$E_{c,\theta} = \frac{3f_{c,\theta}}{2\varepsilon_{cu,\theta}} \quad (2.4)$$

O troço descendente é uma linha reta, que une a extensão de pico ($\varepsilon_{cu,\theta}$) com a extensão de rotura ($\varepsilon_{ce,\theta}$). Ficam então definidos os parâmetros relevantes para a relação tensão-extensão do betão que serão utilizados no cálculo das forças, por exemplo numa análise plástica. A tensão de cedência do betão é multiplicada por um coeficiente de redução, que depende da temperatura que a estrutura está sujeita ($k_{c,\theta}$). Esta redução na resistência começa-se a sentir a partir dos 100°C (existe entre 100 a 95 % da resistência) e, quando atinge os 1000°C, apenas resta 1% da resistência inicial (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Parâmetros da relação tensão-deformação (betão normal e betão leve)

Temperatura do betão θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{ce,\theta} \cdot 10^3$
	NC	LC	NC	NC
20	1	1	2.5	20.0
100	1	1	4.0	22.5
200	0.95	1	5.5	25.0
300	0.85	1	7.0	27.5
400	0.75	0.88	10.0	30.0
500	0.60	0.76	15.0	32.5
600	0.45	0.64	25.0	35.0
700	0.30	0.52	25.0	37.5
800	0.15	0.40	25.0	40.0
900	0.08	0.28	25.0	42.5
1000	0.04	0.16	25.0	45.0
1100	0.01	0.04	25.0	47.5

2.2.3.2 AÇO ENFORMADO A FRIO

Durante o processo de fabrico dos perfis enformados a frio, a tensão no aço pode ultrapassar a sua tensão de cedência resultando num endurecimento (Figura 2.9). Devido a este facto, os elementos de aço enformados a frio podem apresentar uma maior tensão efetiva de cedência que os elementos de aço laminados a quente. Contudo, este aumento na tensão de cedência dos elementos de aço enformados a frio irá ser gradualmente reduzida com o aumento da temperatura. Assim sendo, os fatores adimensionais do aço enformado a frio são inferiores aos do aço laminado a quente, apesar dos valores absolutos serem maiores. Outra diferença entre os elementos enformados a frio e a quente é a definição da tensão de cedência. Nos Eurocódigos, para os elementos de aço laminado a quente a tensão efetiva de cedência é obtida para uma extensão de cerca de 2%. Para elementos de aço enformado a frio de parede fina, onde a encurvadura local tem uma grande influência no dimensionamento, a tensão efetiva de cedência é definida para 0.2% da extensão (Wang, 2002). Na Figura 2.9 apresenta-se a relação tensão-extensão do aço. As diferentes curvas a cor representam o aumento de temperatura e, a tracejado, o endurecimento do aço.

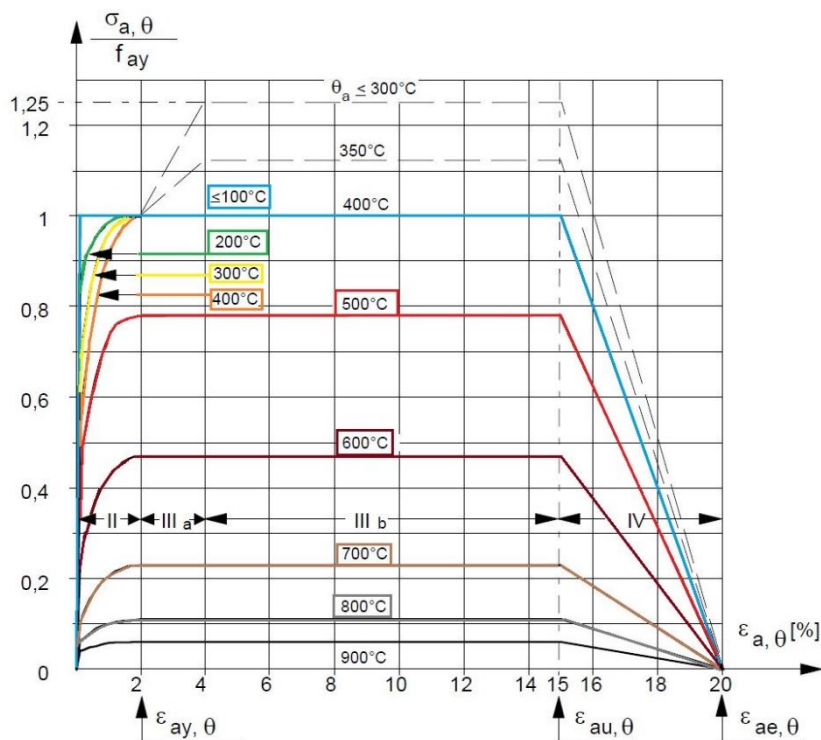


Figura 2.9 - Relação tensão-extensão (aço) a altas temperaturas, incluindo o endurecimento.

No capítulo 3.2.1 (4) da EN1994-1-2 refere-se que para temperaturas inferiores a 400°C poderá ser adotado o endurecimento do perfil, na relação tensão-extensão do aço. No entanto, no parágrafo seguinte, dessa mesma norma, refere-se que só se pode considerar este aumento na resistência se se efetuar uma análise de cálculo avançada e se for provado que não existirá rotura localizada (instabilização local, rotura por corte, etc.) devido ao aumento da tensão de cedência. Analisando a Figura 2.9, pode concluir-se que o aço convencional perde resistência a partir dos 400°C . Já foi

visto que o aço é um bom condutor de calor e, numa situação de incêndio, para além de aquecer rapidamente, o calor irá propagar-se rapidamente pelo perfil e a sua resistência irá gradualmente diminuir. A Tabela 2.4 foi retirada do Eurocódigo 4 e mostra os fatores de redução dos principais parâmetros da relação tensão-extensão do aço a elevadas temperaturas. A última coluna tem em conta o endurecimento.

Tabela 2.4 - Fatores de redução k_{θ} considerados na relação tensão-extensão do aço.

Temperatura do aço θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1	1	1,25
100	1	1	1,25
200	0,9	1	1,25
300	0,8	1	1,25
400	0,7	1	
500	0,6	0,78	
600	0,31	0,47	
700	0,13	0,23	
800	0,09	0,11	
900	0,0675	0,06	
1000	0,045	0,04	
1100	0,0225	0,02	
1200	0	0	

Refira-se que não são abordadas as características térmicas e mecânicas da armadura de reforço que se coloca no centro da nervura. No entanto, em termos de relação constitutiva é utilizada a mesma relação elasto-plástica que a do aço estrutural (Figura 2.3 a) e, em termos de fator de redução, quando sujeito a elevadas temperaturas, é utilizada a mesma tabela que o aço estrutural (Tabela 2.4). Considera-se, como tipo de aços de reforço, o A500, A400 e o A235.

Feita a análise das características dos materiais constituintes numa estrutura mista, tanto à temperatura ambiente, como em situação de incêndio, o próximo passo visa tomar conhecimento da evolução histórica da regulamentação nacional. No Capítulo 1 já foi visto que ao longo deste último século houve bastantes mudanças ao nível da regulamentação de segurança contra incêndios tanto a nível nacional, assim como internacional. No que se refere à estabilidade estrutural, o próprio regulamento português adotou diretrizes europeias, inclusive remete para estas últimas. Antes de se passar em detalhe a estas normas, é interessante perceber um pouco da história e relacionar certos acontecimentos com o aparecimento de algumas destas normas.

2.3 EVOLUÇÃO REGULAMENTAR DA SCI

2.3.1 REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA

O início do planeamento de uma estrutura regulamentar nacional, na área da segurança contra incêndios, ocorreu em 1975 quando se criou o Serviço Nacional de Proteção Civil (SNPC) juntamente com o Serviço Nacional de Bombeiros (SNB) (Figura 2.10). Com o aparecimento destas duas entidades, ficaram criados os meios necessários para se verificar uma evolução da legislação. Constituiu-se então a subcomissão dos regulamentos de segurança contra incêndios em edifícios com o objetivo de elaborar os regulamentos para os seguintes tipos de edifícios: Habitação, Administrativos, Escolares, Hospitalares, Museus, Bibliotecas, Arquivos e Prisões. Deu-se naturalmente prioridade à elaboração do Regulamento de Segurança Contra Incêndio em Edifícios Habitacionais (RSCIEH), por corresponder ao maior parque edificável. Em 2008 surge então o atual RJ-SCIE.

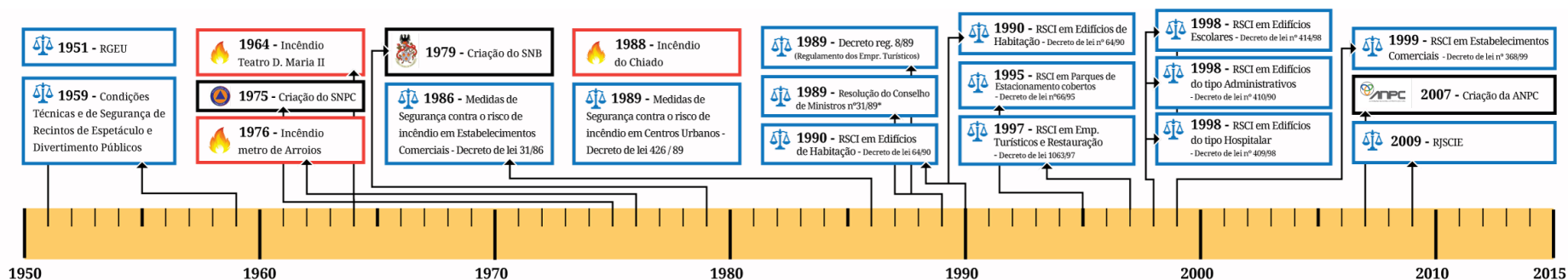


Figura 2.10 - Evolução da regulamentação nacional.

Houve, portanto, um grande hiato entre a publicação do Regulamento Geral de Edificações Urbanas (RGEU, 1951), em que apenas 20 artigos (Título V) regulavam o início das prescrições de segurança contra incêndio em edifícios, e o RSCIEH em 1990 (Figura 2.10). Neste espaço de tempo somente se verificou a publicação em 1959 do Regulamento das Condições Técnicas e de Segurança dos Recintos de Espetáculos e Divertimentos Públicos, com 30 artigos dedicados à problemática da SCI, uma resolução do Conselho de Ministros e a publicação de Medidas de Segurança Contra o risco de Incêndios em Centros Urbanos Antigos e em estabelecimentos comerciais, ambas publicados em 1989 (Leça Coelho, 2002).

Ao analisar o cronograma presente na Figura 2.10 chega-se à conclusão que houve uma grande lacuna ao nível de publicação de novos regulamentos, entre o RGEU e o RSCIEH (39 anos). Refira-se novamente que o próprio RGEU apenas continha 20 artigos acerca de segurança contra incêndios, enquanto que atualmente, o RJSCIE contém mais de 300 páginas. Outro aspeto curioso que surge na análise deste cronograma é o facto das MSCRI em centros urbanos antigos surgirem exatamente um ano depois do incêndio do Chiado, a 25 de agosto de 1988.

2.3.1.1 O INCÊNDIO DO CHIADO

“O alerta para que algo de anormal se passava no Chiado foi dado pelas cinco da manhã, quando uma testemunha terá visto fumo a sair do telhado dos Armazéns do Grandella, na Rua da Carmo. Contam as crónicas da época que pouco depois chegaram dois carros dos bombeiros. Mas aí surgiram também as primeiras dificuldades, que se revelaram decisivas para atrasar o combate ao fogo: canteiros de flores de betão com assentos, era uma zona pedonal, impediam a passagem dos carros. Esta situação aliada às estruturas de madeira que existiam nos prédios pombalinos, que serviam de fornalha, tornou as chamas incontroláveis. Além disto começaram a explodir bilhas de gás, computadores e aparelhos de ar condicionado, (...) rapidamente passou da Rua do Carmo para a Nova do Almada, Garrett, Crucifixo, Ouro e Calçada do Sacramento. Era todo o centro comercial e histórico da capital portuguesa que estava a desaparecer perante os esforços dos bombeiros que ainda tiveram de resolver o facto de algumas das bocas-de-incêndio também não terem água. A situação só começou a desanuviar quando pelas 13.00 chegou ao local um canhão de água requisitado ao Aeroporto de Lisboa. (150anos.dn.pt)



Figura 2.11 - Incêndio do Chiado.



Figura 2.12 - Capa do “DN” 25 agosto de 1988.

Posteriormente, o então presidente da Câmara de Lisboa (Nuno Krus Abecassis), licenciado em Engenharia Civil no Instituto Superior Técnico, convidou o arquiteto Siza Vieira para redesenhar o novo Chiado. Na Figura 2.13 é possível perceber como o acesso ao carro dos bombeiros à Rua do Carmo foi dificultado por constrangimentos urbanísticos (canteiros e bancos públicos) assim como o espaço amplo que agora lá existe.

Antes do Incêndio



Depois do Incêndio



Figura 2.13 - Rua do Carmo antes do Incêndio.

Figura 2.14 - Rua do Carmo na atualidade.

Optou-se por expor e aprofundar apenas este incêndio pois as causas estão bastante relacionadas com a evolução da regulamentação nacional. No entanto, podia-se referir outros incêndios marcantes na cidade de Lisboa: O incêndio que sucedeu o terramoto de 1755. No séc. XX, o incêndio que devastou o teatro D. Maria II (1964) entre outros.

Ao nível da construção metálica e mista, visto que se trata de uma tipologia de construção relativamente recente, existem poucos relatos de incêndios, neste tipo de estruturas, em Portugal. Assim, como nota final deste capítulo dos incêndios históricos, é interessante abordar o caso da torre Windsor em Espanha (2005) constituída por lajes mistas.

2.3.1.2 WINDSOR TOWER

Trata-se de um edifício cujo núcleo central é todo em betão e à volta é composto por estrutura mista (Figura 2.15). Foi um incêndio de longa duração que teve início no vigésimo primeiro andar e devido à existência de um piso técnico de betão de grande espessura, no décimo sétimo andar, que suportou a parte colapsada e, por sua vez, impediu a transmissão do incêndio aos pisos inferiores. Pela figura seguinte é perceptível que a estrutura mista desapareceu por completo e o núcleo de betão não colapsou durante todo o incêndio, ficando apenas danificado.



Figura 2.15 - Torre Windsor, antes, durante e após o incêndio.

A partir do caso da torre Windsor pode concluir-se que o comportamento ao fogo de estruturas mistas é bastante diferente do comportamento das estruturas de betão armado. De facto, o betão apresenta uma condutividade térmica bastante inferior ao aço, o que implica que irá demorar mais tempo a aquecer e, por conseguinte, a perda de resistência dá-se de uma forma mais lenta. No caso das lajes mistas, o aço é o primeiro elemento a entrar em contacto com o fogo, enquanto numa laje de betão armado, os varões de aço encontram-se protegidos pelo betão.

A partir de peritagens feitas ao edifício após o incêndio, conclui-se que uma das principais razões para o incêndio ter atingido elevadas dimensões deveu-se ao facto de existir pouca compartimentação ao nível de paredes resistentes ao fogo. Apesar de existir um piso técnico em betão armado, o fogo conseguiu propagar-se tanto para os pisos acima e abaixo. No entanto, a principal razão para a parte superior ter colapsado recai no facto de um dos pilares do núcleo de betão (secção 1200x500) ter colapsado. A partir do 5º piso a estrutura sofreu danos irreversíveis, ao nível do betão armado. As secções de betão armado quando expostas a elevadas temperaturas perdem a aderência no contacto entre o aço e o betão, perdendo as suas características intrínsecas. Na Figura 2.16 é visível um pilar de betão armado que resistiu, no entanto, grande parte da face de betão caiu (efeito *spalling*).

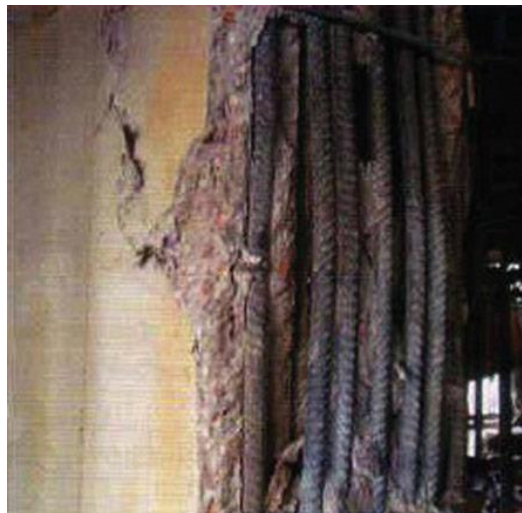


Figura 2.16 - Face estilhaçada de betão – efeito *spalling*.

Ao nível da evolução da regulamentação nacional foi visto como o incêndio do Chiado esteve relacionado com o aparecimento de certas leis. Por outro lado, o incêndio da torre Windsor é um perfeito exemplo de como a engenharia de segurança contra incêndios é relevante no dimensionamento de estruturas, especialmente tipologias que contenham o aço.

De seguida faz-se um enquadramento histórico da regulamentação europeia. Já foi visto que Portugal está a passar por um período de transição ao nível da regulamentação relativa à parte estrutural. No entanto, uma vez que o trabalho desenvolvido nesta dissertação foi todo baseado nos Eurocódigos, é interessante perceber um pouco da evolução histórica e de como a engenharia de segurança contra incêndios foi implementada nestes regulamentos.

2.3.2 REGULAMENTAÇÃO EUROPEIA

A abordagem histórica para avaliar a resistência ao fogo de um elemento estrutural é com base em métodos prescritivos. Estas metodologias são bastante conservadoras e não fornecem dimensionamentos racionais uma vez que são baseadas em valores tabelados (Franssen e Vila Real, 2012). Assim sendo, nas últimas duas décadas, intensificou-se a investigação nesta área, de forma a compreender melhor o comportamento de estruturas sob a ação do fogo, com o objetivo de se obter um dimensionamento mais racional. Esta atividade foi particularmente desenvolvida na Europa ocidental, onde vários relatórios de investigação, teses de doutoramento e artigos científicos foram publicados.

Os comités técnicos Europeus estiveram focados em implementar essas descobertas nos regulamentos e normas de forma a permitir uma correta aplicação da engenharia de segurança contra incêndio. Os primeiros regulamentos reconhecidos a nível internacional, que continham recomendações acerca do dimensionamento ao fogo, foram os ECCS “*European Convention for Constructional Steelwork*” (ECCS 1983) para estruturas de aço, e CEB/FIP “*Comité Euro-Internacional du béton / Fédération Internationale de la précontrainte*” (CEB 1991) para estruturas de betão armado. As partes relativas ao fogo dos Eurocódigos foram apresentadas em Luxemburgo em 1990. Nos anos seguintes, os Eurocódigos foram sofrendo várias atualizações baseadas nas últimas investigações e descobertas reportadas por todas as partes do mundo.

Nos últimos anos, alguns países têm incutido a mudança de forma a implementar metodologias de segurança contra incêndios mais racionais e não tão baseadas em medidas prescritivas, que podem acabar por ser não tão eficientes, demasiado conservadoras e caras. Um grande exemplo nesta introdução a metodologias racionais de dimensionamento é a última edição do manual de dimensionamento de estruturas de aço americano: *Institute of Steel Construction’s design manual*. A acrescentar a isto, um grande número de países em todo o mundo está a introduzir nos seus regulamentos as análises baseadas no desempenho ao fogo. Este tipo de análise facilita a inovação, possibilita dimensionamentos mais racionais e de menor custo. No entanto, uma análise baseada no desempenho da estrutura requer modelos avançados, cálculos computacionais complexos, manuais de dimensionamento e profissionais com experiência. (Franssen & Vila Real 2012)

Para além das análises avançadas expressas no Eurocódigo, existem outros tipos de metodologias mais simples no dimensionamento de estruturas ao fogo. Este assunto irá ser abordado em detalhe posteriormente no capítulo 3. No entanto, refira-se que o estudo desenvolvido na presente dissertação, juntamente com o *toolkit* em Excel foram baseados num método simplificado de cálculo também presente no Eurocódigo. Tanto os métodos simplificados, como os valores tabulados presentes nestes regulamentos foram baseados em vários anos de investigação, ensaios laboratoriais, assim como ensaios à escala real e a partir da observação e peritagem de incêndios passados. No subcapítulo seguinte referencia-se alguns destes avanços feitos, no âmbito das lajes mistas.

2.4 INVESTIGAÇÃO EM LAJES MISTAS

Os ensaios à escala real ao fogo natural, realizados em vários países, têm mostrado de forma consistente que o desempenho ao fogo de lajes mistas, com elementos de aço não protegidos, é muito melhor do que os resultados dos testes padrão a elementos de aço protegidos levavam a crer. As evidências de fogos reais apontam para o facto de a proteção aplicada a elementos metálicos poder ser excessiva em alguns casos (Vila Real, 2012)

Em particular, os ensaios ao fogo realizados em Cardington, no Reino Unido, apresentaram uma oportunidade para examinar o comportamento de uma estrutura real em situação de incêndio e avaliar a resistência ao fogo de estruturas mistas não protegidas sujeitas a incêndios reais.

2.4.1 ENSAIOS AO FOGO DE CARDINGTON

Em 1996 o laboratório de Cardington realizou um programa de ensaios ao fogo real em edifícios. Dentro do laboratório foram construídos três edifícios com tipologias construtivas diferentes. Um edifício em madeira, um de betão armado e, por último, um edifício de construção metálica e mista. Os ensaios tinham o objetivo de investigar o comportamento de uma estrutura real sob condições de incêndio reais e recolher dados que permitissem verificar programas de cálculo avançado criados para a realização de análises numéricas a estruturas em situação de incêndio.

No contexto da presente dissertação, o foco irá para a estrutura mista presente na Figura 2.17. Trata-se de uma simulação de um edifício de escritórios de 8 pisos à escala real. Em planta o edifício possuía as dimensões de 21 m por 45 m e tinha uma altura total igual a 33m. As vigas foram dimensionadas como simplesmente apoiadas atuando de forma composta com a laje mista de 130 mm de espessura. Um edifício desta altura e deste tipo necessita de uma resistência ao fogo de 90 minutos, segundo o regulamento Britânico. Neste caso, a exigência do RJSCIE seria a mesma.



Figura 2.17 - Edifício em construção mista antes da betonagem das lajes.

Foram realizados vários tipos de ensaios no edifício ao longo do tempo. Optou-se por expor um dos ensaios, realizado no ano de 2003, em que se consegue retirar algumas conclusões acerca do comportamento das lajes mistas em situação de incêndio.

O compartimento onde se realizou o ensaio em questão, foi contruído no 3º andar. Com recurso a paredes de gesso de várias camadas, o incêndio foi controlado para apenas aquele compartimento, deixando-se uma abertura de forma a simular uma janela (Figura 2.18). O facto de não se colocar vidro na abertura da Figura 2.18 implica que o incêndio se desenvolva mais rapidamente devido à maior quantidade de oxigénio disponível. Em termos de cargas atuantes, foram utilizados sacos de areia (Figura 2.19) para simular a carga permanente e a sobrecarga no piso acima do compartimento em questão. Para a carga de incêndio foram utilizadas paletes de madeira, correspondente a uma carga de incêndio de 40 kg/m² (Figura 2.20). Os pilares e as ligações (até 1 metro das vigas adjacentes) foram protegidos com *spray* cimentício (Figura 2.21) de forma a isolar o comportamento da laje sem que os pilares ou as ligações pilar-viga condicionem a capacidade resistente da estrutura.



Figura 2.18 - Compartimentação através de paredes de gesso.



Figura 2.19 - Simulação das cargas através de sacos de areia.



Figura 2.20 - Simulação da carga de incêndio através de paletes de madeira.

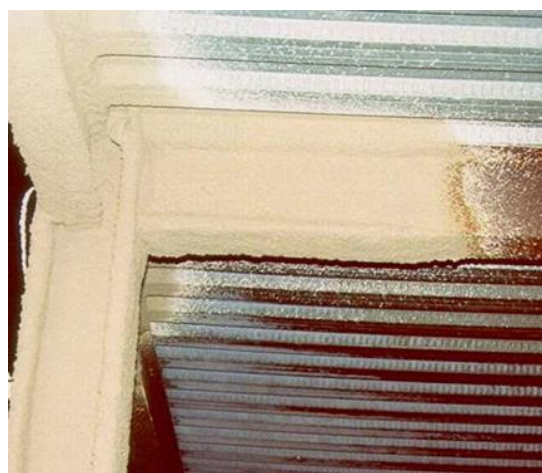


Figura 2.21 - Proteção dos pilares e ligação às vigas.

Durante o ensaio, registaram-se temperaturas superiores a 1000°C (Figura 2.22). Visto que se trata de um incêndio real, haverá uma altura em que a carga de incêndio é totalmente consumida pelo fogo e dá-se a chamada fase de arrefecimento. Esta fase está representada a azul no gráfico da Figura 2.23.



Figura 2.22 - Fase de aquecimento durou aproximadamente 50 min.



Figura 2.23 - A fase de aquecimento e arrefecimento durou cerca de 130 min.

A partir deste ensaio, foi possível verificar que a curva de incêndio registada (linha amarela do gráfico da Figura 2.22 e Figura 2.23) é bastante idêntica à curva paramétrica prevista pelo Eurocódigo (EN1991-1-2, anexo A). Refira-se novamente que a questão das curvas de incêndio e as metodologias propostas pelo Eurocódigo são detalhadas no capítulo 3. Em relação à temperatura máxima registada durante o incêndio, o Eurocódigo previa um valor de 1078°C ao min 53 e, neste caso, atingiu-se uma temperatura máxima de 1108°C aos 55 min.

A flecha máxima registada no centro da laje deu-se já durante a fase de arrefecimento. Foram registados valores superiores a 1200 mm, reduzindo para 925 mm no final da fase de arrefecimento. De facto, pela Figura 2.23 pode-se observar que as deformações sofridas pela viga central (sem proteção ao fogo), juntamente com a laje são bastante acentuadas. Conclui-se assim que a laje mista manteve a estabilidade durante todo o incêndio, revelando uma maior capacidade de carga do que seria esperado pelo cálculo ao fogo a partir de um mecanismo de flexão pura. Ocorre o chamado efeito de membrana.

2.4.2 EFEITO DE MEMBRANA

Os valores da deformação e da capacidade resistente obtidos no ensaio de Cardington são bastante mais elevados do que seria esperado, considerando apenas o mecanismo de flexão. Pode concluir-se que esta diferença nos resultados está relacionada com o efeito de membrana, que desempenha um papel importante na capacidade resistente da laje sujeita ao fogo. O Eurocódigo (consoante o anexo nacional de cada país) permite que seja considerado o efeito de membrana para o dimensionamento de lajes mistas ao fogo, dando assim origem a estruturas mais económicas, comparativamente a análises mais simples. De facto, este assunto não é novo, e por isso já existem cálculos específicos, no dimensionamento de lajes, de forma a ter em conta o efeito de membrana.

De acordo com as observações em ensaios e fogos reais, o comportamento de uma laje quando sujeita à ação do fogo é o ilustrado desde a Figura 2.24a) até à Figura 2.24 e). Antes de ação de membrana se desenvolver, as deformações irão ocorrer de forma similar às da clássica teoria das linhas de rotura (Figura 2.24 a) até Figura 2.24c)). Numa fase inicial do incêndio, quando a temperatura ainda não é muito elevada, a laje consegue resistir às cargas aplicadas através de um mecanismo de flexão. Com o aumento da temperatura, a força no aço e no betão irão diminuir e, devido a esse facto, irão surgir as linhas de rotura (Figura 2.24 c)). Quando a temperatura subir ainda mais no compartimento, a capacidade resistente de flexão da laje não será suficiente e a deformação terá de se desenvolver, o que por sua vez cria o aparecimento de um mecanismo de membrana onde a capacidade resistente é mobilizada através da tração das armaduras (Figura 2.24 d)). As forças de tração irão aumentar com a deformação da laje (Figura 2.24 e)). Finalmente, maior parte das cargas verticais serão suportadas pela ação de membrana com as armaduras a funcionarem como uma rede à tração, sendo esta força agarrada através do anel periférico de betão à compressão (Figura 2.24 f)). (Li e Wang, 2014)

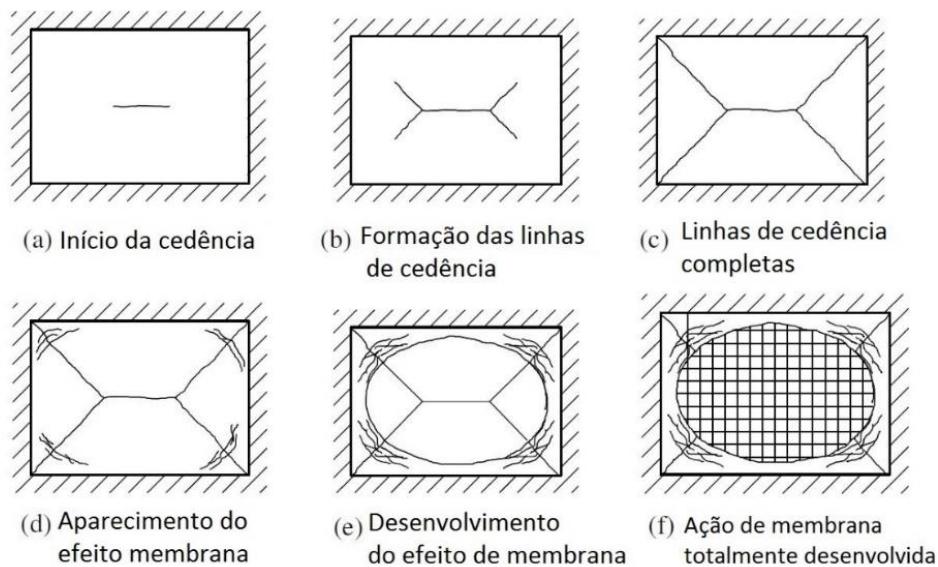
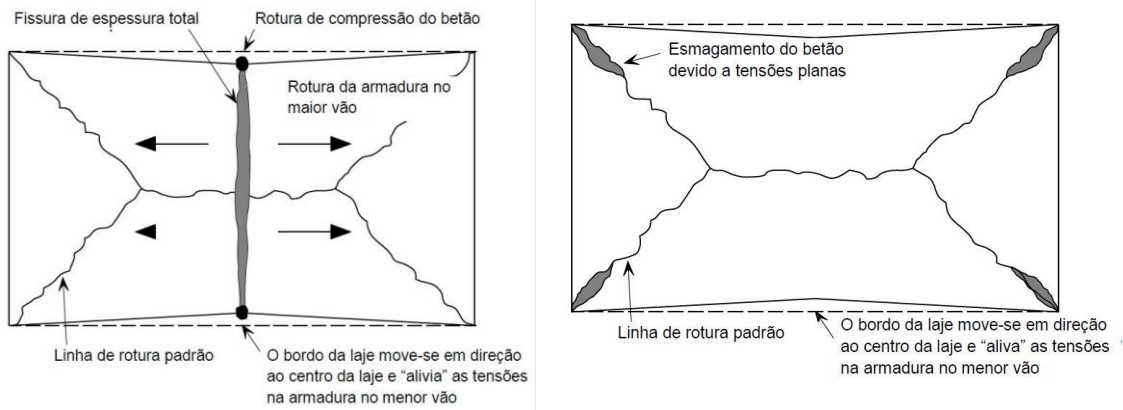


Figura 2.24 - Desenvolvimento da ação de membrana numa laje (Li & Wang, 2014).

Para ter em conta este efeito, foi desenvolvido pelo Professor Colin Bailey, da Universidade de Manchester (Ex-investigador do Building Research Establishment) um método de cálculo simplificado para ter em conta o efeito de membrana em lajes a 20°C cujos resultados estão na base do método simplificado utilizado para lajes mistas expostas ao fogo. Este método permite obter o valor da resistência da laje mista ao fogo (simplesmente apoiada, armadura nas duas direções e sem restrições no plano horizontal dos bordos da laje), usando o mecanismo de limite inferior melhorado, considerando o efeito benéfico das ações de membrana de tração associado a grandes deslocamentos. Esta melhoria aumenta com o aumento da deformação vertical da laje até a ocorrência da rotura da armadura em toda a extensão do menor vão ou à rotura de compressão do betão nos cantos da laje (Vila Real, 2012). Estes dois modos de rotura são apresentados de seguida (Figura 2.25)



Evidências Experimentais

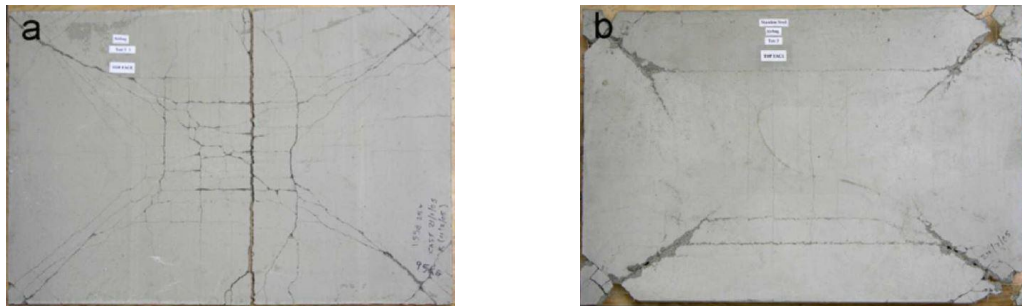


Figura 2.25 - Modos de rotura em ensaios a 20°C (Vila Real, 2012).

Assim Hayes observou que, considerando um comportamento rígido-plástico, apenas são permitidas a translação e rotação de corpo rígido. Pressupostos adicionais em que os eixos neutros ao longo das linhas de rotura são linhas retas e que o bloco de tensões do betão é retangular, significam que a variação das forças de membrana ao longo das linhas de rotura torna-se linear, conforme a Figura 2.26. Estas premissas e a distribuição das forças de membrana foram também adotadas por Bailey. (Vila Real, 2012)

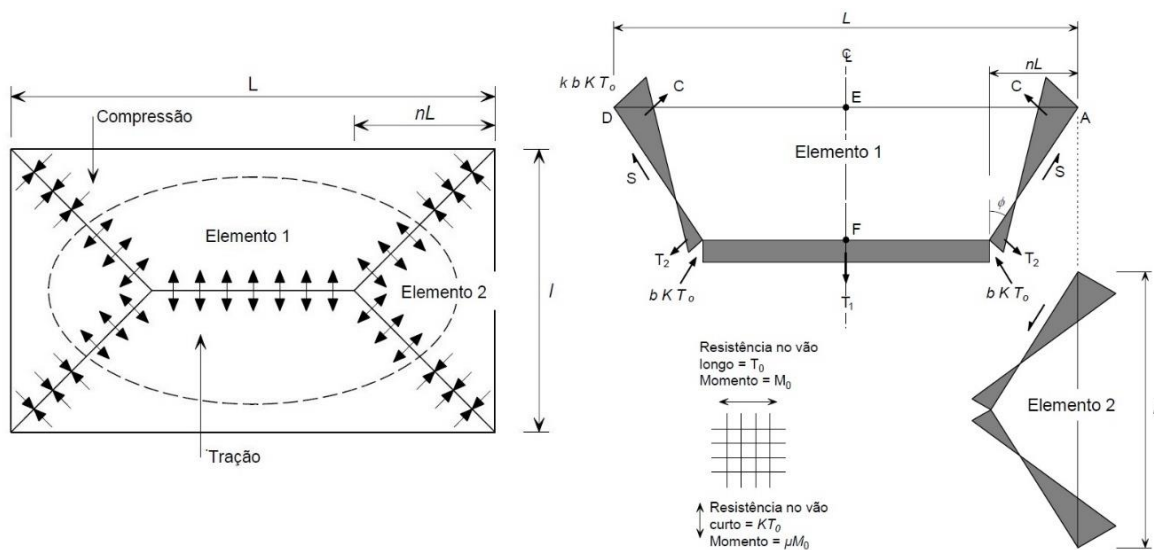


Figura 2.26 - Distribuição de tensões no plano para os elementos 1 e 2 (Vila Real, 2012).

Este método simplificado para determinar a resistência de lajes mistas tendo em conta o efeito

(benéfico) de membrana não é aprofundado neste estudo. Por isso mesmo, os parâmetros mencionados na Figura 2.26 não serão estudados. O cálculo é algo extenso e moroso, por isso não é referido nesta dissertação. Note-se apenas para a Figura 2.27 onde está representado esquematicamente o efeito de membrana e qual a sua influência na capacidade resistente para um dado deslocamento.

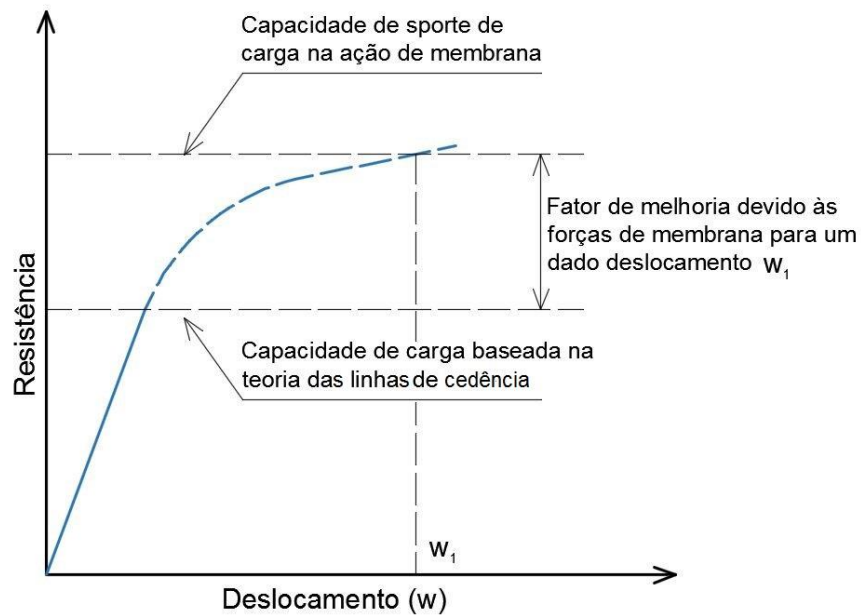


Figura 2.27 - Acréscimo da resistência considerando o efeito membrana (Vila Real, 2012).

Por fim, refira-se que o facto de se adotar métodos de cálculo um pouco mais complexos requer um maior nível de conhecimento e experiência por parte do projetista que os usa, no entanto em maior parte dos casos, este tipo de análise fornece resultados seguros e soluções bastante mais económicas.

3 CÁLCULO DE ESTRUTURAS AO FOGO

No processo de verificação de segurança ou no dimensionamento de estruturas ao fogo, o cálculo estrutural é constituído por um conjunto de quatro etapas sucessivas (Figura 3.1). Dentro de cada uma destas etapas existem diferentes métodos propostos pelo Eurocódigo cuja principal diferença está relacionada com o grau de complexidade e, por conseguinte, com o grau de rigor exigido. O presente capítulo aborda estas quatro etapas de cálculo.

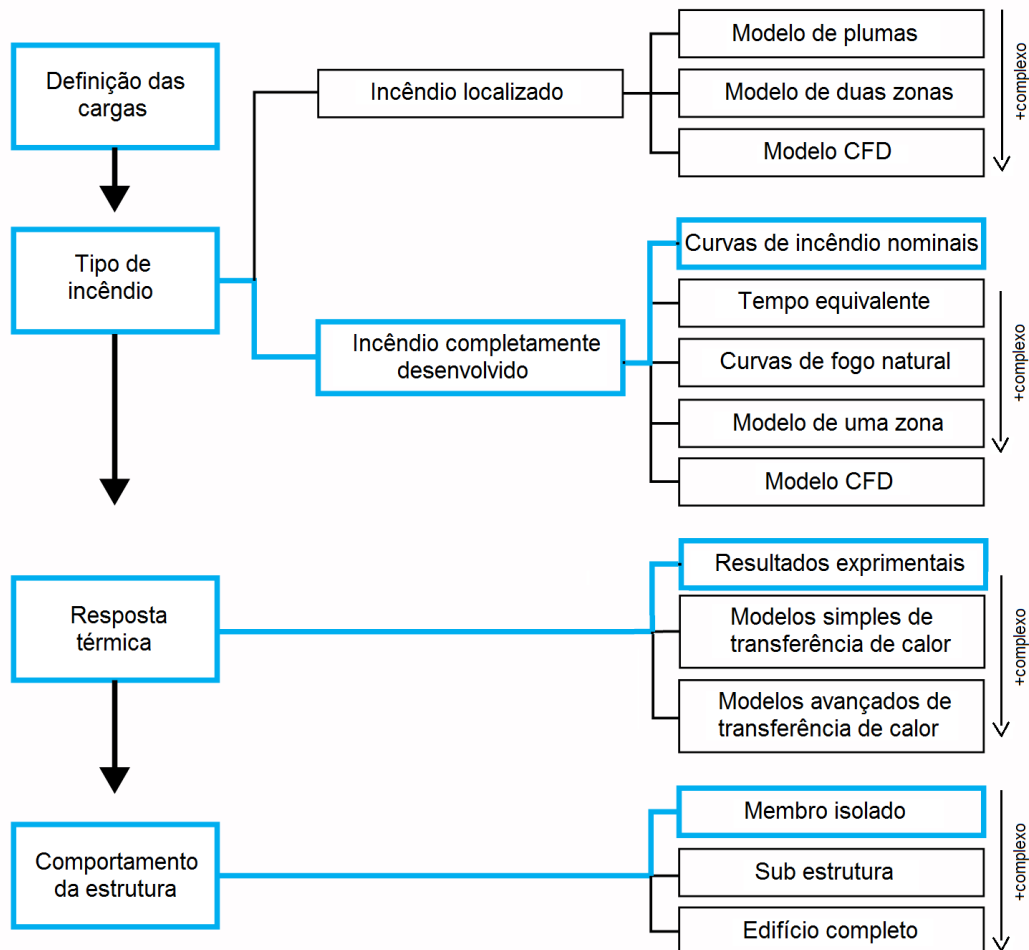


Figura 3.1 - Quatro etapas no cálculo de estruturas ao fogo.

3.1 DEFINIÇÃO DAS CARGAS

Numa fase inicial é importante perceber que tipo de ações estão em jogo numa situação de incêndio. O Eurocódigo considera que o fogo em estruturas é uma ação accidental (EN1990, 6.4.3.3) e, por isso, os valores das cargas atuantes terão de ser diferentes comparativamente com os da situação de temperatura ambiente. Geralmente estes valores são menores devido ao facto de haver uma maior probabilidade de colapso numa situação de incêndio. “Por exemplo, a sociedade irá provavelmente aceitar que 1 em 100 edifícios irá colapsar numa situação de incêndio, enquanto que tal probabilidade não seria aceite em condições normais” (Franssen e Vila Real, 2012)

As cargas atuantes numa situação de incêndio podem ser obtidas através da combinação acidental segundo a EN1990, artigo 6.4.3.3:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Onde,

$G_{k,j}$ – Valor característico das cargas permanentes

P – Carga associada ao pré-esforço

A_d – Ações indiretas do fogo

$Q_{k,1}$ – Ação variável principal

Na equação (3.1), o sinal “+” não significa que o valor de cada uma das variáveis irá ser somado matematicamente, uma vez que se tratam de ações de natureza diferente. Por exemplo o termo A_d , que representa as ações indiretas do fogo, trata-se do efeito da expansão térmica dos elementos estruturais. Enquanto G e Q representam ações “exteriores” aplicadas à estrutura, o termo A_d representa efeitos “internos” sofridos pelo elemento devido ao aumento da temperatura. Este tipo de ações está relacionado com a análise da estrutura e não propriamente às cargas a aplicar. As ações indiretas são mais utilizadas em análises globais avançadas onde se analisa o edifício todo e não serão abordadas neste estudo (Franssen e Vila Real, 2012).

Em relação às ações variáveis Q , a escolha de usar o coeficiente Ψ_1 ou Ψ_2 na equação (3.1) recai sobre cada país, através do respetivo Anexo Nacional (em Portugal usa-se o valor de Ψ_1). Os valores recomendados para estes coeficientes são apresentados na Tabela 3.1¹.

Tabela 3.1 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 de sobrecargas.

Sobrecargas em edifícios por categoria	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A: domésticos, residenciais	0,5	0,3
Categoria B: escritórios	0,5	0,3
Categoria C: áreas de circulação	0,7	0,6
Categoria D: centros comerciais	0,7	0,6
Categoria E: armazéns	0,9	0,8
Categoria F: rodoviário, veículos $\leq 30 \text{ kN}$ ou 160	0,7 ou 0,5	0,6 ou 0,3
Categoria H: coberturas	0,0	0,0

Em termos de simplificações, o Eurocódigo refere que não é necessário considerar a ocorrência de outras ações acidentais em simultâneo, por exemplo um sismo. A juntar a isso, não se deve considerar qualquer redução nas cargas atuantes devido à combustão de objetos no interior do

¹ Na Tabela 3.1 não são apresentados os valores para os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 numa situação de incêndio em que a ação variável base é a neve ou o vento (quadro A1.1 do anexo A1 da EN1990)

compartimento. Por exemplo, no caso de uma laje mista, o incêndio dá-se na parte inferior da estrutura, enquanto que a carga a atuar no piso acima mantém-se constante.

Como forma de simplificar o processo de definição de cargas na realização do projeto de estruturas, o Eurocódigo apresenta três simplificações (EN1994-1-2, 2.4.2) que permitem aproveitar alguns resultados obtidos para a temperatura ambiente. As três simplificações seguintes só poderão ser utilizadas nos casos em que as ações indiretas não são consideradas e para o caso em que a análise é feita apenas a um elemento (ex. laje, coluna) ou a uma subestrutura (ex. pórtico).

3.1.1 SIMPLIFICAÇÃO 1

As cargas podem considerar-se constantes ao longo do tempo de exposição ao fogo. O valor calculado a partir da equação (3.1) para $t = 0$ não é alterado durante todo o incêndio. No caso da análise global duma estrutura, o efeito das ações indiretas e do pré-esforço podem ser variáveis.

3.1.2 SIMPLIFICAÇÃO 2

O Eurocódigo 1 permite que a ação do fogo seja obtida a partir do efeito das ações calculadas à temperatura ambiente E_d , multiplicando por um fator η_{fi} , o chamado nível de carga. A 20°C tem-se a equação fundamental:

$$\gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \gamma_{Q,i} Q_i \quad (3.2)$$

Em situação de incêndio vem:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (3.3)$$

Sendo o fator de carga η_{fi} obtido através da seguinte expressão:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{f,i} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.4)$$

A aplicação das equações (3.3) e (3.4) fornecem valores aproximados apenas quando se trabalha com ações permanentes e ações variáveis da mesma natureza, com a mesma distribuição e direção. Por exemplo, cargas permanentes e sobrecargas, ambas em kN/m^2 . No caso de se somar cargas permanentes em kN/m^2 com sobrecargas em kN os resultados são bastante diferentes.

3.1.3 SIMPLIFICAÇÃO 3

O valor máximo de η_{fi} dado pela equação 3.3 é obtido quando a estrutura esta sujeita apenas às cargas permanentes. Se se assumir um valor de γ_G , de 1,35 o valor de $\eta_{fi} = \frac{1}{1.35} = 0,74$. Conclui-se assim que o nível de carga η_{fi} é reduzido devido às sobrecargas, particularmente quando o rácio G/Q é alto e o $\Psi_{f,i}$ é baixo. Tirando valores de $\Psi_{f,i}$ muito altos (categoria E), o valor do nível de carga η_{fi} não ultrapassará os 0.65. Assim, o Eurocódigo permite que não seja necessário aplicar a equação (3.4) e considerar $\eta_{fi} = 0,65$ para a maioria das situações.

3.2 AÇÃO TÉRMICA

De acordo com a EN1991-1-2, a ação térmica é definida por duas parcelas em termos de densidade de calor incidente na fronteira do elemento: uma devido à convecção e outra devido à radiação, sendo o valor da densidade do fluxo de calor, por unidade de área [W/m^2]:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \tag{3.5}$$

O cálculo da densidade de calor não é objeto de estudo da presente dissertação. No entanto, optou-se por mencionar a expressão anterior de forma de perceber as diferentes formas de propagação de calor. Para além destas duas, existe ainda o fenómeno da condução. Este está relacionado com a propagação de calor num dado material e não com o calor incidente na fronteira do elemento.

A EN1991-1-2 permite abordar a ação térmica de duas formas. A primeira consiste em relações entre o tempo e a temperatura do gás no interior do compartimento (curvas temperatura-tempo). Ao estimar esta temperatura, juntamente com as condições de fronteira apropriadas, pode-se determinar o fluxo de calor transmitido do ambiente à estrutura. Outra possibilidade consiste em determinar diretamente o fluxo de calor transmitido à estrutura, através da equação (3.5). No entanto, o cálculo direto do fluxo de calor é mais complexo e está associado a programas de cálculo que requerem um maior número de variáveis base. A distinção no Eurocódigo 1 é feita entre curvas temperatura-tempo nominais e modelos de incêndio natural. Analisando novamente a Figura 3.1, focando só nos diferentes modelos de incêndio propostos pelo Eurocódigo consegue-se perceber estas diferentes abordagens:

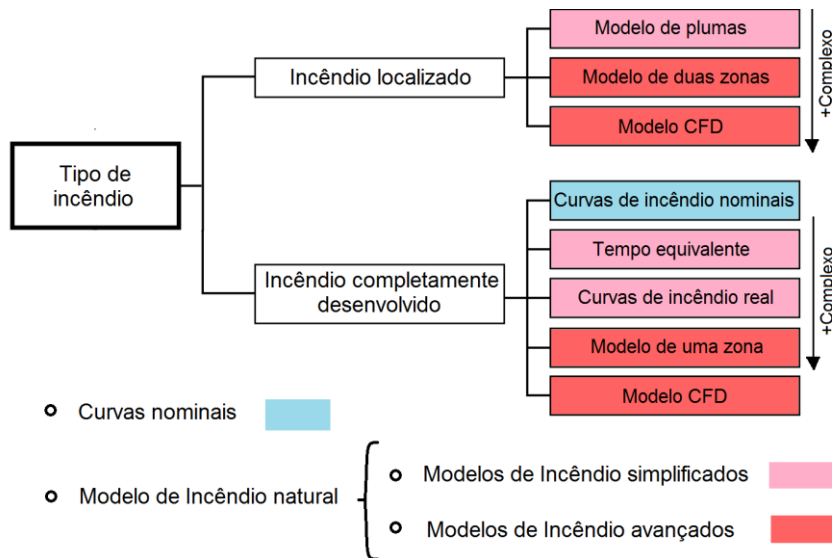


Figura 3.2 - Curvas nominais temperatura-tempo e modelos de fogo natural.

Um incêndio natural (ou incêndio real) é constituído por várias fases desde a sua ignição até à sua extinção. Pode ser expresso através duma curva temperatura tempo como a da Figura 3.3:

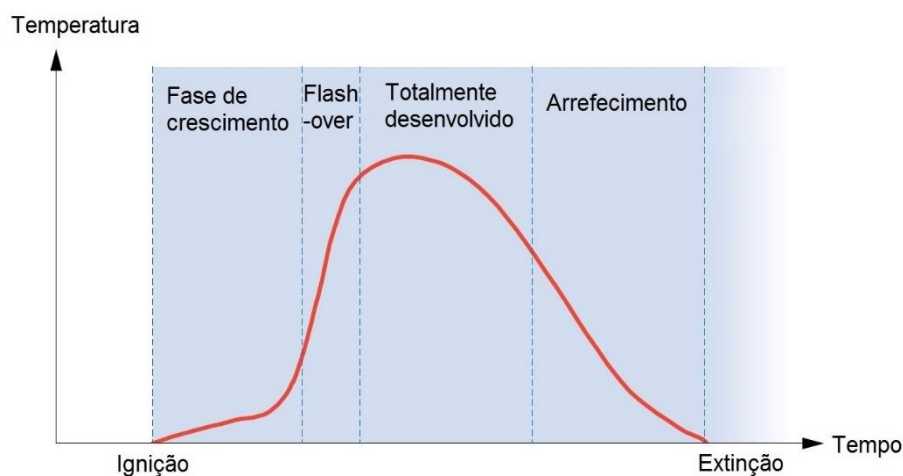


Figura 3.3 - Curva da Temperatura-tempo para um fogo real num dado compartimento.

A ignição define o início do desenvolvimento do fogo. A chama nasce quando existe uma reação química de combustível com oxigénio e calor. Após a ignição, o incêndio entrará na fase de crescimento. O fogo irá permanecer pequeno e localizado no compartimento. Começar-se-ão a produzir fumos, que por sua vez irão aumentar a temperatura no topo do compartimento. Com uma carga de incêndio razoável e níveis de oxigénio suficientes, considerando também que não existiram medidas ativas de proteção ao fogo, a chama irá continuar a aumentar. Com o desenvolvimento do fogo, se a temperatura dos gases no compartimento aumentar o suficiente (550-600°C), dar-se-á a ignição de todos os objetos combustíveis contidos no local. Este fenómeno é chamado de flashover (IStructE, 2007). O incêndio entra assim no seu pico e a temperatura registada no interior do compartimento atinge valores máximos. O incêndio encontra-se totalmente desenvolvido. Quando a carga de incêndio é totalmente consumida pelas chamas, dá-se a chamada fase de arrefecimento até o incêndio se extinguir naturalmente. A ocorrência do flashover define um ponto de transição no processo de desenvolvimento dos incêndios. Por isso mesmo, os modelos de cálculo são classificados como pré-flashover, para incêndios localizados ou pós-flashover, para incêndios que se desenvolvem por completo.

Em termos do trabalho desenvolvido na presente dissertação (*toolkit*), o modelo de incêndio para o cálculo de lajes mistas ao fogo foi baseado em curvas de incêndio nominais. No entanto, uma vez que a tendência atual da regulamentação é promover as análises baseadas no desempenho, que têm por base modelos de incêndio natural, optou-se por aprofundar um pouco mais esta matéria.

Segundo o artigo 15º do Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndios em Edifícios, as abordagens no desempenho passam a ser possíveis, ao contrário do que acontecia antes da publicação da atual regulamentação. Estabelece-se que os elementos estruturais dos edifícios devem possuir uma resistência ao fogo que garanta as suas funções de suporte de carga durante todas as fases (Figura 3.3) do incêndio (abordagem baseada no desempenho), ou em alternativa,

devem possuir resistência ao fogo padrão mínima (abordagem prescritiva).

É importante referir que os modelos de incêndio natural dependem de um grande número de variáveis base. Comparativamente com as curvas de incêndio nominais, onde a temperatura é diretamente obtida por uma expressão matemática (temperatura em função do tempo) e não é necessário introduzir qualquer tipo de dados.

3.2.1 CURVAS DE INCÊNDIO NOMINAIS

A curva nominal mais utilizada como referência ao fogo em todo o mundo é a curva de incêndio padrão (ISO 834). O termo nominal é utilizado uma vez que este tipo de curvas não representa um incêndio real. Em comparação com a curva de incêndio real, as curvas nominais não consideram a fase de arrefecimento. A EN1991-1-2 fornece ainda mais duas curvas para além da curva padrão. A curva de incêndio exterior, que traduz a ação do fogo em elementos exteriores, e a curva de hidrocarbonetos, que simula incêndios com base em combustíveis líquidos. Nestes três casos, a temperatura do gás no compartimento (θ_g) é dada por uma expressão matemática que depende do tempo:

Curva de incêndio padrão ISO 834:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.6)$$

Curva de incêndio de hidrocarbonetos:

$$\theta_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) \quad (3.7)$$

Curva de incêndio exterior:

$$\theta_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) \quad (3.8)$$

Graficamente tem-se:

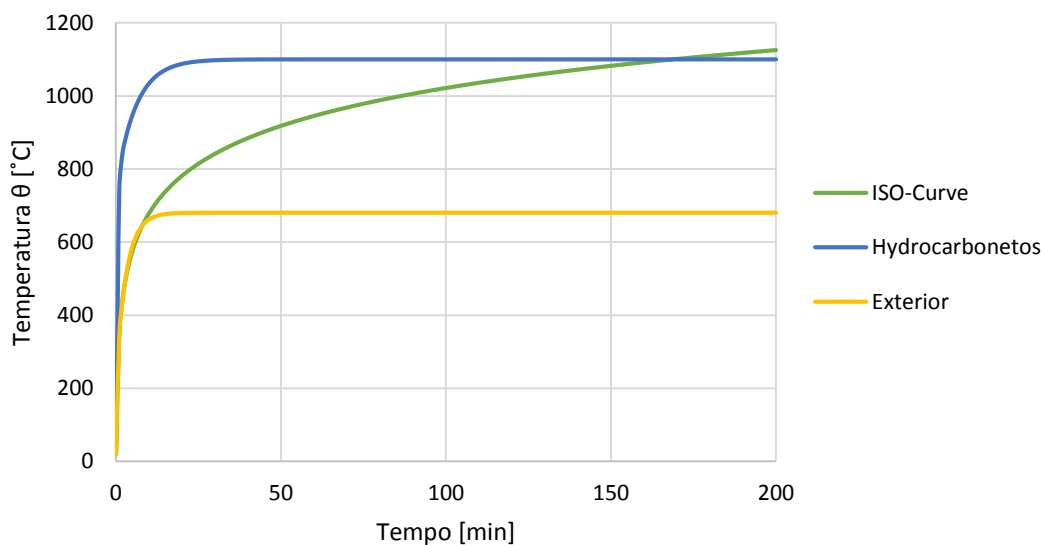


Figura 3.4 - Curvas Nominais da EN1991-1-2.

Para além destas curvas presentes no Eurocódigo, existem ainda outras curvas adotadas por outros países no mundo. Refira-se como exemplo a curva regulamentar americana ASTM E119, a curva britânica BS 476, a curva australiana AS 1530, a canadiana ULC S101 e a japonesa JIS A 1304. Todas estas curvas não apresentam grandes diferenças para a curva padrão ISO 834.

3.2.2 INCÊNDIOS LOCALIZADOS

Os incêndios localizados já entram no grupo dos modelos de incêndio naturais uma vez que conseguem traduzir as diferentes fases do incêndio (fase de crescimento, arrefecimento). Costumam acontecer em compartimentos bastante grandes, com pouca carga de incêndio e em locais com uma excelente ventilação, por exemplo áreas de circulação em aeroportos e centros comerciais. Este tipo de incêndio pode ocorrer devido ao facto de a propagação das chamas ser lenta e o aumento da temperatura não é suficientemente rápido para provocar o flashover, ou a carga de incêndio presente no compartimento não está suficientemente próxima da origem das chamas. Em relação aos modelos de incêndio pré *flashover* ou localizados, existem três hipóteses possíveis na escolha do modelo de incêndio: Modelo de plumas, o modelo de duas zonas e os modelos CFD (*Computational Fluid Dynamic*).

3.2.2.1 MODELO DE PLUMAS

No anexo C da EN1991-1-2 existem duas abordagens de calculo possíveis dentro do modelo de plumas. A escolha depende se a altura da chama/pluma (L_f) atinge o teto do compartimento (H).

$$L_f = 0,0148 \cdot Q^{0,4} - 1,02 \cdot D \quad (3.9)$$

Onde D é o diâmetro da chama e Q é a taxa de libertação de calor (o valor de Q pode ser calculado através do anexo E da EN1991-1-2 com recurso à tabela E.4).

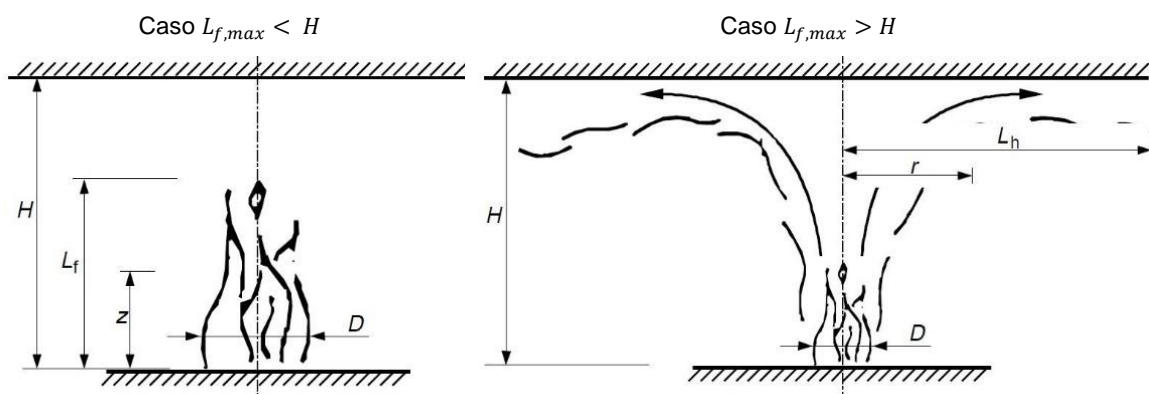


Figura 3.5 - Esquema representativo dos parâmetros para o modelo de plumas (EN1991-1-2, anexo A)

Refira-se que o primeiro caso ($L_{f,max} < H$ - Modelo 1) é utilizado para incêndio ao ar livre ou para incêndio interiores que nunca cheguem a atingir o teto do compartimento, enquanto que o segundo caso ($L_{f,max} > H$ - Modelo 2) é usualmente utilizado para modelar incêndios em parques de estacionamento.

3.2.3 CURVAS DE INCÊNDIO NATURAL/ PARAMÉTRICAS

De uma maneira geral, as curvas paramétricas são funções analíticas que fornecem o mesmo tipo de informação que as curvas de nominais (temperatura do gás no compartimento), no entanto, são baseadas em vários parâmetros físicos. Dependem essencialmente de três parâmetros, mencionados no anexo A da EN1991-1-2:

- O parâmetro b , que tem em conta as propriedades térmicas das fronteiras do compartimento, ou seja, a capacidade das paredes, do piso e do teto para absorver energia libertada pelo fogo.
- O parâmetro O que tem em conta as aberturas verticais das paredes. Maiores valores de O correspondem a aberturas maiores, o que significa maiores níveis de ventilação no compartimento.
- E o parâmetro $q_{f,d}$ que é o valor de dimensionamento da densidade de carga de incêndio. Este valor depende do tipo de utilização do compartimento e do tipo de medidas de proteção ativas ao fogo existentes.

Estas curvas são apenas válidas para compartimentos com uma área máxima de $500 m^2$, sem aberturas no teto e com uma altura máxima de $4 m$. De seguida apresenta-se graficamente o andamento típico destas curvas.

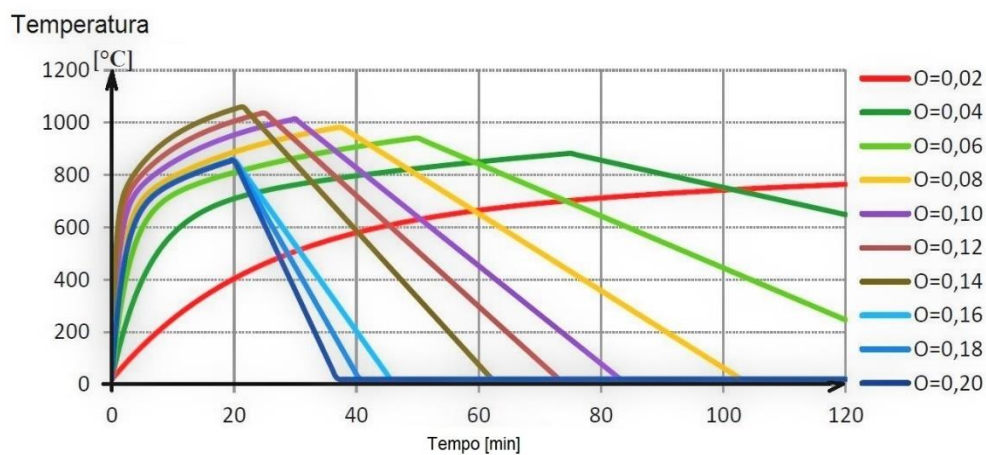


Figura 3.6 - Exemplo de curvas paramétricas (Reis, 2011).

Pela análise do gráfico anterior pode concluir-se que a temperatura (máxima) de incêndio irá aumentar consoante a percentagem de aberturas. Por outras palavras, quanto maior for o nível de ventilação (mais oxigénio) disponível, maior será o incêndio. No entanto, para valores de percentagem de aberturas superiores a 15%, a ventilação deixa de alimentar o incêndio, reduzindo a temperatura no compartimento devido às perdas por convecção associadas às trocas de massa total dos gases entre o interior e o exterior do compartimento.

3.2.4 TEMPO EQUIVALENTE

O método do tempo equivalente (EN1991-1-2, anexo F) é uma abordagem simples que relaciona a gravidade de incêndios reais com as curvas de incêndio nominais. Define-se pelo tempo de exposição a um ensaio de fogo real que fornece o mesmo efeito térmico (temperatura máxima) à estrutura que a curva de incêndio padrão. A Figura 3.7 ilustra esse conceito.

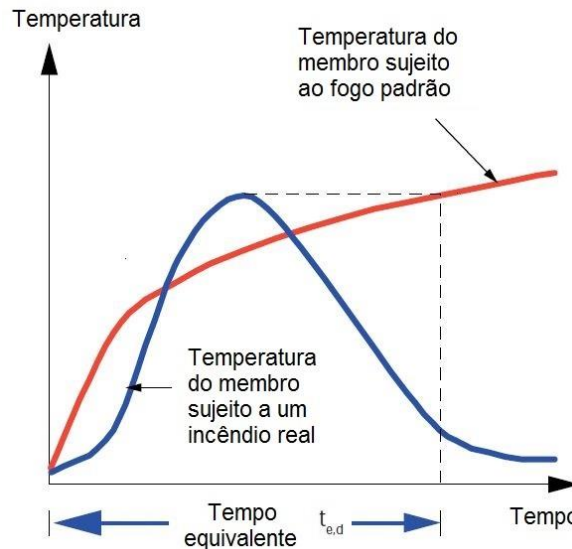


Figura 3.7 - Método do tempo equivalente (IStructE, 2007).

3.2.5 MODELOS DE ZONAS

Os modelos de zonas estão associados a cálculos com recurso a programas numéricos que, baseando-se na hipótese de que a temperatura é uniforme em cada uma das zonas do compartimento. Calcula-se o desenvolvimento da temperatura através da resolução de equações diferenciais que expressam a conservação da massa e energia para cada uma destas zonas. É utilizada a expressão (3.5) para calcular o fluxo de calor transmitido à estrutura.

As variáveis base necessárias para a utilização deste tipo de modelos são as mesmas que as das curvas paramétricas. No entanto, para este tipo de modelos é necessário introduzi-los de uma forma muito mais minuciosa. Por exemplo, é necessário introduzir cada abertura com a respetiva geometria e localização, assim como definir as diferentes camadas que constituem as paredes.

Pode-se distinguir os dois tipos de modelos de zonas mais comuns. O modelo de uma zona é utilizado para simular incêndios completamente desenvolvidos (pós-flashover) e considera a temperatura uniforme em todo o compartimento. O modelo de duas zonas é geralmente utilizado para simular incêndios localizados (pré-flashover), onde existe uma camada superior constituída por gases quentes resultantes do fogo e uma camada inferior onde a temperatura permanece baixa. Alguns modelos podem começar num modelo de duas zonas e terminar num modelo de uma zona, representando a situação pré-flashover e pós-flashover.

3.2.6 MODELOS CFD

Os modelos CFD (*Computer Fluid Dynamic*), tal como o nome indica, são baseados na mecânica dos fluidos computacionais. Tratam-se de modelos bastante complexos que se baseiam na divisão do compartimento em várias células, para as quais as equações de Navier-Stokes são resolvidas. Fornece resultados bastante detalhados como por exemplo, a temperatura, pressão, velocidade, componentes químicos e obstrução ótica de cada célula (Franssen e Vila Real, 2012). São mencionados no EC1 sem qualquer tipo de recomendação. O uso deste tipo de modelos requer computadores poderosos e equipados com software específico e técnicos com grande experiência e capacidade crítica.

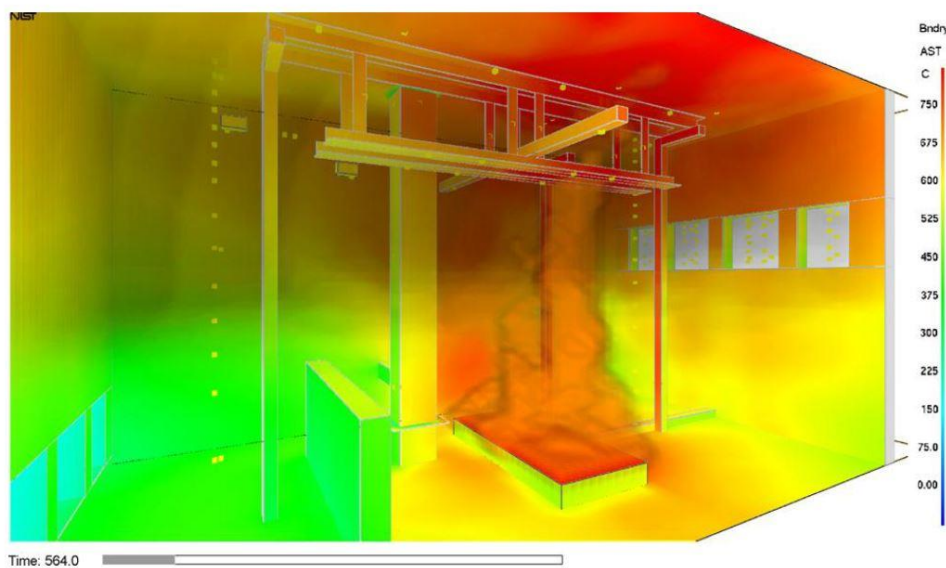


Figura 3.8 - Variação temperatura ao longo do tempo pelo programa FDS (Reis, 2011).

Assim fica concluída a análise dos diferentes modelos de incêndio propostos pelo Eurocódigo. Desde já, existem algumas conclusões que podem ser tiradas. Começando pela curva de incêndio padrão, que esteve na base do desenvolvimento do *toolkit* (método simplificado). Este tipo de modelo de incêndio não tem em conta qualquer parâmetro físico (aberturas, carga de incêndio, propriedades das fronteiras, etc.) fornecendo valores da temperatura num compartimento, exclusivamente a partir do tempo de exposição ao fogo. Para além disso, a curva padrão não tem em conta a fase de arrefecimento, tornando este modelo bastante penalizador para a estrutura. Por outro lado, a regulamentação de segurança contra incêndios tem vindo a adotar análises baseadas no desempenho. Este tipo de análise tem por base modelos de incêndio natural, como por exemplo, incêndio localizados, curvas paramétricas, os modelos de zonas e os modelos CFD. A partir deste tipo de análises avançadas consegue-se simular as diferentes fases do incêndio, tendo em conta diversos parâmetros físicos que desempenham um papel fundamental na determinação do comportamento real das estruturas expostas ao fogo. Este tipo de análise fornece aos projetistas e donos de obra soluções mais económicas e viáveis.

3.3 MODELOS DE CÁLCULO AO FOGO

Existem três modelos diferentes para avaliar a resistência de estruturas ao fogo que variam consoante o grau de complexidade:

- Valores tabulados: são obtidos através de ensaios laboratoriais em fornalhas, métodos empíricos e cálculos numéricos. Este tipo de análise é bastante utilizada em elementos de betão armado e em estruturas mistas (EN1992-1-2, EN1994-1-2). Por exemplo, existem tabelas no EC2 e no EC4 que fornecem valores de recobrimento em função do tempo de exposição (ex: rec = 30mm para R90)
- Métodos simplificados de cálculo: baseiam-se em fórmulas analíticas para membros isolados. Foi a abordagem estudada no presente estudo
- Métodos avançados de cálculo: estão normalmente associados a cálculos computacionais que requerem um elevado número de variáveis base.

3.4 COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA

Os métodos avançados podem ser usados (consoante o grau de complexidade) desde análises globais (Figura 3.9 a), considerando toda a estrutura, até análises de elementos isolados (Figura 3.9 c).

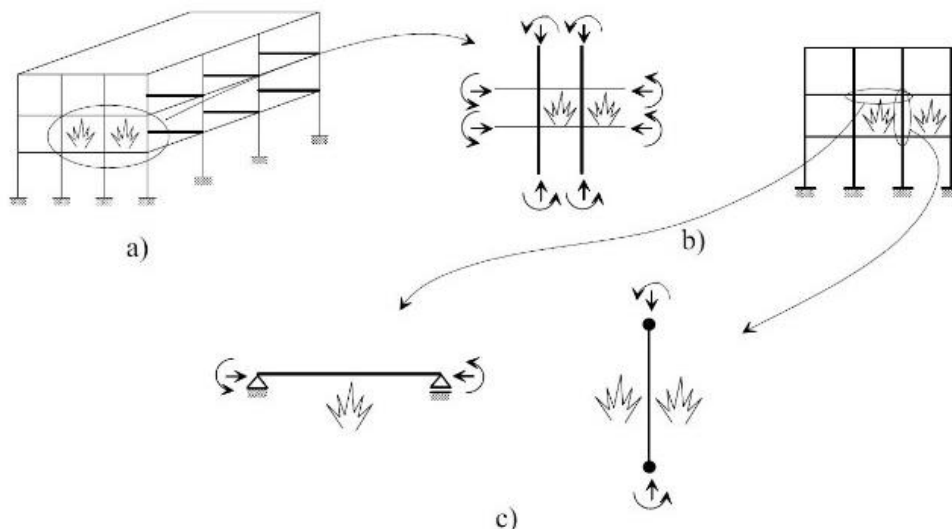


Figura 3.9 - Diferentes análises estruturais (Franssen e Vila Real, 2012).

Para uma análise global, é necessário considerar os efeitos de expansão térmica, deformações e rigidez de todos os elementos (ações indiretas), assim como os modos de rotura relevantes e as propriedades térmicas dos materiais. Na análise de uma subestrutura, por exemplo um pórtico, pode assumir-se que as condições de fronteira nos apoios não são alteradas durante o tempo de exposição ao fogo. Para análises a elementos isolados, por exemplo uma laje, só é necessário ter em conta o gradiente térmico ao longo da secção. Deformações axiais devido ao aumento da temperatura podem ser desprezadas, assim como as condições de fronteira nos apoios permanecem constantes.

Assim, conclui-se este capítulo ilustrando o fluxograma mencionado na EN1991-2 que contém as diferentes abordagens de cálculo possíveis. A azul é salientado o processo do método simplificado de cálculo que esteve na base do desenvolvimento do *toolkit* em Excel.

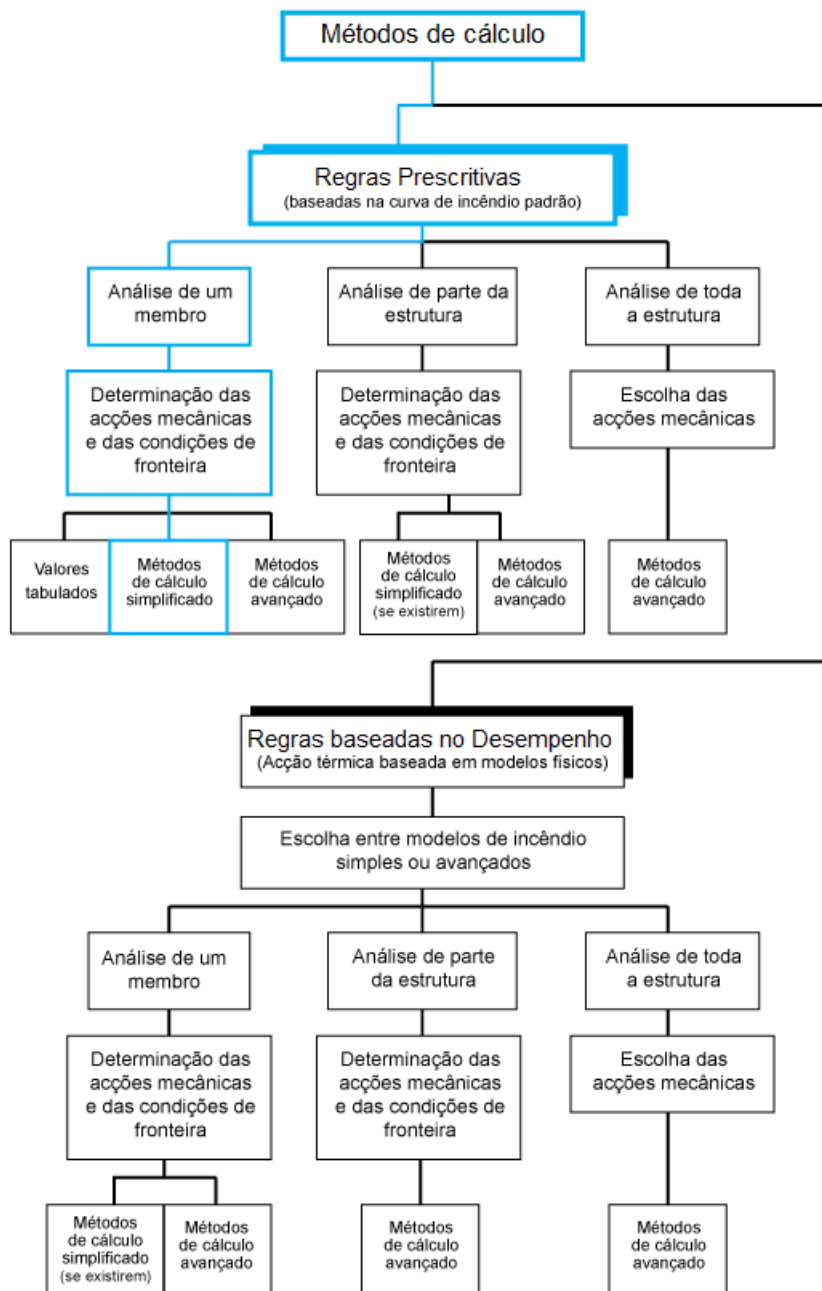


Figura 3.10 - Métodos de cálculo propostos pela EN1991-1-2.

4 TOOLKIT EM EXCEL

O principal objetivo da dissertação foi desenvolver um toolkit em Excel com o intuito de automatizar o cálculo de lajes mistas ao fogo. Esse toolkit não é mais que uma folha de cálculo em Excel, onde o utilizador introduz os parâmetros de entrada, como por exemplo, a geometria da chapa perfilada, a classe dos materiais e o tempo de resistência pretendido e, de uma forma rápida, obtém-se momentos resistentes e tempos de isolamento ao fogo. No fundo, servirá como uma ferramenta para um projetista, tanto na verificação, assim como no dimensionamento de lajes mistas ao fogo (ver Anexo 4).

Como forma de facilitar a compreensão por parte do leitor, a análise do toolkit irá ser acompanhada de um exemplo concreto de uma laje mista exposta ao fogo. Para o caso, considere-se uma laje quadrada de 5,5 x 5,5 metros, simplesmente apoiada e com uma carga permanente e sobrecarga de 4 KN/m² e 3 KN/m², respetivamente (edifício de escritórios). Os materiais que constituem a laje são o betão C30/37 e o aço S320. A geometria da laje é definida na Figura 4.1:

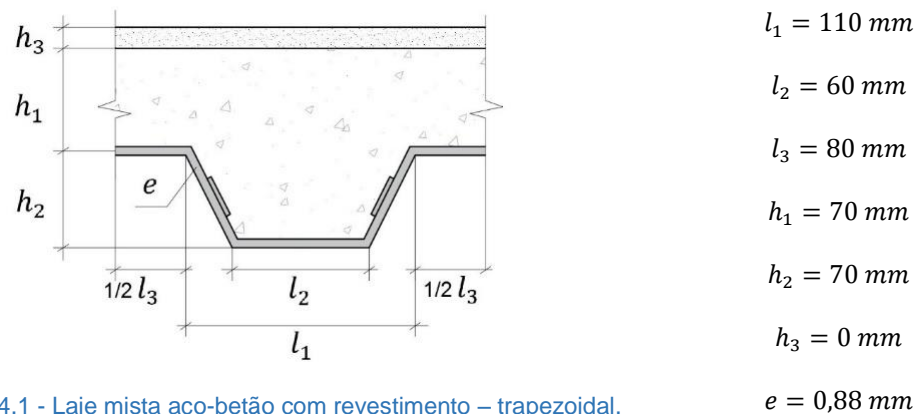


Figura 4.1 - Laje mista aço-betão com revestimento – trapezoidal.

A geometria utilizada neste exemplo explicativo foi referente a uma chapa trapezoidal, contudo, também poder-se-ia utilizar o método para chapas reentrantes como a da Figura 4.2:

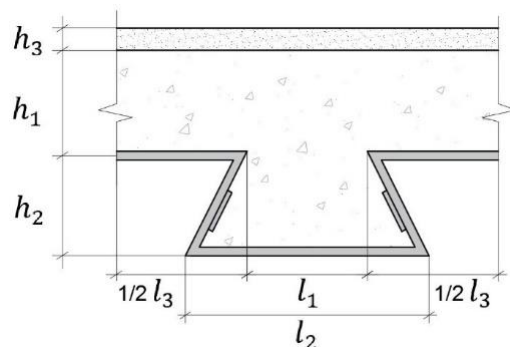


Figura 4.2 - Laje mista aço-betão com revestimento – reentrante.

4.1 Definição das cargas

De acordo com a expressão (3.1) e considerando $\Psi_1 = 0.5$ (edifício de escritórios) o momento atuante em situação de incêndio é dado por:

$$q_{fi,Ed} = G_k + \Psi_2 Q_{k,1} = 4 + 0,5 \times 3 = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{fi,Ed} = \frac{5,5 \times 5,5^2}{8} = 20,80 \text{ kNm/m}$$

Se se calcular o mesmo momento, mas para a temperatura ambiente, obtém-se os seguintes valores, considerando $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,5$:

$$q_{Ed} = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,35 \times 4 + 1,5 \times 3 = 9,9 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{9,9 \times 5,5^2}{8} = 37,43 \text{ kNm/m}$$

De acordo com a expressão (3.4) da simplificação 2, o fator η_{fi} é igual:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = \frac{5,5}{9,9} = 0,56$$

O que pela simplificação 2 obtém-se um momento atuante de:

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{Ed} = 0,56 \times 37,43 = 20,80 \text{ kNm/m}$$

E pela simplificação 3, considerando $\eta_{fi} = 0,65$, obtém se um momento atuante de:

$$M_{fi,Ed} = \eta_{fi} \times M_{Ed} = 0,65 \times 37,43 = 24,33 \text{ kNm/m}$$

O que significa que se está a sobrestimar o momento em 17% recorrendo à simplificação 3.

Considere-se então um momento atuante $M_{fi,Ed} = 20,80 \text{ kNm/m}$

4.2 Método Simplificado de Cálculo

Neste subcapítulo é descrito o procedimento geral do método simplificado de cálculo que serviu como base para o desenvolvimento do *toolkit* em *Excel*. A descrição seguinte é feita com base nas disposições da EN1994-1-2 juntamente com artigo (Nolasco, Tavares e Vila Real).

Na secção 4.3 da EN1994-1-2 são dadas as regras para a aplicação do método simplificado de cálculo para lajes mistas de aço e betão sem proteção passiva na face inferior da chapa perfilada. Refira-se que as lajes mistas, que tenham sido dimensionadas de acordo com a parte 1-1 do Eurocódigo 4, verificam automaticamente o critério de estanquidade (critério E), sendo apenas necessário verificar os critérios de isolamento e de resistência mecânica. Para este exemplo, pretende-se que a laje verifique o critério de resistência e isolamento para 90 minutos de exposição à curva de incêndio padrão.

No artigo 4.3.2 (5) da EN1994-1-2 refere-se que só é necessário verificar o critério R caso a resistência pretendida seja superior a 30 minutos, uma vez que todas as lajes mistas

dimensionadas de acordo com a parte 1-1 do Eurocódigo 4 têm uma classificação mínima referente à estabilidade de R30. Ainda no artigo 4.3.2 (6) existe uma referência ao uso do anexo D, que contém as fórmulas necessárias para efetuar a verificação de lajes mistas em relação ao critério R e ao critério I. O anexo D só pode ser utilizado se as dimensões da laje estiverem confinadas ao campo de aplicação sugerido (Tabela 4.1)

4.2.1 CAMPO DE APLICAÇÃO

Para aplicação do anexo D da EN1994-1-2, na verificação da resistência (critério R) e do isolamento (critério I), os parâmetros geométricos têm que estar compreendidos nos seguintes intervalos:

Tabela 4.1 - Campo de aplicação

Limites para perfis trapezoidais	Limites para perfis reentrantes
$80,0 \leq l_1 \leq 155,0 \text{ mm}$	$77,0 \leq l_1 \leq 135,0 \text{ mm}$
$32,0 \leq l_2 \leq 132,0 \text{ mm}$	$110,0 \leq l_2 \leq 150,0 \text{ mm}$
$40,0 \leq l_3 \leq 155,0 \text{ mm}$	$38,5 \leq l_3 \leq 97,5 \text{ mm}$
$50 \leq h_1 \leq 125,0 \text{ mm}$	$50 \leq h_1 \leq 130,0 \text{ mm}$
$50 \leq h_2 \leq 100 \text{ mm}$	$30 \leq h_2 \leq 60 \text{ mm}$

4.2.2 CRITÉRIO I

O critério de isolamento térmico deixa de ser verificado quando o aumento médio da temperatura no lado da laje contrário ao fogo (lado aquecido) é 140°C ou, quando o aumento da temperatura num ponto desse mesmo lado é de 180°C (Figura 4.3):

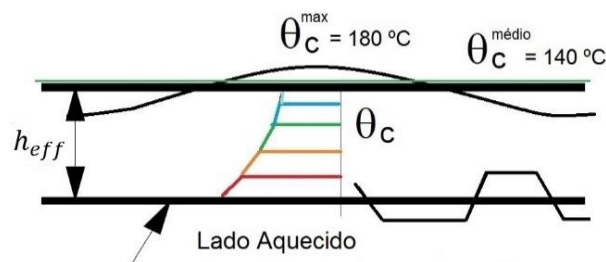


Figura 4.3 - Critério I.

Este critério, no contexto do método simplificado, pode ser avaliado de duas formas. Com base na espessura efetiva da laje mista h_{eff} (Figura 4.3) ou a partir duma expressão do tempo de isolamento. Pela espessura efetiva recorre-se à Tabela 4.2:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{para } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (4.1)$$

$$h_{eff} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2/h_1 > 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (4.2)$$

Tabela 4.2 - Critério I: Espessura efetiva mínima (tabela D6 EN1994-1-2).

Resistência ao fogo padrão	Espessura efetiva mínima h_{eff} [mm]
I 30	$60 - h_3$
I 60	$80 - h_3$
I 90	$100 - h_3$
I 120	$120 - h_3$
I 180	$150 - h_3$
I 240	$175 - h_3$

Tendo em conta que para este exemplo o revestimento h_3 é nulo tem-se uma altura efetiva de:

$$h_2/h_1 = 70/70 = 1 \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ então } h_{eff} = 70 + 0,5 \times 70 \times \left(\frac{110+60}{110+80} \right) = 101,32 \text{ mm}$$

Pela tabela 4.2 a laje pode ser classificada, do ponto de vista térmico, como **I90**.

Em alternativa, o anexo D.1 fornece uma estimativa do tempo de isolamento em minutos a partir da seguinte expressão:

$$t_i = a_0 + a_1 h_1 + a_2 \Phi + a_3 \frac{A}{L_r} + a_4 \frac{1}{l_3} + a_5 \frac{A}{L_r l_3} \quad (4.3)$$

Onde:

t_i - Resistência ao fogo relativamente ao isolamento térmico [min]

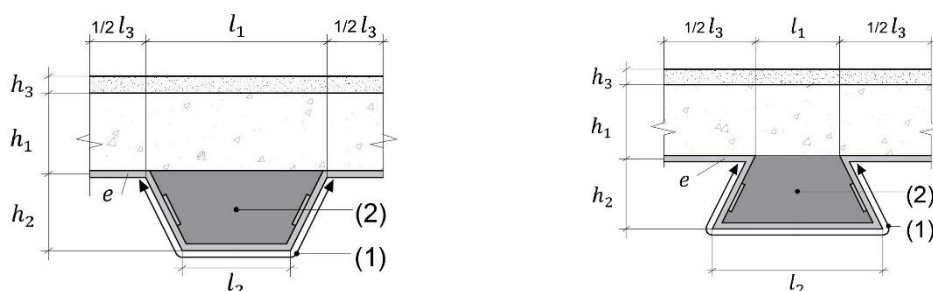
A - Volume de betão da nervura por unidade de comprimento [mm^3/m]

$\frac{A}{L_r}$ - Superfície da nervura exposta ao fogo por unidade de comprimento [mm^2/m]

Φ - Fator de vista do banzo superior [-]

1 - Superfície exposta: L_r [mm]

2 - Área da nervura [mm^2]



$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \frac{l_1 + l_2}{2}}{l_2 + 2\sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}} \quad (4.4)$$

$$\Phi = \left(\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} \right) / l_3 \quad (4.5)$$

Os coeficientes a_i são dados no anexo D da EN 1994-1-2:

Tabela 4.3 - Coeficientes a_i (tabela D1 EN1994-1-2).

Tipo de Betão	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 [min.mm]	a_6 [min]
Betão Normal	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48
Betão Leve	-79,2	2,18	-2,44	0,56	-542	52,3

Para o exemplo em questão:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{70 \frac{110 + 60}{2}}{60 + 2\sqrt{70^2 + \left(\frac{110 - 60}{2}\right)^2}} = 28,52 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\Phi = \left(\sqrt{70^2 + \left(80 + \frac{110 - 60}{2}\right)^2} - \sqrt{70^2 + \left(\frac{110 - 60}{2}\right)^2} \right) / 80 = 0,648$$

$$t_i = -28,8 + 1,55 \times 70 - 12,6 \times 0,648 + 0,33 \times 28,52 - 735 \frac{1}{80} + 48 \times 28,52 \times \frac{1}{80} = 88,9 \text{ min}$$

Trata-se de um resultado mais preciso, no entanto, bastante próximo do valor obtido a partir da Tabela 4.2 confirmando assim uma classificação I90.

4.2.3 CRITÉRIO R

O critério R está diretamente relacionado com a capacidade resistente da laje mista em situação de incêndio. O momento atuante em situação de incêndio é $M_{fi,Ed} = 22.05 \text{ kN/m/m}$. O objetivo será verificar que o momento resistente $M_{fi,Rd}$ seja superior ao atuante.

4.2.3.1 LAJE NÃO REFORÇADA

É no artigo 4.3.1 e 4.3.2 que estão referidas a regras a aplicar para o cálculo do momento resistente. Nestes artigos começa-se por referir que este método tem em conta uma análise plástica. Assim, o eixo neutro plástico (Z_{pl}) é obtido a partir do somatório de forças horizontais na secção ($A_c = Z_{pl} \times b$ – área de betão comprimido; A_{f_sup}/A_{f_inf} – Área do banzo superior e inferior da chapa; A_w – área da alma), o cálculo é feito por nervura de laje:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{stab} \sum_{j=1}^m A_j k_{c,\theta,j} \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) = 0 \quad (4.6)$$

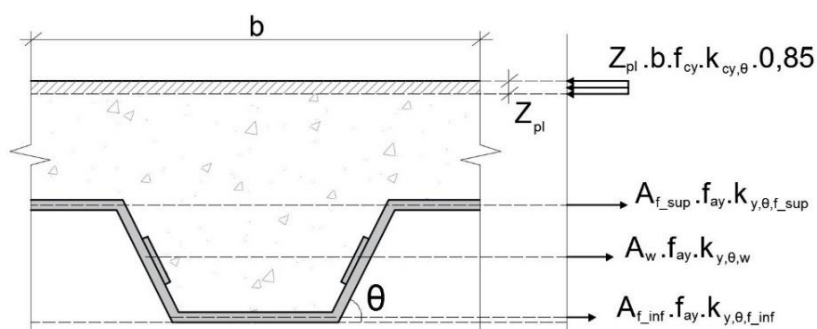


Figura 4.4 - Análise plástica de uma nervura genérica de uma laje mista.

Para este cálculo é necessário saber a temperatura nos banzos ($\theta_{f,inf}$, $\theta_{f,sup}$) e na alma da chapa metálica (θ_w), assim como na camada de betão (θ_c). Ao determinar-se a temperatura dos elementos constituintes da laje, será possível determinar os coeficientes de redução da tensão de cedência do aço e do betão ($k_{y,\theta}$, $k_{cy,\theta}$).

Através da expressão D4 do ponto D.2 do anexo D da EN1994-1-2 é possível obter a temperatura dos banzos inferiores, da alma e dos banzos superiores da chapa perfilada:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2 \quad (4.7)$$

É necessário recorrer à tabela D2 do anexo D2 para obter os coeficientes b_i indicados na expressão anterior. Refira-se que foram omitidos, na Tabela 4.4, os valores de b_i para o betão leve. No entanto estes valores são considerados no *toolkit*.

Tabela 4.4 - Coeficientes b_i (tabela D2 EN1994-1-2).

Betão	Resistência ao Fogo [min]	Parte do Perfil	b_0 [°C]	b_1 [°C]·mm	b_2 [°C]·mm	b_3 [°C]	b_4 [°C]
Normal	60	Banzo Inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
		Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Banzo Superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
	90	Banzo Inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Banzo Superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472
	120	Banzo Inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
		Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
		Banzo Superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379

Assim, aplicando a expressão (4.7) vem:

- Temperatura no banzo inferior da chapa perfilada:

$$\theta_{f,inf} = 1018 - 839 \cdot \frac{1}{80} - 1,55 \cdot 28,53 + 65,1 \cdot 0,648 - 108,1 \cdot 0,648^2 = 960,1^\circ\text{C}$$

- Temperatura na alma da chapa perfilada:

$$\theta_w = 816 - 959 \cdot \frac{1}{80} - 2,21 \cdot 28,53 + 464,9 \cdot 0,648 - 340,2 \cdot 0,648^2 = 899,40^\circ\text{C}$$

- Temperatura no banzo superior da chapa perfilada:

$$\theta_{f,sup} = 618 - 2786 \cdot \frac{1}{80} - 1,79 \cdot 28,53 + 767,9 \cdot 0,648 - 472 \cdot 0,648^2 = 831,6^\circ\text{C}$$

Conhecendo as temperaturas é possível determinar os coeficientes $k_{y,\theta,f_{inf}}$, $k_{y,\theta,f_{sup}}$, $k_{y,\theta,w}$:

Tabela 4.5 - Coeficiente de redução da tensão do aço com o aumento da temperatura.

Temperatura do aço θ_a [°C]	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$
20	1
100	1
200	1
300	1
400	1
500	0,78
600	0,47
700	0,23
800	0,11
900	0,06
1000	0,04
1100	0,02
1200	0

Resultando, por interpolação da tabela anterior:

$$k_{y,\theta,f_{inf}} = 0,048$$

$$k_{y,\theta,f_{sup}} = 0,094$$

$$k_{y,\theta,w} = 0,060$$

Sabendo os coeficientes de redução do aço nas respectivas partes (banzos e alma) é possível obter a forças instaladas no aço:

$$f_i = k_{y,\theta,i} \times A_i \times \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i,a}} \quad (4.8)$$

O que para este exemplo ($\theta=70,4^\circ$ ou 1,23 rad, ver Figura 4.4) resulta em forças no aço de:

- $f_{f_inf} = k_{y,\theta,f_inf} \cdot e \cdot l_2 \times \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f,i,a}} = 0,048 \cdot 0,00088 \cdot 0,06 \cdot \frac{320 \times 10^3}{1} = 0,81 \text{ kN}$
- $f_{f_sup} = k_{y,\theta,f_sup} \cdot e \cdot l_3 \cdot \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f,i,a}} = 0,094 \cdot 0,00088 \cdot 0,08 \cdot \frac{320 \times 10^3}{1} = 2,12 \text{ kN}$
- $f_w = k_{y,\theta,w} \cdot e \cdot 2 \times \frac{h_2}{\sin \theta} \cdot \frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f,i,a}} = 0,060 \cdot 0,00088 \cdot 2 \cdot \frac{0,07}{\sin 1,23} \cdot \frac{320 \times 10^3}{1} = 2,51 \text{ kN}$

Onde a linha neutra é calculada a partir do somatório de forças horizontais na secção, resultando:

$$Z_{pl} = \frac{f_{f_inf} + f_{f_sup} + f_w}{\alpha_{slab} \times (l_1 + l_3) \times k_{c,\theta} \times f_{cd}} \quad (4.9)$$

Como já foi visto anteriormente, $\alpha_{slab} = 0,85$ para ter em conta um bloco de tensões retangular na parte comprimida do betão. Assim, na expressão anterior, é necessário obter o coeficiente de redução do betão de forma a obter a posição da linha neutra².

Segundo a cláusula 4.3.4.2.1 (16) da EN1994-1-2, para vigas mistas, não é necessário considerar qualquer coeficiente de redução no betão $k_{c,\theta}$ para temperaturas inferiores a 250°C. Contudo, para lajes mistas o Eurocódigo é omissivo e, por isso mesmo, será calculado este coeficiente, considerando que não existe qualquer redução para temperaturas inferiores a 100°C, para o betão normal (NC) como é visível na Tabela 4.6:

Tabela 4.6 - Coeficiente de redução da tensão de cedência do betão ($k_{c,\theta}$).

Temperatura do betão θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$	
	NC	LC
20	1	1
100	1	1
200	0.95	1
300	0.85	1
400	0.75	0.88
500	0.60	0.76
600	0.45	0.64
700	0.30	0.52
800	0.15	0.40
900	0.08	0.28
1000	0.04	0.16
1100	0.01	0.04
1200	0	0

Considera-se que a LN encontra-se sempre na camada de betão, acima da chapa. Mais comentários acerca deste assunto serão mencionados no capítulo 6.²

Para calcular a temperatura no betão, mais concretamente o betão acima da linha neutra (parcela comprimida), é necessário efetuar um cálculo iterativo. Ou seja, o coeficiente de redução do betão ($k_{c,\theta}$) depende da posição da linha neutra (Z_{pl}) que, por sua vez, depende do coeficiente de redução do betão. Será necessário admitir um valor inicial e efetuar várias iterações até que os valores de Z_{pl} e de $k_{c,\theta}$ convirjam. A partir da Tabela 4.7 é possível determinar a temperatura do betão em função da altura (x). Refira-se que “ x ”, é medido a partir da face inferior enquanto que Z_{pl} é medido da face superior (Figura 4.5), logo:

$$Z_{pl} = h_{eff} - x \quad (4.10)$$

Tabela 4.7 - Temperatura do betão em função da altura x (tabela D5, EN1994-1-2).

x [mm]	Temperatura θ_c [°C] após uma duração de incêndio padrão em min de:			
	30	60	90	120
5	535	705	-	-
10	470	642	738	-
15	415	581	681	754
20	350	525	627	697
25	300	469	571	642
30	250	421	519	591
35	210	374	473	542
40	180	327	428	493
45	160	289	387	454
50	140	250	345	415
55	125	200	294	369
60	110	175	271	342
80	80	140	220	270
100	60	100	160	210

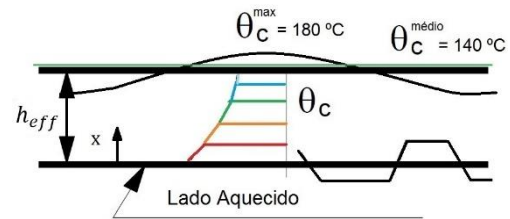


Figura 4.5 - Variação da temperatura do betão em função da altura.

Começa-se por admitir que não existe redução na tensão do betão, ou por outras palavras, o betão acima da linha neutra está a uma temperatura inferior a 100°C, o que implica $k_{c,\theta} = 1$. Sabendo este coeficiente consegue-se determinar a posição da linha neutra:

$$Z_{pl} = \frac{0,81 + 2,12 + 2,51}{0,85 \times (0,110 + 0,080) \times 1 \times 20 \times 10^3} = 0,00168 \cong 1,68 \text{ mm}$$

Sabendo que $h_{eff} = 101,3 \text{ mm}$ logo pela expressão (4.10) tem-se:

$$x = 101,32 - 1,68 = 99,62 \text{ mm}$$

O que se conclui, pela Tabela 4.7 que para $x = 99,62 \text{ mm}$ (interpolando) a temperatura do betão é $\theta_c = 158,8 \text{ }^\circ\text{C}$, o que pela Tabela 4.6 conclui-se que $k_{c,\theta} = 0,97$. Neste caso, visto que é um valor bastante próximo de 1, poder-se-ia considerar $k_{c,\theta} = 1$. Nos casos em que a espessura da camada de betão seja menor, poderão ocorrer reduções da tensão bastante maiores. Assim, de forma rigorosa, o processo iterativo deve ser executado até que os valores de x e de θ_c converjam. Quando se fala neste processo iterativo, refere-se ao cálculo de Z_{pl} , de forma a obter x , de forma a obter θ_c . Neste caso considerou-se $k_{c,\theta} = 0,969$ calculado no *toolkit*, com uma margem de erro de 0,08%.

$$Z_{pl} = \frac{0,81 + 2,12 + 2,51}{0,85 \times (0,110 + 0,08) \times 0,969 \times 20 \times 10^3} = 0,00174 = 1,74 \text{ mm}$$

Fica então concluído o cálculo das temperaturas dos vários materiais que constituem a laje mista sendo assim possível calcular o momento resistente em situação de incêndio: $M_{fi,Rd}$, (secção 4.3.1 da EN1994-1-2):

$$M_{fi,Rd} = \sum_{i=1}^n f_i \cdot z_i \cdot \alpha_{slab} + \sum_{j=1}^m Z_{pl} \cdot b \cdot z_c \cdot k_{c,\theta,j} \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (4.11)$$

Neste caso, calcula-se o momento resistente tendo em conta o braço das forças ao topo da laje:

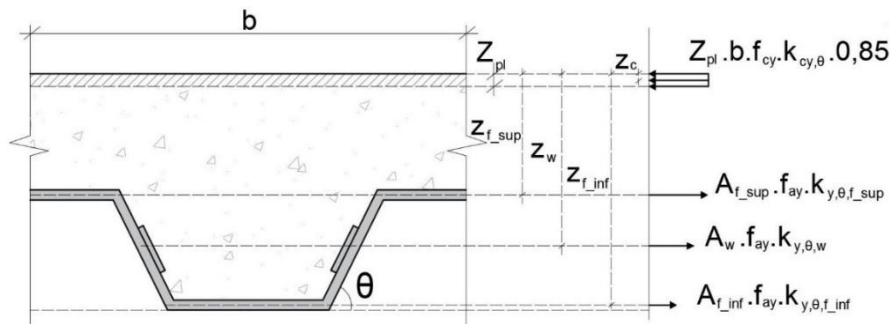


Figura 4.6 - Esquema de cálculo Momento resistente $M_{fi,Rd}$.

Sendo os braços das forças,

- $z_{f_inf} = 140 \text{ mm}$
- $z_{f_sup} = 70 \text{ mm}$
- $z_{f_w} = 70 + 70/2 = 105 \text{ mm}$
- $z_c = Z_{pl}/2 = 1,74/2 = 0,87 \text{ mm}$

$$M_{fi,Rd} = 0,14 \cdot 0,81 + 0,105 \cdot 2,51 + 0,07 \cdot 2,51 + 0,85 \cdot 0,00174 \cdot 0,19 \cdot 0,00087 \cdot 0,97 \cdot 20 \cdot 10^3$$

$$= 0,558 \text{ kNm/nervura} = 0,558/0,19 = 2,94 \text{ kNm/m}$$

O que significa que o critério R não é verificado:

$$M_{fi,Sd} > M_{fi,Rd} \Rightarrow 22,05 > 2,94 \text{ kNm/m}$$

De forma a assegurar a capacidade resistente da laje durante os 90 minutos, é necessário introduzir um varão de reforço no centro da nervura. Este varão não irá estar em contacto direto com o fogo uma vez que está protegido pelo betão no interior da nervura (Figura 4.7):

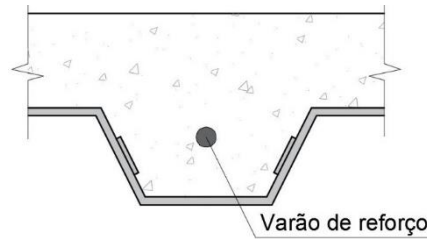


Figura 4.7 - Introdução de um varão de reforço no interior da nervura.

4.2.3.2 LAJE REFORÇADA

A temperatura no varão dependerá da sua localização, uma vez que quanto mais perto estiver da chapa, maior será a temperatura sentida, implicando uma maior redução da tensão no aço. No entanto, à medida que se vai posicionando o varão mais para cima na laje, o braço das forças será menor. Assim, a solução perfeita poderá ser encontrada com recurso ao *toolkit*, efetuando várias tentativas com as diversas posições do varão. Antes de se tirar conclusões, é descrito o processo para determinar o momento resistente da laje reforçada.

A temperatura dos varões (θ_s) pode ser obtida a partir da expressão seguinte, retirada do anexo D, ponto D.2 da EN1994-1-2:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \times \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \times z) + \left(c_3 \times \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \times \alpha) + \left(c_5 \times \frac{1}{l_3} \right) \quad (4.12)$$

α : ângulo da alma (Figura 4.8) em graus

z : indicação da posição na nervura (ver expressão (4.13)) em $\text{mm}^{-0.5}$

Onde pela Tabela 4.8 (tabela D.3 do anexo D na EN1994-1-2) é possível obter as constantes c_i e pela Figura 4.8 é possível visualizar os parâmetros geométricos u_i (novamente, foram omitidos os coeficientes para o betão leve, no entanto, foram considerados no *toolkit*)

Tabela 4.8 - Coeficientes para a determinação da temperatura no aço de reforço.

Betão	Resistência ao fogo [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C].mm ^{0.5}	c_3 [°C].mm	c_4 [°C/°]	c_5 [°C].mm
Normal	60	1191	-250	-240	-5.01	1.04	-925
	90	1342	-256	-235	-5.30	1.39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4.79	1.68	-1326

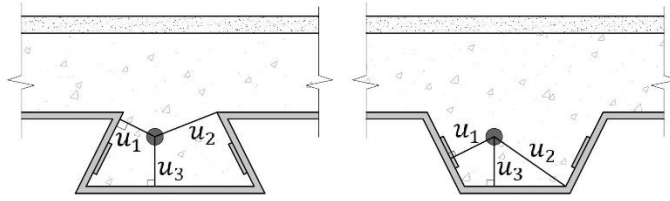


Figura 4.8 - Parâmetros de posicionamento u_i das armaduras de reforço.

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (4.13)$$

u_1 e u_2 : menor distância entre o centro do varão e as almas da chapa perfilada

u_3 : distância do centro do varão ao banzo inferior da chapa perfilada

Considerando que o varão se encontra no centro da nervura à distância de 30 mm da face inferior (u_3), tem-se:

$$u_1 = u_2 = 38,3 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{38,3}} + \frac{1}{\sqrt{38,3}} + \frac{1}{\sqrt{30}} = 0,51 \Rightarrow z = 1,98 \text{ mm}^{0,5}$$

Assim, pela expressão (4.12) obtém-se a temperatura no varão:

$$\theta_s = 1342 - 256 \cdot \frac{38,3}{70} - 235 \cdot 1,98 + -5,3 \cdot 28,5 + 1,39 \cdot 70,4 - 1267 \cdot \frac{1}{80} = 698^\circ\text{C}$$

Utiliza-se a Tabela 4.6 (anteriormente utilizada para obter os coeficientes de redução no aço estrutural) para obter o coeficiente de redução do aço do varão de reforço. Por interpolação, chega-se a um valor de: $k_{y,\theta,\phi_s} = 0,234$. Por outras palavras, apenas se consegue mobilizar 23,4% da tensão de cedência do aço de reforço.

De seguida, calcula-se a força de tração no varão de reforço, considerando que tem 20mm de diâmetro ($\phi 20$) e trata-se de um aço A500NR:

$$f_{\phi_s} = k_{y,\theta,\phi_s} \cdot A_{\phi_s} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,f,s}} = 0,23 \cdot \pi \cdot \frac{0,02^2}{4} \cdot \frac{500}{1} \cdot 10^3 = 36,78 \text{ kN}$$

Repete-se o procedimento referido anteriormente para o caso da laje sem reforço no cálculo da posição da linha neutra. Inicia-se o este processo considerando que não existe redução da tensão de cedência do betão, ou seja, $k_{c,\theta} = 1$

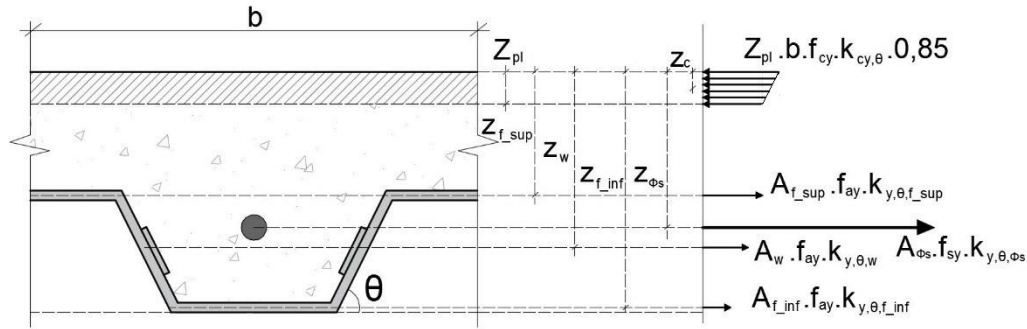
$$\begin{aligned} k_{c,\theta} = 1 \rightarrow Z_{pl} &= \frac{0,81 + 2,12 + 2,51 + 36,78}{0,85 \times (0,110 + 0,08) \times 1 \times 20 \times 10^3} \\ \rightarrow \text{1ª Iteração} & \\ &= 13 \text{ mm} \rightarrow x = h_{eff} - Z_{pl} = 101 - 13 \\ &= 88 \text{ mm} \rightarrow (\text{Tabela 4.7}) \rightarrow k_{c,\theta} = 0,95 \end{aligned}$$

→ 2ª Iteração

$$k_{c,\theta} = 0,95 \rightarrow Z_{pl} = 14mm \rightarrow x = 87mm \rightarrow (\text{Tabela 4.7})$$

$$\rightarrow k_{c,\theta} = 0,945$$

O valor convergiu (aproximadamente) à segunda iteração. Assim, está-se em condições de calcular o momento resistente:



Note-se que o bloco de tensões do betão foi alterado de forma a ter em conta as diferentes isotérmicas.

$$M_{fi,Rd} = \sum_{i=1}^n f_i \cdot z_i + \alpha_{slab} \sum_{j=1}^m Z_{pl} \cdot b \cdot z_c \cdot k_{c,\theta,j} \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) + f_{\phi,s} \cdot z_{\phi,s} \quad (4.14)$$

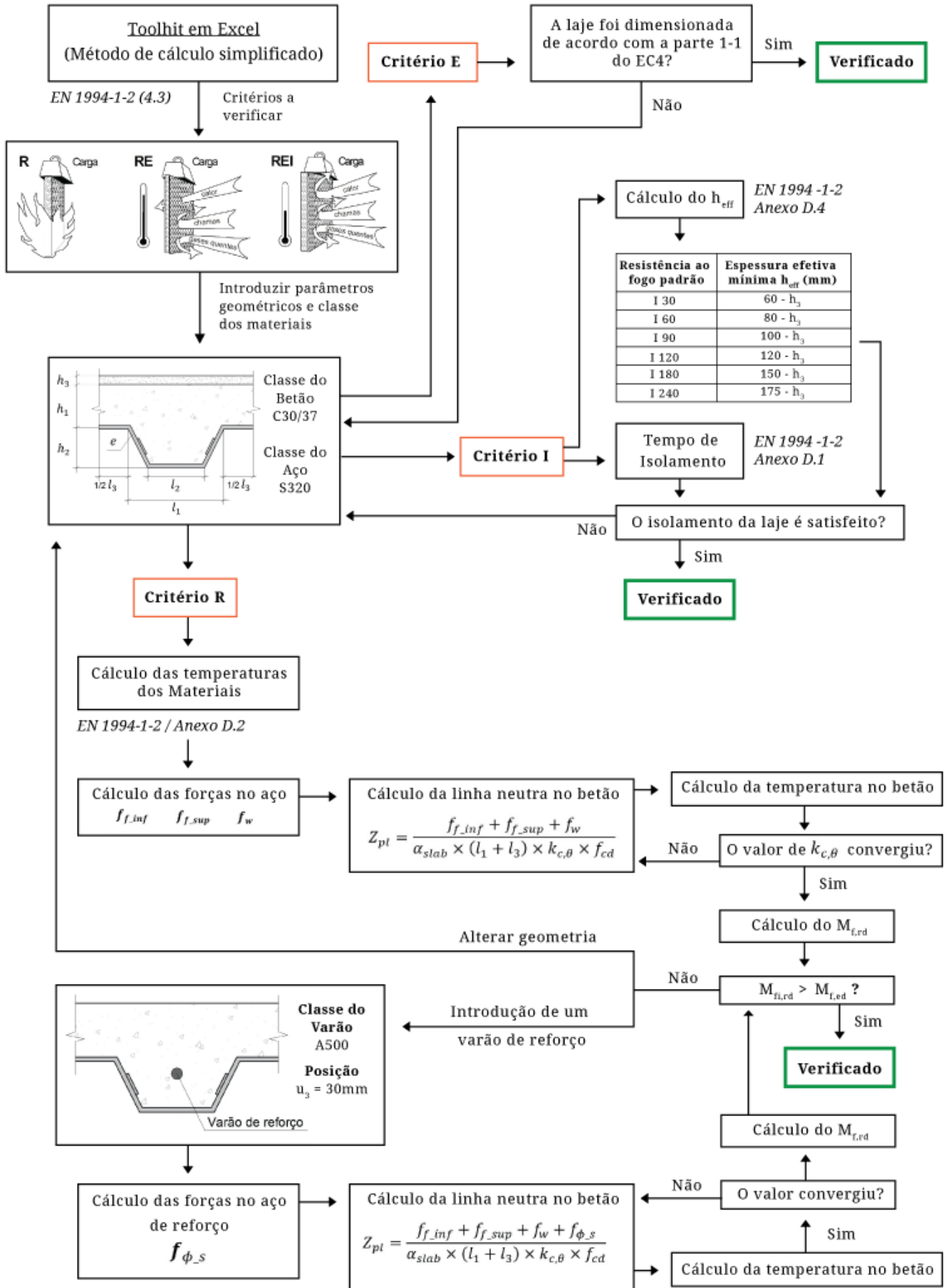
$$M_{fi,Rd} = 0,14 \cdot 0,81 + 0,105 \cdot 2,51 + 0,07 \cdot 2,51 + 0,85 \cdot 0,014 \cdot 0,19 \cdot 0,007 \cdot 0,95 \cdot 20 \cdot 10^3 + 36,78 \cdot (0,101 - 0,03) = 4,28 \frac{kNm}{nervura} = \frac{4,28}{0,19} = 22,53 kNm/m$$

O que significa que o critério R, para 90 minutos de exposição ao fogo, é verificado:

$$M_{fi,Sd} < M_{fi,Rd} \Rightarrow 22,05 < 22,53 kNm/m$$

Está então verificada a segurança da laje mista ao fogo. Os critérios R, E e I são cumpridos para os 90 minutos de exposição à curva padrão. De facto, a introdução do varão de reforço na zona da nervura contribui bastante para o aumento do momento resistente. Neste caso, sem alterar a geometria da chapa, passou-se de um $M_{fi,Rd}$ (s/reforço) = 2,94 kNm/m para um $M_{fi,Rd}$ (c/reforço) = 22,53 kNm/m, ou seja, um aumento de 670 %.

De seguida é ilustrado este processo com recurso a um fluxograma na figura seguinte:

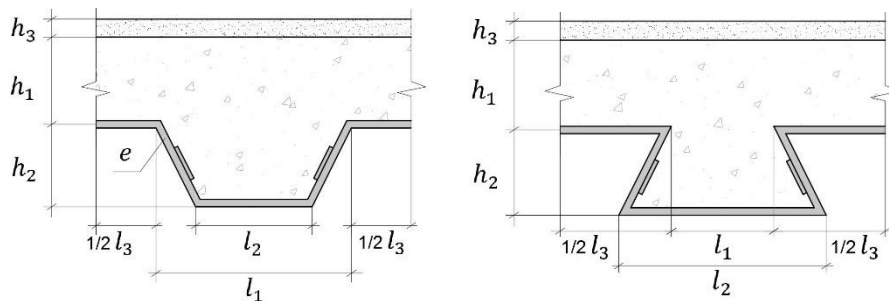


5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Depois de desenvolvido o toolkit, é fundamental extrair conclusões. Para isso foi feito um estudo paramétrico, onde se analisa qual a influência dos materiais utilizados (betão, aço estrutural e aço de reforço), assim como a geometria da própria laje. É interessante para um projetista perceber logo *a priori* qual a forma da nervura da chapa que deve utilizar, assim como se vale a pena investir num betão ou num aço de classe mais elevada ou numa chapa com maior espessura.

Na Tabela 5.1 é apresentado um intervalo de valores para o qual os parâmetros da laje irão variar. Estes intervalos estão de acordo com o campo de aplicação do Eurocódigo, para o método simplificado de cálculo.

Tabela 5.1 - Intervalos de análise dos parâmetros geométricos.



Parâmetros geométricos	Intervalo
h_1 [mm]	50-120
h_2 [mm]	50-100
l_1 [mm]	80-150
l_2 [mm]	40-100
l_3 [mm]	110-40
e [mm]	0,75 – 0,88 – 1,00 – 1,25 – 1,5
Classe da chapa	S250 – S280 – S320 – S350
Classe do betão	C20/25 – C25/30 – C30/37 – C35/45 – C40/50
Tempo de resistência ao fogo [min]	R60 – R90 – R120
Diâmetro do varão	Ø6 – Ø8 – Ø10 - Ø12 - Ø16 – Ø20 – Ø25 – Ø32

Na secção seguinte é feita uma análise gráfica. Visto que existe inúmeras combinações possíveis de parâmetros, optou-se por analisar apenas a influência da classe do betão, do aço e do tempo de resistência em função do parâmetro geométrico em estudo. Nos gráficos seguintes será representado o valor da resistência da laje que serviu de exemplo no capítulo 4. Trata-se de um valor de referência.

5.1 LAJE NÃO REFORÇADA

5.1.1 MATERIAIS

Na Figura 5.1 é analisada a resistência da laje mista quando se aumenta a classe de betão, e o tempo de exposição ao fogo. São apresentados os resultados para duas classes de aço:

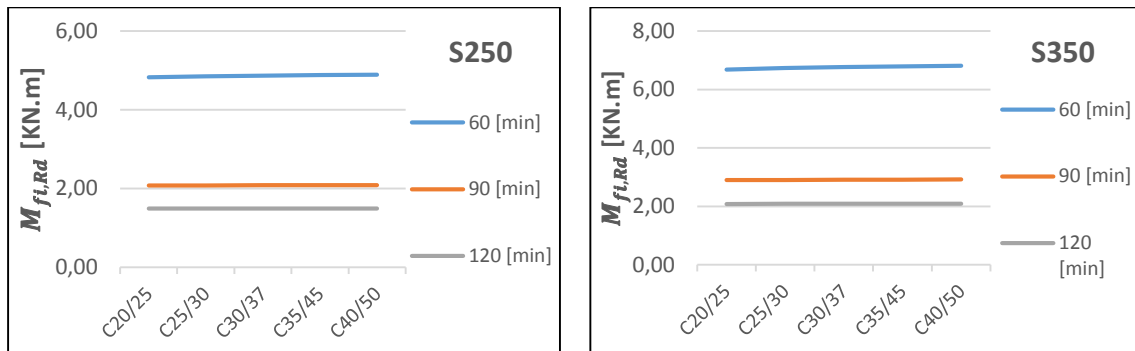


Figura 5.1 - Influência dos materiais para os três tempos de resistência. Parâmetros geométricos fixos

A razão para o patamar de 60 minutos estar mais distanciado dos de 90 e 120, deve-se ao coeficiente de redução do aço. Aos 60 minutos o aço apresenta cerca 17% da resistência, enquanto aos 90 e 120 minutos apresenta, aproximadamente, 6% e 4% da resistência. O facto de as linhas estarem na horizontal revela que a classe do betão tem pouca influência na resistência (A linha neutra plástica encontra-se bastante próxima da face superior da laje). Por outro lado, na Figura 5.2, são visíveis os mesmos resultados, mas agora em função da classe de aço. Conclui-se que ao existir um intervalo entre as curvas, significa que a classe do aço tem influência na resistência ao fogo.

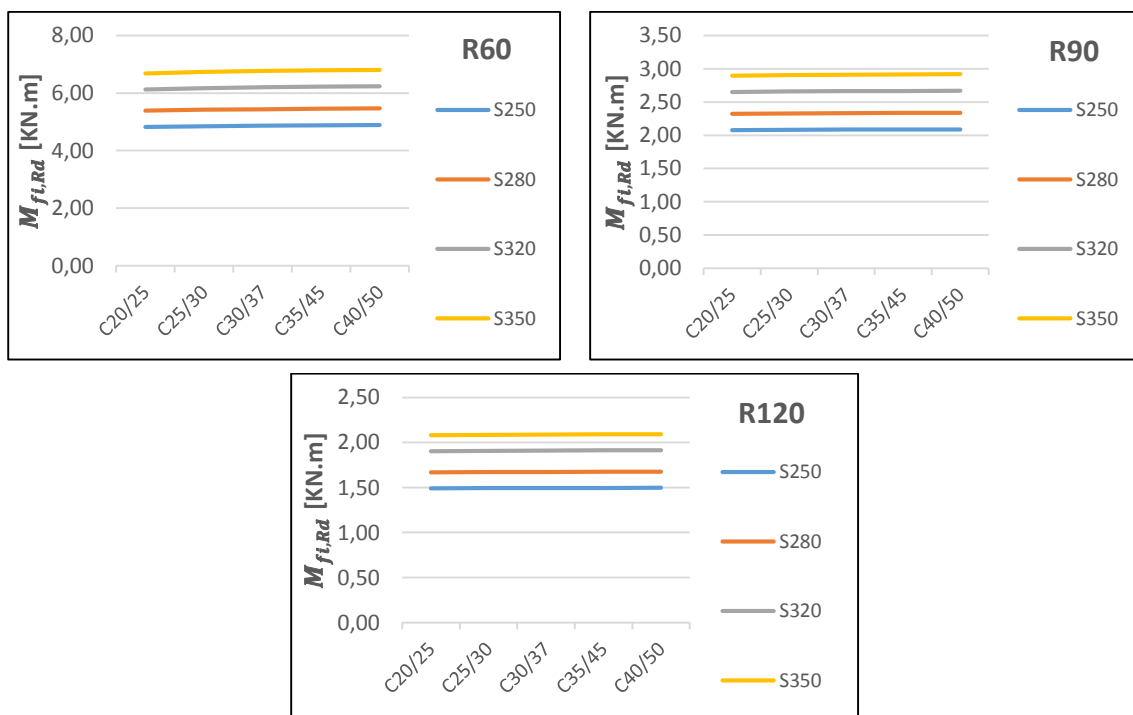


Figura 5.2 - Influência dos materiais para os três tempos de resistência. Parâmetros geométricos fixos.

5.1.2 PARÂMETRO GEOMÉTRICO h_1

Inicia-se o estudo paramétrico com a análise incremental da altura de betão h_1 (Figura 5.3). É importante referir que daqui em diante, a lógica de leitura dos gráficos será sempre a mesma. As várias linhas representam as diferentes classes dos materiais (aço ou betão) e serão comparados valores extremos: do tempo de exposição ao fogo (60 vs 120 minutos), da classe do betão/aço (betão/aço de classe baixa vs classe alta) e da espessura da chapa ($e=0.88\text{mm}$ vs $e=1.5\text{mm}$).

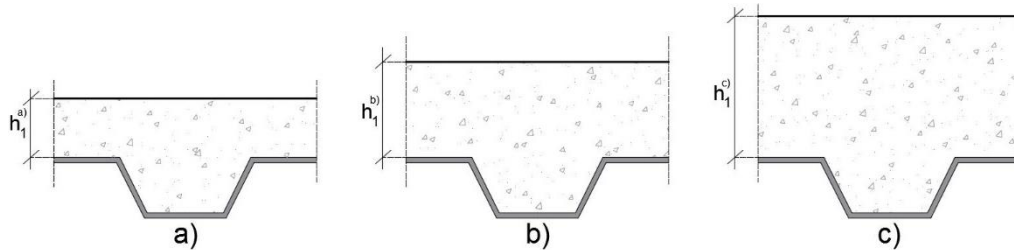


Figura 5.3 - Esquema representativo da análise incremental de h_1 .

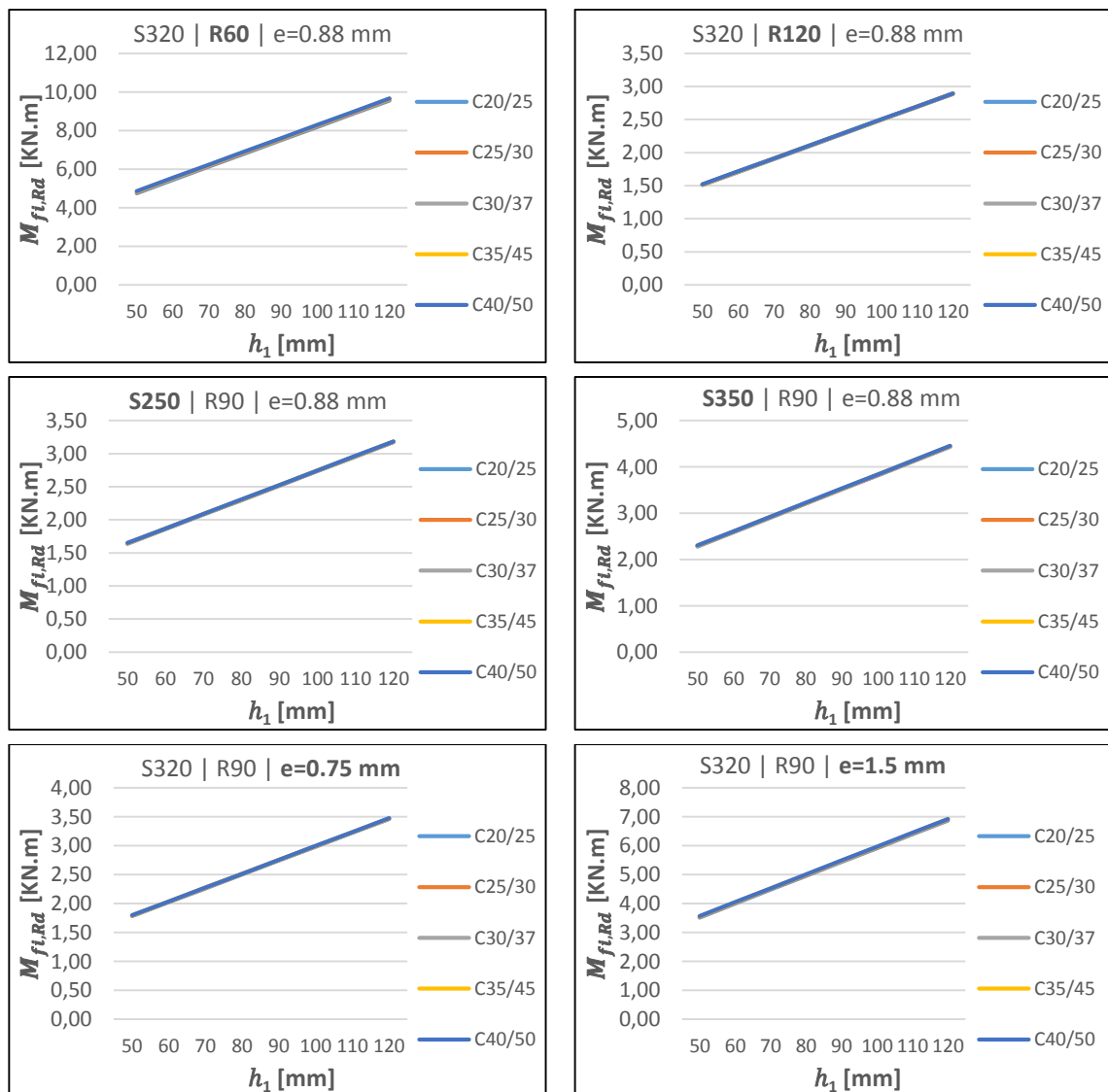


Figura 5.4 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_1 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_2 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa

Pela análise dos gráficos (Figura 5.4) conclui-se que o facto de as linhas, representativas das diferentes classes do betão, estarem bastante próximas, significa que a classe do betão tem pouca influência no cálculo do momento resistente. Conclui-se também que ao aumentar a classe da chapa ou a espessura desta, a força de tração no aço será maior, o que implica um acréscimo mais expressivo do momento fletor, comparativamente com a classe do betão. Este facto, é ainda mais evidente quando se analisa os mesmos dados, mas expostos em função do tipo de aço (Figura 5.5). O facto das linhas, representativas da classe do aço, estarem mais distantes, significa que a classe do aço tem uma maior influência que a do betão, no cálculo do momento resistente da laje mista exposta ao fogo.

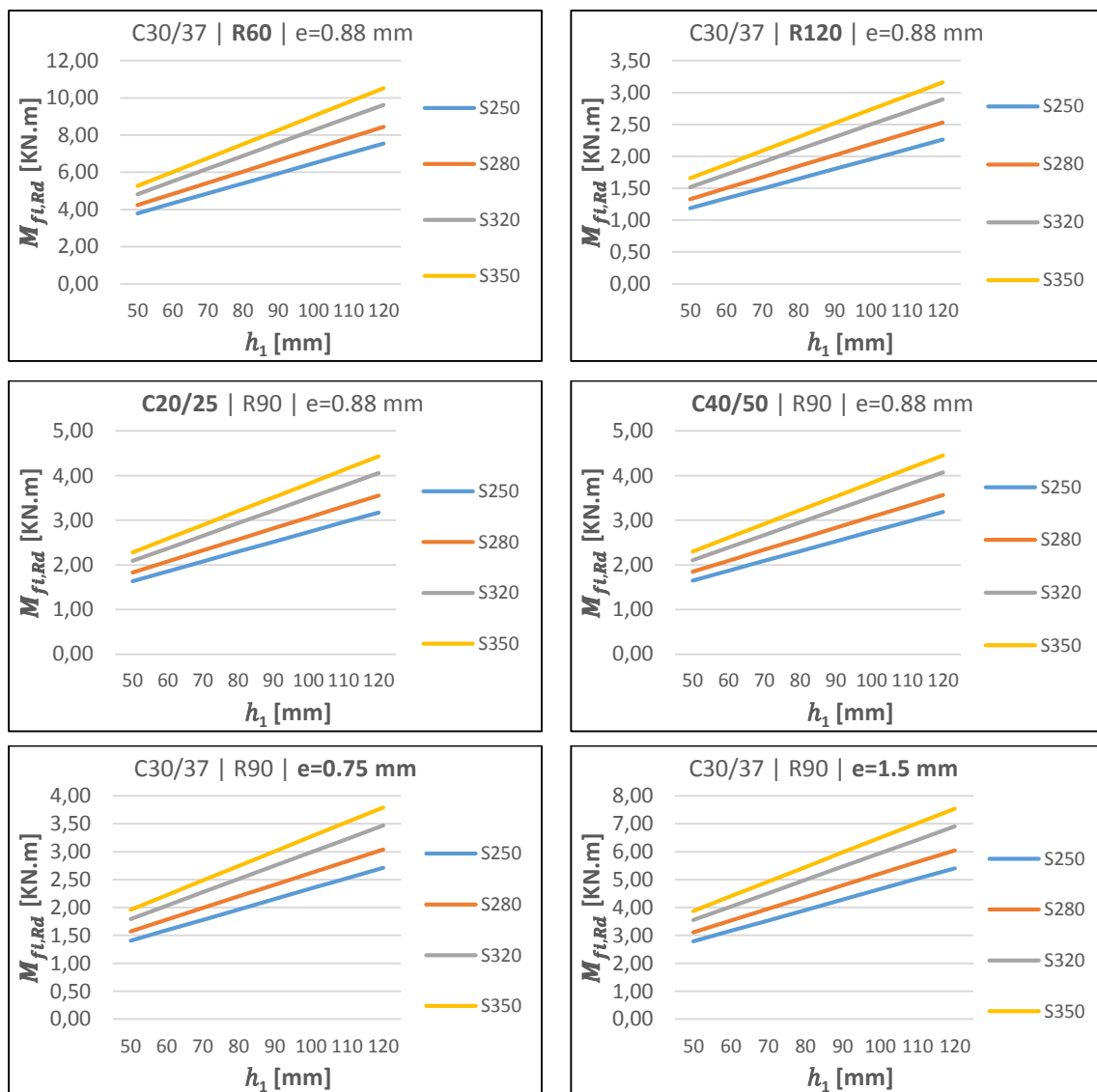


Figura 5.5 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_1 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_2 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.

Como se pode concluir pela análise gráfica (Figura 5.4 e Figura 5.5), ao aumentar-se o parâmetro h_1 , o momento resistente a meio vão também irá aumentar (visível em todos os gráficos). Este aumento de resistência poderá ser ilusório, uma vez que se está a aumentar a resistência, mas em simultâneo, aumenta-se as cargas permanentes. Isto significa que o momento atuante será maior.

Onde se observou um maior aumento de momento, foi com o aumento da espessura da chapa. Este facto deve-se essencialmente à área de aço à tração aumentar para o dobro.

Na Figura 5.5, no 3º e 4º gráfico faz-se aumentar a classe do betão de um C20/25 para um C40/45, num cenário em que a laje mista está exposta durante 90 minutos ao fogo. Como se pode concluir não existe praticamente nenhum aumento da resistência. Este facto torna-se ainda mais evidente para tempos de exposição ao fogo superiores a 90 minutos.

Outro aspeto para este acréscimo de momento está relacionado com a temperatura na face superior da laje. Analise-se os dois casos seguintes, onde a altura de betão aumenta do caso a), para o b) (Figura 5.6). Uma vez que a temperatura no aço será sempre a mesma nos dois casos, o coeficiente de redução do aço será igual. Já o coeficiente do betão poderá ser diferente, uma vez que a linha neutra no caso b) encontra-se numa zona de betão mais fria, sendo o coeficiente de redução do betão maior e o braço das forças “d” também.

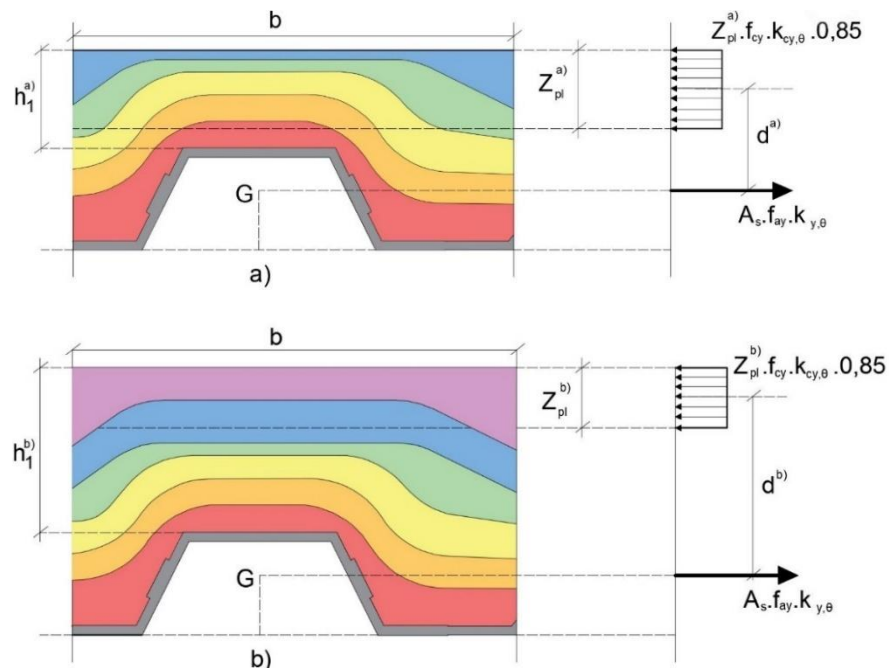


Figura 5.6 - Parâmetro geométrico h_1 : caso a) e b).

Em termos do critério de isolamento, verifica-se um aumento de I60 para I180 devido à camada de betão ser mais espessa, resultando em temperaturas inferiores na face superior da laje.

Tabela 5.2 - Aumento do tempo de isolamento com o aumento da altura de betão h_1

h_1 [mm]	50	60	70	80	90	100	110	120
Isolamento	I60	I60	I90	I90	I120	I120	I120	I180

O parâmetro h_1 é dos parâmetros geométricos que influência mais a capacidade de isolamento da laje. Assim, nos casos em que é necessário verificar os três critérios em simultâneo (Critério REI), o parâmetro h_1 é um dado fulcral no dimensionamento. Em contrapartida, o aumento da altura de betão implica maiores cargas e poderá implicar o uso de escoramento em fase construtiva.

5.1.3 PARÂMETRO GEOMÉTRICO h_2

Bastante idêntico ao parâmetro analisado acima, a análise incremental da altura h_2 (Figura 5.7) foi feita para valores extremos, do tempo de exposição ao fogo, das classes dos materiais e da espessura da chapa perfilada.

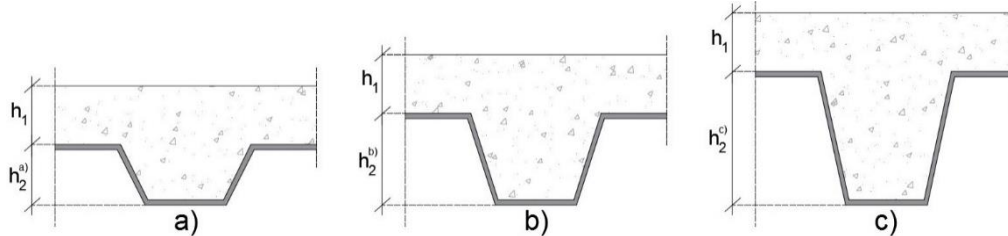


Figura 5.7 - Esquema representativo da análise incremental de h_2 .

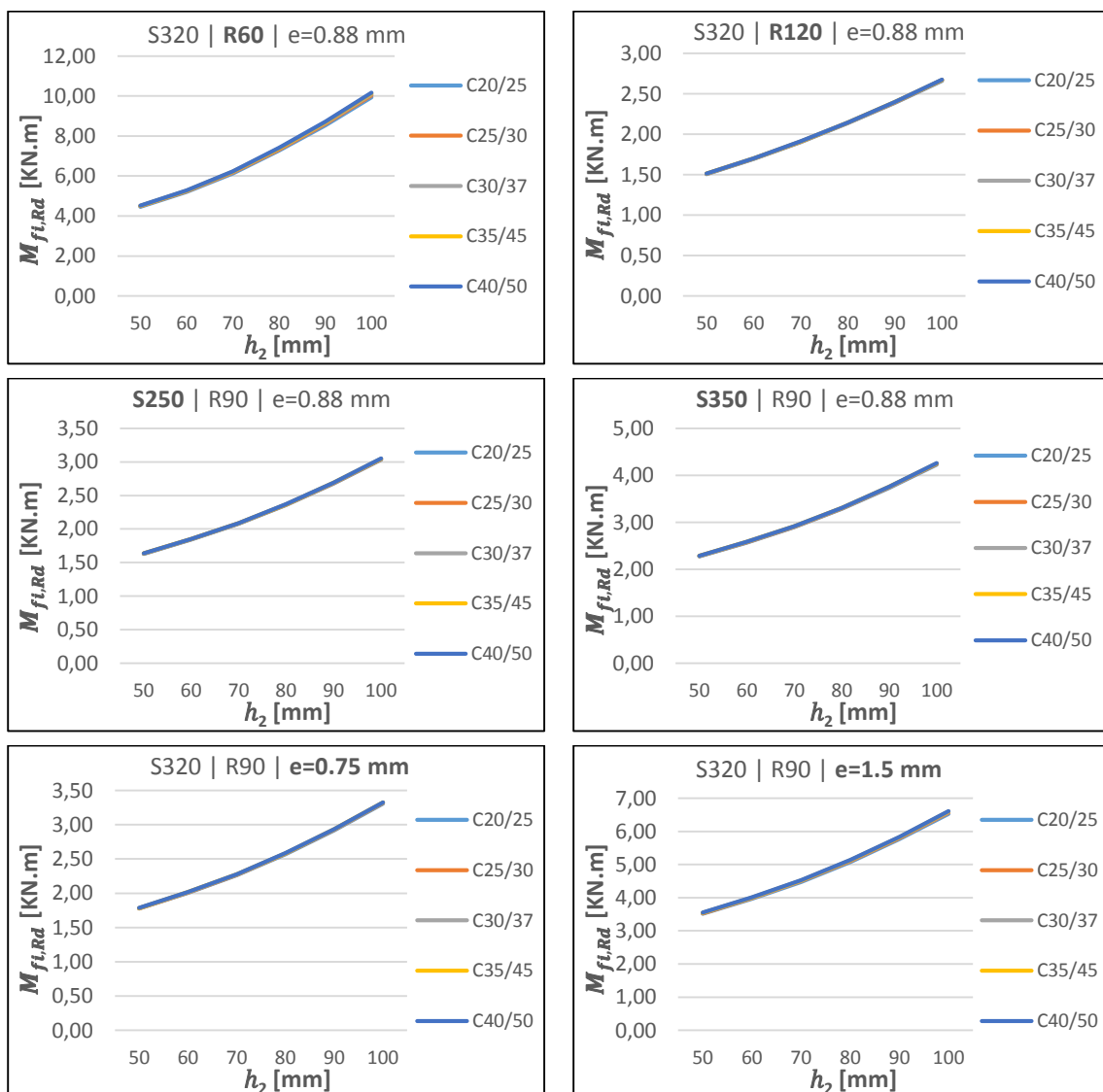


Figura 5.8 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_2 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.

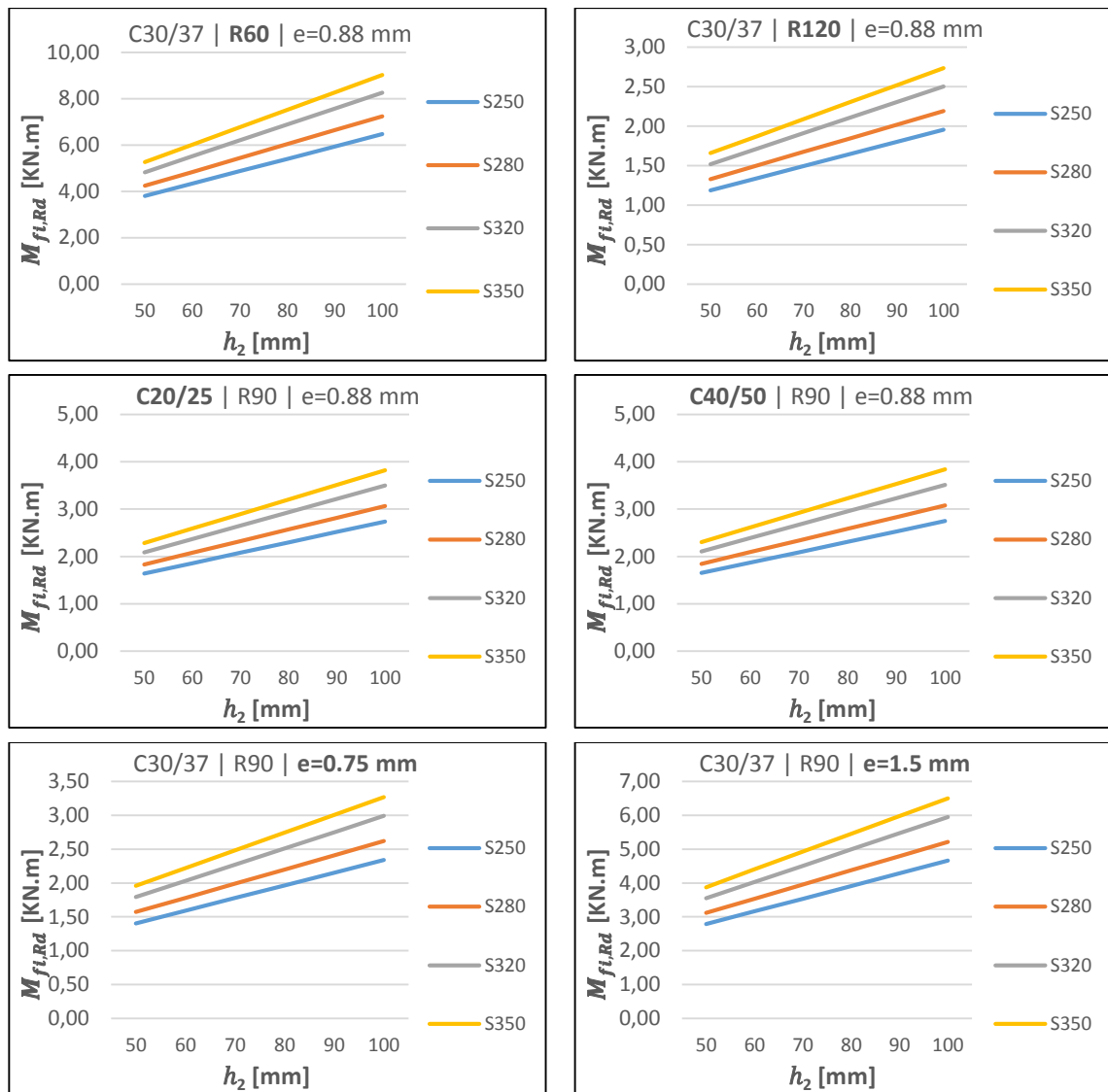


Figura 5.9 - Análise incremental do parâmetro geométrico h_2 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , l_1 , l_2 e l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.

A particularidade deste parâmetro (h_2) em relação ao anterior (h_1) está relacionada, em primeiro lugar, com um aumento da área de aço, o que implica um aumento da força, mas também, de uma redução na temperatura do banzo superior e das almas da chapa perfilada devido ao fator de vista (exposição do elemento ao fogo). Em segundo lugar, devido à temperatura sentida no banzo superior da chapa. Por exemplo, para uma altura de h_2 de 50 mm, a temperatura do banzo superior é de 718°C, enquanto para uma altura de 100 mm a temperatura é de 645°C. Isto significa que o fator de redução do aço será menor quanto maior for a altura h_2 . Aumentar a altura h_1 permite atingir valores de momento resistentes mais elevados, em valores absolutos, no entanto, o peso próprio aumenta proporcionalmente acabando por não ser eficiente. Neste caso, o aumento de h_2 também irá aumentar o peso próprio, no entanto, este aumento não irá ser tão significativo devido à forma da nervura.

Em termos de tempo de isolamento, visto que é calculado em função da altura efetiva, existe um aumento (I60 para I90), não tão elevado comparativamente com o caso de h_1 .

5.1.4 PARÂMETRO GEOMÉTRICO l_1 E l_3

Nesta secção é feita uma análise dos parâmetros geométricos l_1 e l_3 . De forma a manter a largura por nervura constante ($b = 150\text{mm}$), o parâmetro l_1 ao aumentar, l_3 terá de diminuir ($l_1 + l_3 = b$). Considerou-se $l_2 = 100$ de forma a manter a geometria da chapa correspondente a um trapézio ($l_1 > l_2$).

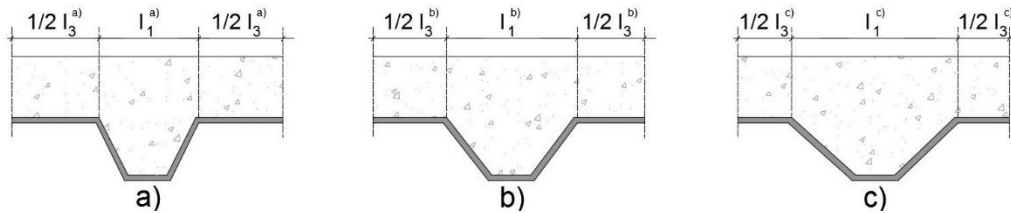


Figura 5.10 - Esquema representativo da análise incremental de l_1 e l_3 .

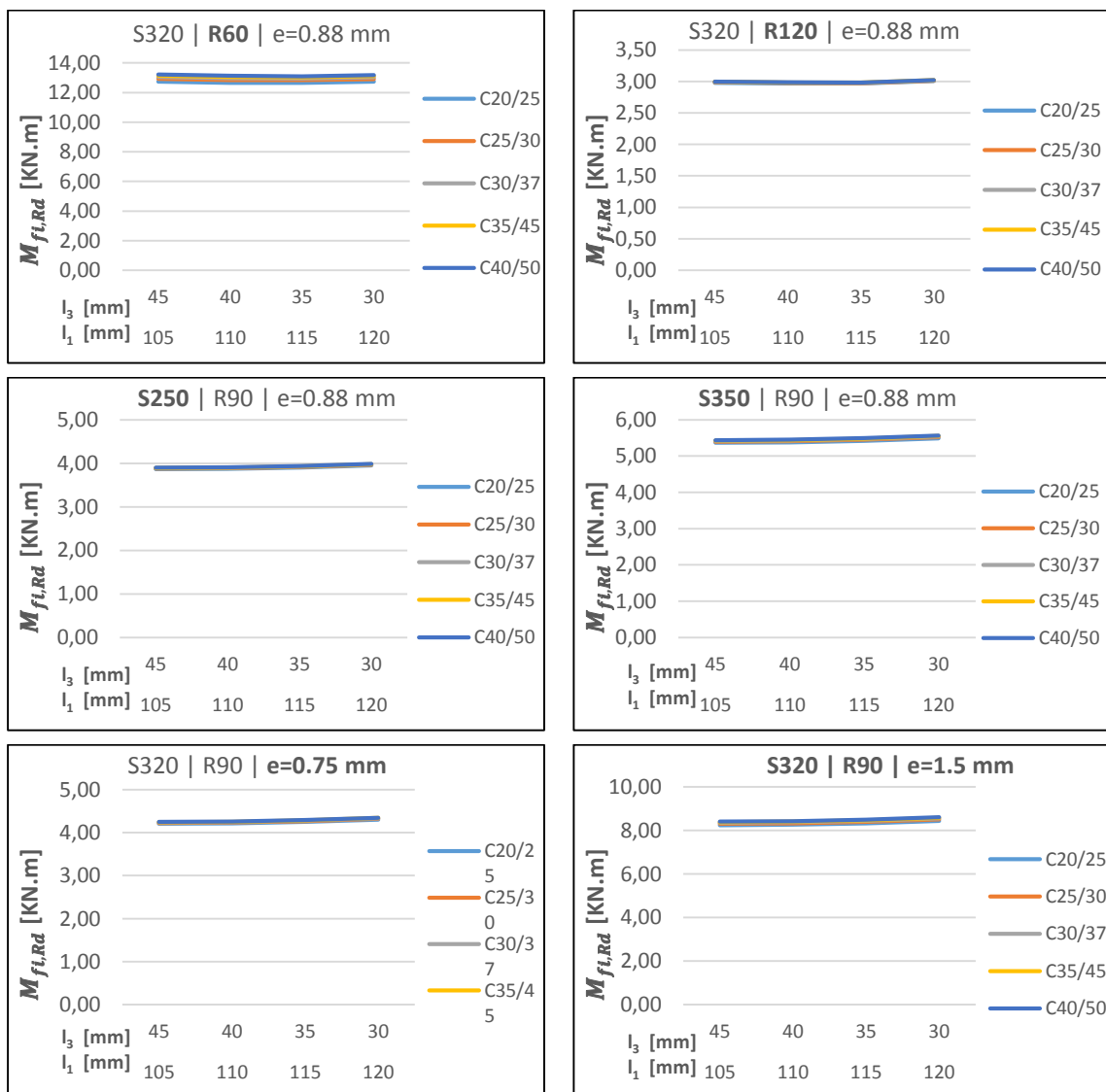


Figura 5.11 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_1 e l_3 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_2 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.

A conclusão das linhas do betão estarem próximas e as do aço afastadas é também válida para este parâmetro (Figura 5.11 e Figura 5.12). Como se pode concluir pela análise gráfica, o aumento

do momento resistente não é muito significativo (patamares horizontais). O braço das forças mantém-se praticamente constante e a temperatura no betão, na face superior, diminui ligeiramente devido ao fato da altura efetiva aumentar também. Ainda assim, as forças atuantes irão ser maiores, visto que se está a colocar mais betão quando se aumenta a nervura. Em termos do tempo de isolamento, como este depende da altura efetiva, irá manter-se constante (I90).

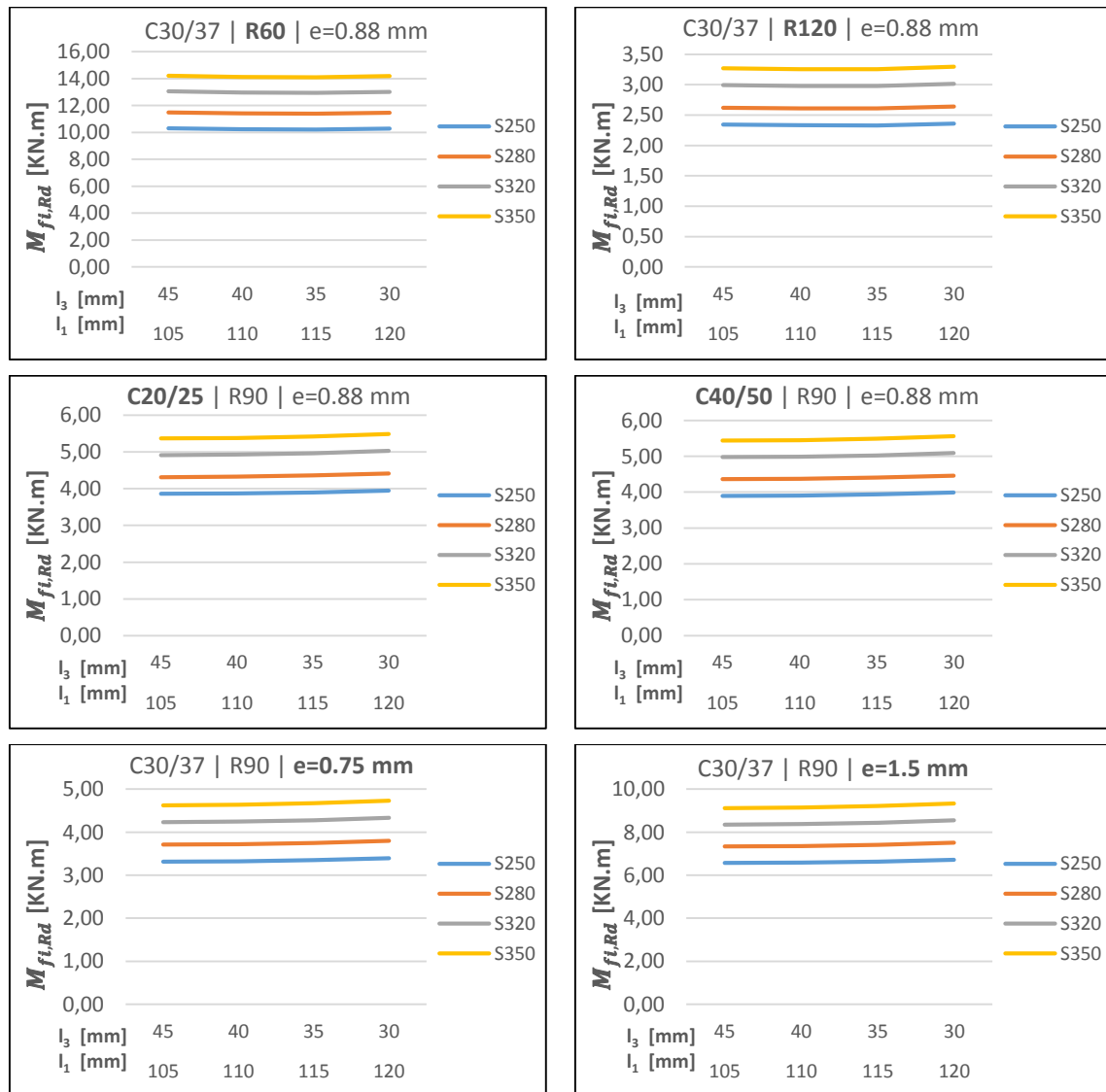


Figura 5.12 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_1 e l_3 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1, h_2, l_2 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa

Concluída a análise dos parâmetros l_1 e l_3 para o caso de uma laje trapezoidal, é interessante efetuar um estudo paramétrico da forma da nervura. Ou seja, para o mesmo comprimento de nervura ($b = 150\text{mm}$), comparar qual a forma geométrica que apresenta maior resistência ao fogo: Trapezoidal ou Reentrante? Para isso, considere-se um banzo inferior e as almas com o mesmo comprimento para os dois casos ($l_2 = 100$ e $l_w = \sqrt{h_2^2 + (l_1 - l_2)^2}$). Para o caso, considere-se $h_2 = 70$ mm como no exemplo do capítulo 4.

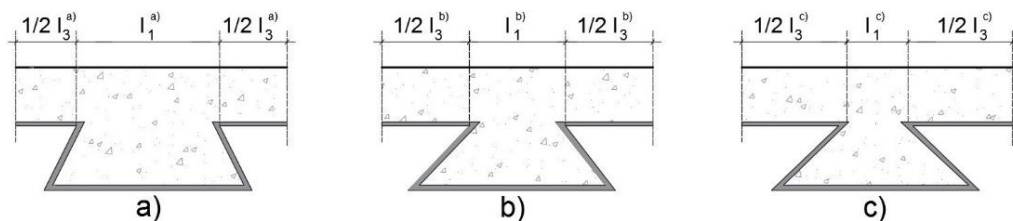
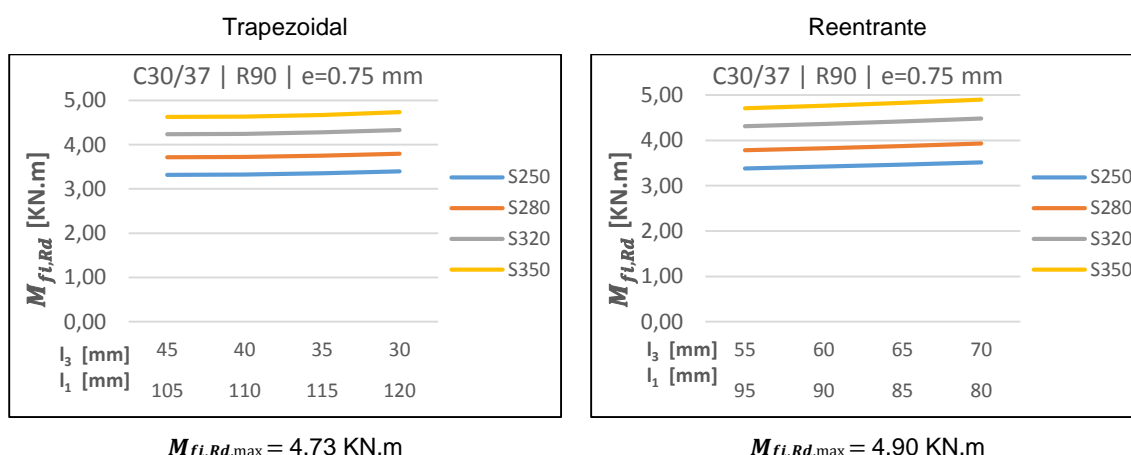


Figura 5.13 - Esquema representativo da análise incremental de l_1 e l_3 para uma chapa reentrante.

Considera-se o gráfico já analisado da Figura 5.12, para uma classe de betão C30/37, Tempo de exposição 90 minutos e uma espessura da chapa de 0.75mm e compare-se com o caso da chapa ser reentrante (Figura 5.13).



Existe de facto um aumento pouco significativo na resistência da laje ao fogo quando se faz variar a forma da nervura. Segundo esta análise, as lajes reentrantes apresentam um ligeiro aumento da resistência quando comparadas com as lajes trapezoidais. Este aumento pode ser explicado por duas razões. A primeira está relacionada com a quantidade de aço. Para o intervalo analisado (de l_1 e l_3), a quantidade de aço por nervura variou da seguinte forma:

Tabela 5.3 - Comparação das quantidades de aço: trapezoidal vs reentrante

	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	$l_w = \sqrt{h_2^2 + (l_1 - l_2)^2}$ [mm]	$b = l_1 + l_3$ [mm]	Total aço = $l_3 + l_2 + 2 \times l_w$ [mm/nervura]
Trapezoidal	105	100	45	70.18	150	285
	110		40	70.71		281
	115		35	71.59		278
	120		30	72.80		276
Reentrante	95	100	55	70.18	150	295
	90		60	70.71		301
	85		65	71.59		308
	80		70	72.80		316

Ou seja, a laje reentrante apresenta um maior momento resistente a meio vão, no entanto, a quantidade de aço por nervura é também superior o que significa que irá ser uma solução mais

pesada e, por conseguinte, mais cara. O segundo aspeto está relacionado com o fator de vista do banzo superior. A laje reentrante apresenta uma geometria que “protege” o banzo superior e, de facto, a temperatura registada é inferior, comparada com a laje trapezoidal, cujo o banzo superior encontra-se mais “exposto” ao fogo.

5.1.5 PARÂMETRO GEOMÉTRICO l_2

Segue-se para o parâmetro l_2 . Este último está relacionado com a largura do banzo inferior da chapa (Figura 5.14).

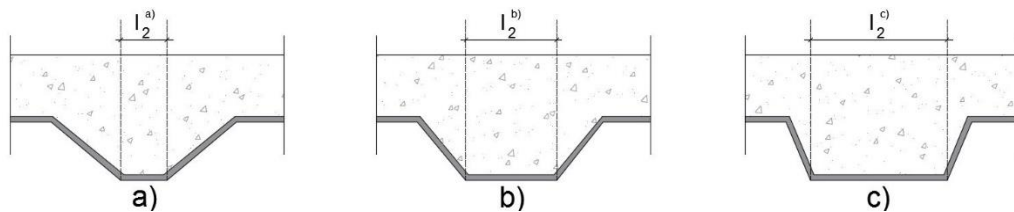


Figura 5.14 - Esquema representativo da análise incremental de l_2 .

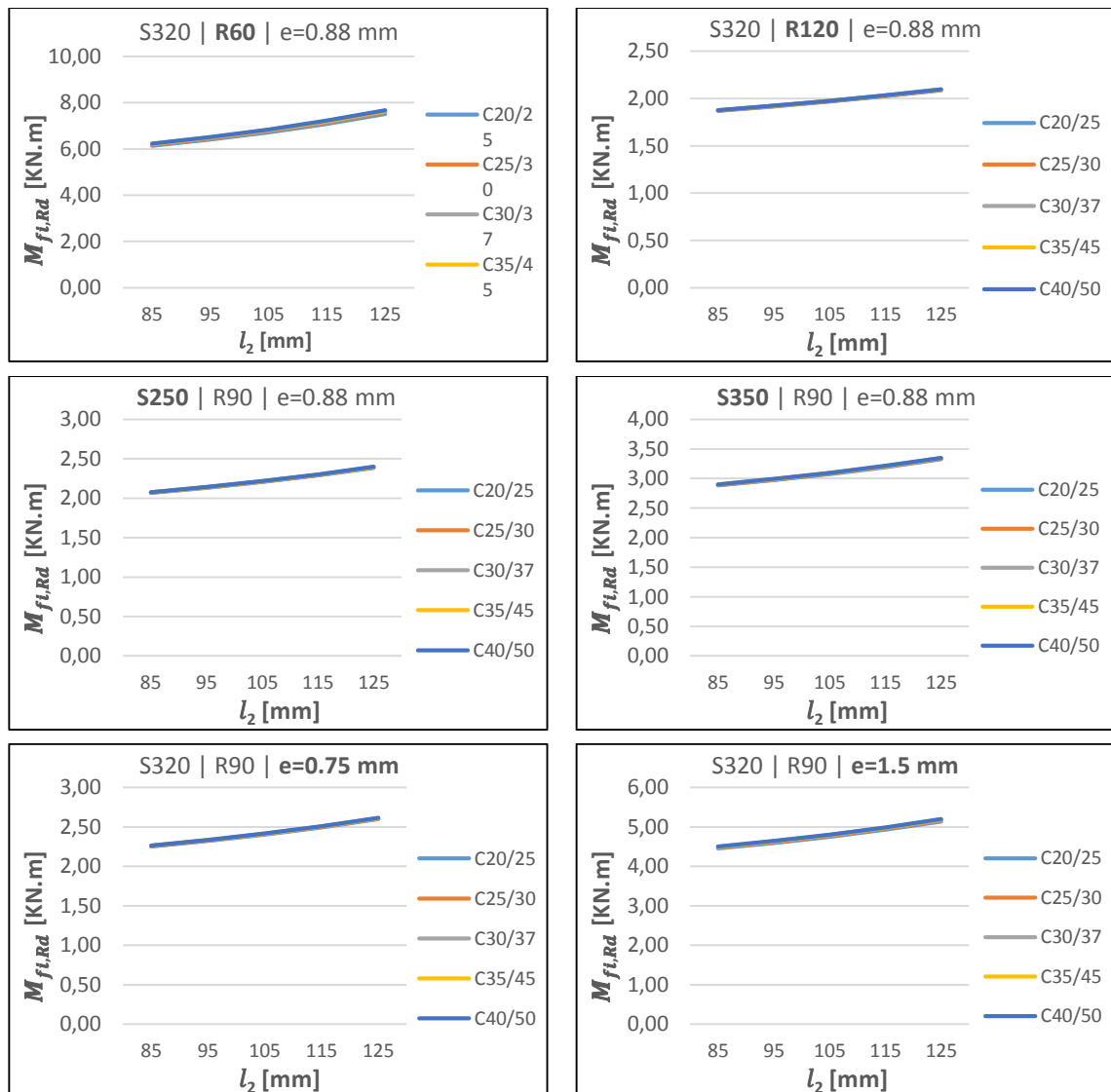


Figura 5.15 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_2 para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.

Mais uma vez, por comparação da análise gráfica da figura anterior (Figura 5.15) com a figura seguinte (Figura 5.16) é vantajoso investir num aço de classe mais elevada do que num betão.

Ao aumentar-se a largura do banzo inferior l_2 , visto que a área de aço é maior, o centro de gravidade da chapa desce, implicando assim um aumento do braço das forças e, por conseguinte, do momento resistente. A face superior não aquece tanto, visto que existe uma maior camada de betão na nervura, no entanto, em termos de isolamento esse aumento é pouco significativo (I30 para I60).

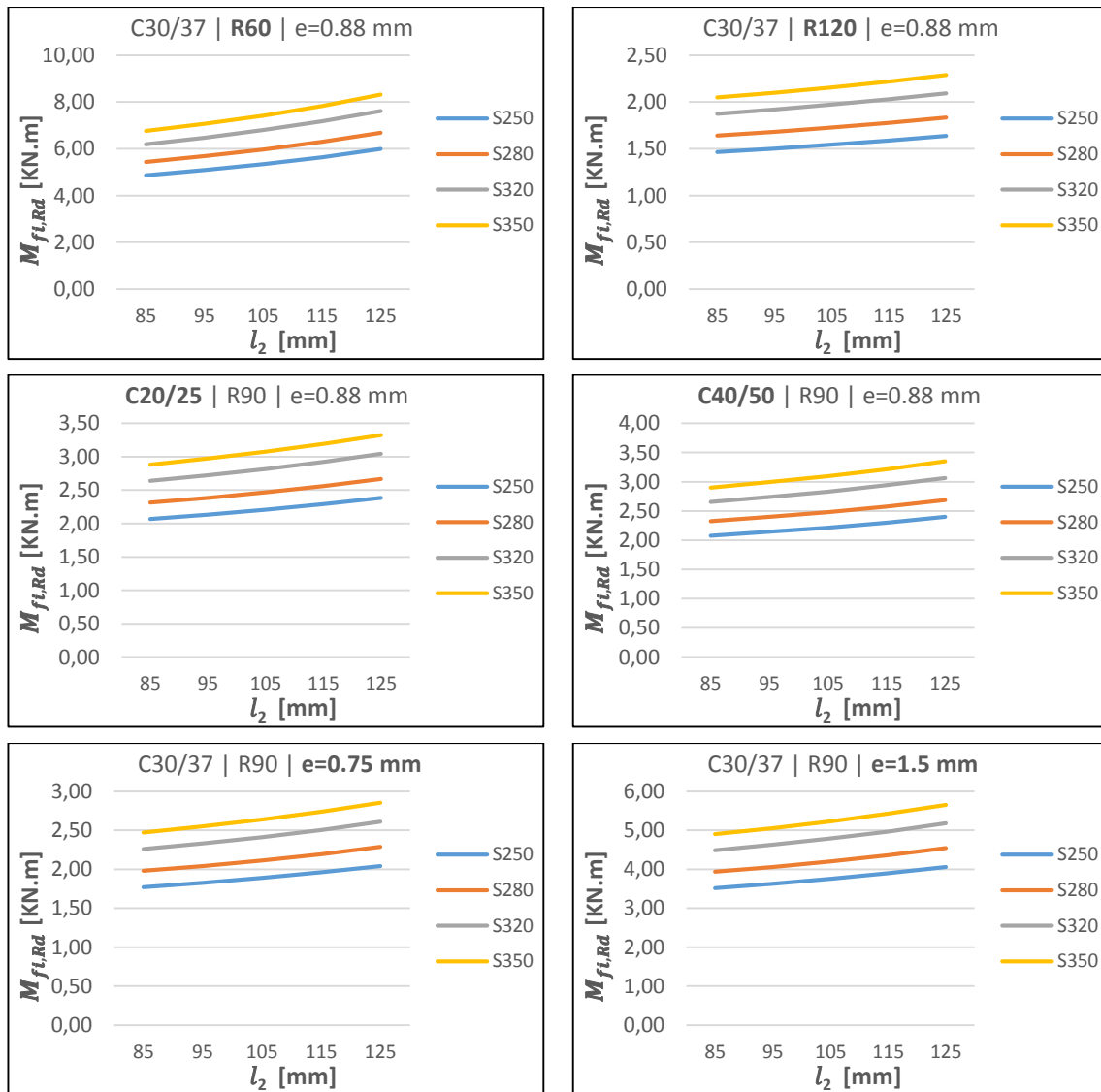


Figura 5.16 - Análise incremental do parâmetro geométrico l_2 para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa.

5.2 LAJE REFORÇADA

Na figura seguinte é representado o esquema proposto pelo Eurocódigo para a introdução do varão (Figura 5.17). Também já se referiu que este varão irá funcionar apenas à tração. Em termos da posição do varão (u_3 – distância ao banzo inferior), poder-se-ia fazer variar este parâmetro, no entanto é bastante usual colocar este varão o mais próximo possível do banzo inferior da chapa de forma a aumentar o braço das forças. Assim, é estuda apenas a influência do diâmetro do varão no momento resistente.

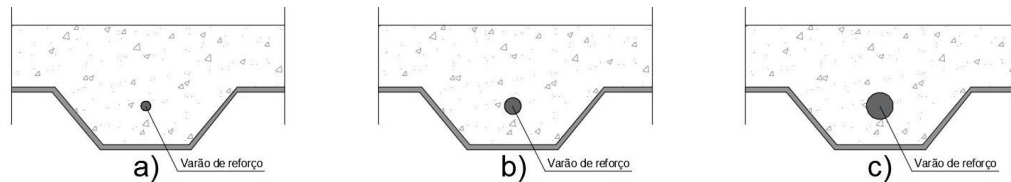


Figura 5.17 - Introdução do varão de reforço no centro da nervura.

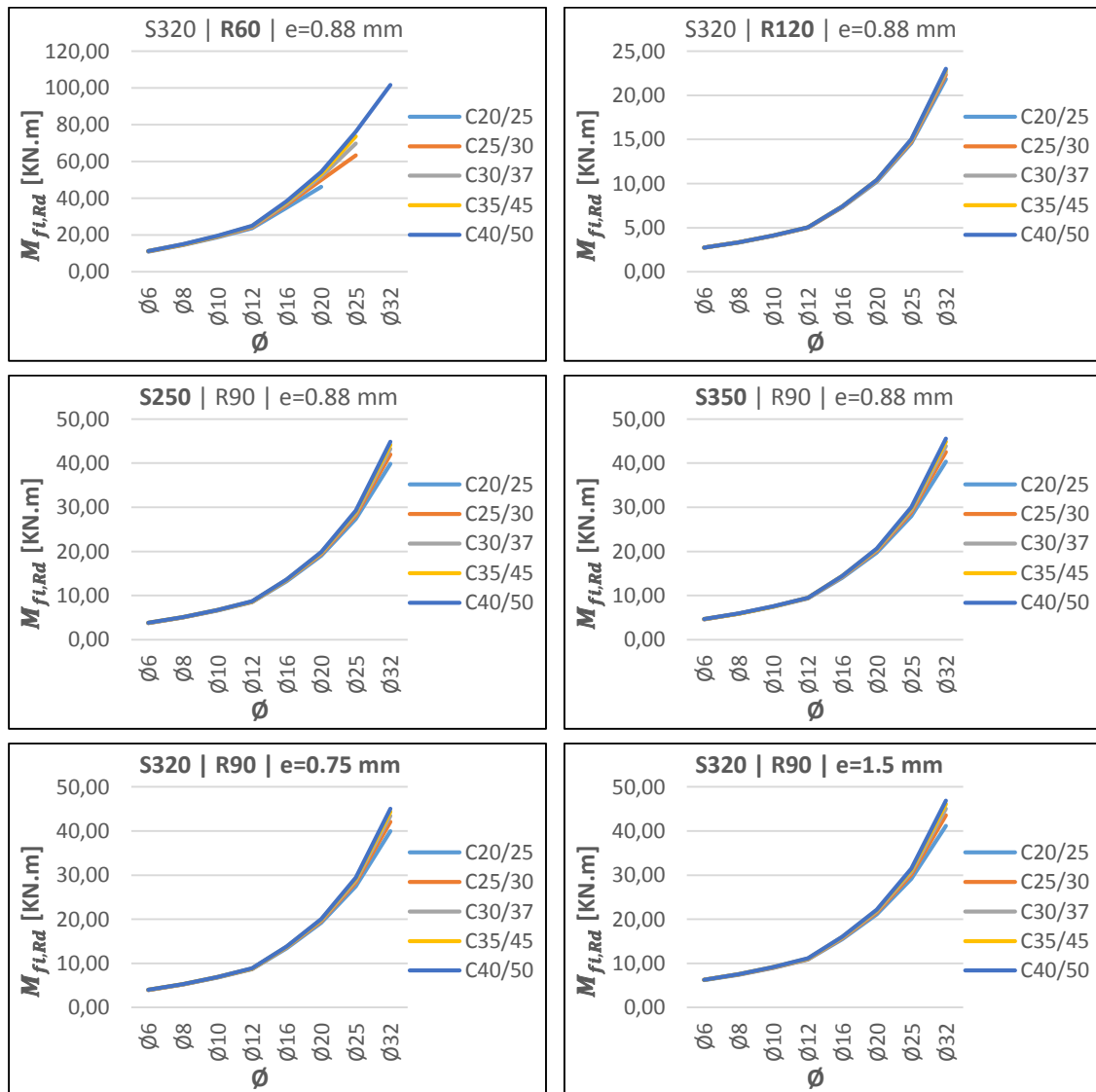


Figura 5.18 - Análise incremental do diâmetro do varão de reforço \varnothing para as diferentes classes de betão, fixa-se h_1 , h_2 , l_1 , l_2 , l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do aço e a espessura da chapa.

A partir da análise das Figura 5.18 e Figura 5.19 é interessante referir que no caso das lajes mistas reforçadas a influência da classe do betão e do aço é bastante reduzida quando comparada com a influência do diâmetro do varão de reforço. De facto, a introdução deste varão faz aumentar a resistência exponencialmente. No capítulo 4 já tinha sido visto para o exemplo prático que o momento resistente aumentaria 670% quando comparado com a laje não reforçada.

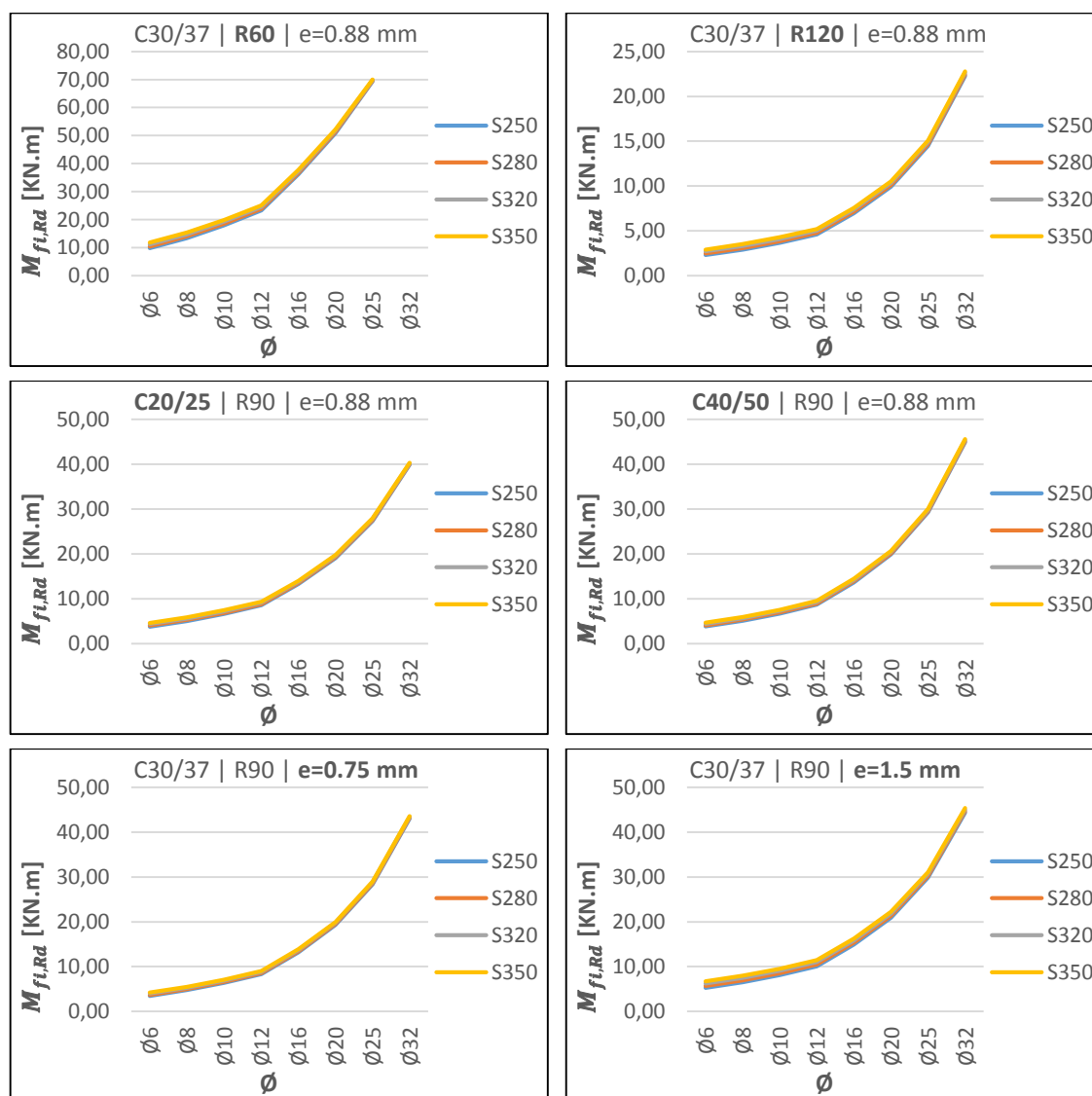


Figura 5.19 - Análise incremental do diâmetro do varão de reforço \varnothing para as diferentes classes de aço, fixa-se h_1, h_2, l_1, l_2, l_3 variando-se o tempo de exposição, a classe do betão e a espessura da chapa

Outro aspeto curioso desta análise é o facto de em alguns gráficos não ser apresentado o valor do momento resistente para diâmetros de varões elevados ($\varnothing 32$). Refira-se que este cálculo através do método simplificado proposto pelo Eurocódigo é baseado numa análise plástica. Na realidade existiram alguns casos em que a tensão de cedência não será atingida no varão e por isso este método não poderá ser aplicado. Noutros casos a linha neutra irá intersectar o varão e sairá do campo de aplicação deste método.

Como nota final deste estudo, é importante referir que o método simplificado não considera a influência da malha electrosoldada colocada na camada de betão. Essa malha irá funcionar

essencialmente à tração na zona de momentos negativos e servirá também para dissipar as cargas concentradas aplicadas na face superior, assim como controlar a fendilhação do betão. Segundo o Eurocódigo, a aplicação desta malha é obrigatória. No presente estudo, uma vez que só se considerou lajes simplesmente apoiadas, a camada superior de betão irá estar à compressão e, por conseguinte, a malha electrosoldada irá encontrar-se comprimida. No entanto, à medida que o incêndio se desenvolve e as temperaturas aumentam, a linha neutra irá subir devido às forças no aço diminuir. Irá se desenvolver o efeito membrana e, como já foi visto no capítulo 2, a malha irá desempenhar um efeito de tração que é segurado pelo anel de betão a compressão. Assim, ao desprezar-se a contribuição desta armadura está-se a sobrestimar o valor do momento resistente.

5.3 VALIDAÇÃO DE RESULTADOS

Como forma de validar o programa desenvolvido (*toolkit*), irá ser feita uma comparação com programa MACS+ vBeta2.06.17 desenvolvido no âmbito do projeto Europeu MACS+ (www.ua.pt/decivil). Usar-se-á o mesmo comprimento para os vãos (5.5m x 5.5m) e a mesma geometria da chapa. Este programa é bastante completo e por isso mesmo será necessário introduzir secções de vigas principais e secundárias (obrigatório) e a configuração da malha electrosoldada. O programa tem em conta o efeito membrana e possibilita ao utilizador simular diferentes modelos de incêndio. Neste caso, usar-se-á a curva de incêndio padrão. O programa não possibilita a consideração de um varão no centro da nervura e por isso mesmo só serão comparados os resultados da laje não reforçada.

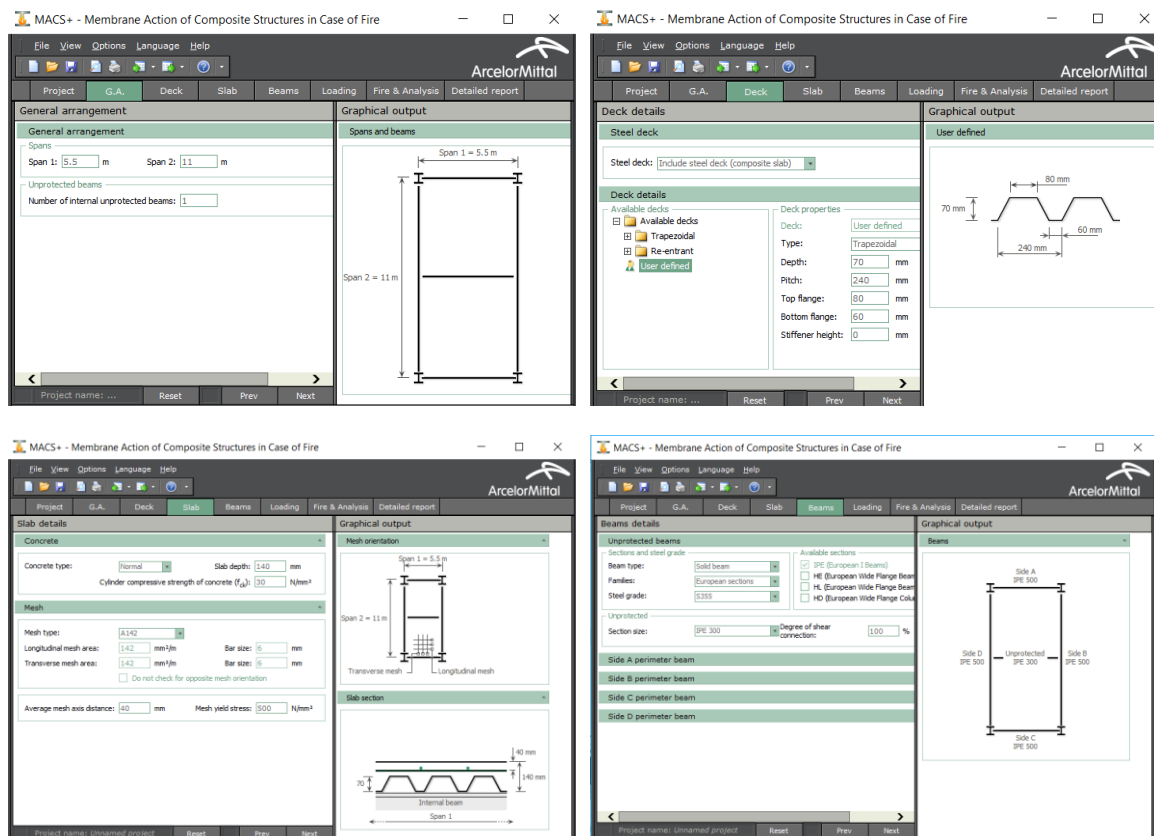


Figura 5.20 - Programam MACS+, parâmetros de entrada (1).

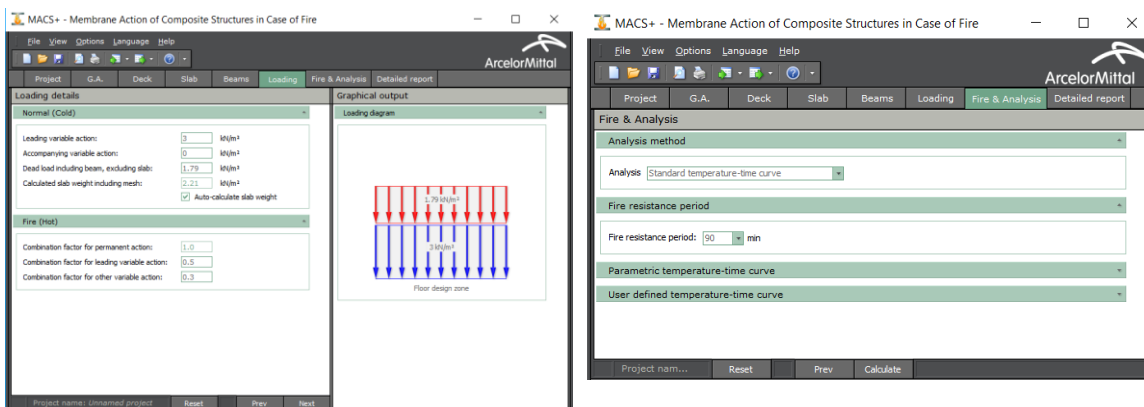


Figura 5.21 - Programam MACS+, parâmetros de entrada (2)

5.3.1 QUADRO COMPARATIVO

Comparam-se de seguida os resultados obtidos para o *toolkit* no capítulo 4 com os resultados obtidos através do programa MACS+ vBeta2.06.17.

Tabela 5.4 - Comparação de resultados.

	MACS+	<i>toolkit</i>	Diferença
Temperatura no topo da laje [°C]	203	160	21.2%
Temperatura na face inferior [°C]	959	960	0.1 %
Capacidade resistente [kN/m ²]	2.05	0.77	62.5%

Ao analisar a Tabela 5.4 é possível chegar à conclusão que o *toolkit* sobrestima o comportamento da laje mista em situação de incêndio. De facto, é possível aplicar uma carga de 2.05 kN/m² a este tipo de pavimento, segundo o programa MACS+, enquanto que, pela ferramenta desenvolvida, apenas se pode aplicar 0,77 kN/m². A grande discrepância entre os resultados obtidos para a capacidade resistente deve-se a dois aspetos principais: O primeiro está relacionado com a consideração da malha electrosoldada colocada acima da chapa. O *toolkit* despreza esta malha enquanto que o programa tem em conta o seu efeito. O segundo, está relacionado com a consideração do efeito membrana.

Relativamente à temperatura no topo da laje, a diferença entre os valores pode ser explicada pela geometria da chapa. O *toolkit* utiliza a tabela D5 do anexo D (1994-1-2) para calcular a temperatura no betão e apenas tem em conta a altura efetiva (secção retangular equivalente). Na realidade, devido à geometria da chapa, a temperatura na face superior não é sempre constante. A temperatura na face superior das nervuras é inferior à da restante secção da laje (no topo dos banzos superiores).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Em primeiro lugar é importante referir que todos os objetivos propostos foram cumpridos. A presente dissertação serviu como uma extensão ou mesmo como uma disciplina extra, acerca de um tema muito pouco desenvolvido ao longo do curso de Engenharia Civil. Concluído este estudo, pode chegar-se à conclusão que houve um aprofundamento do conhecimento na área de SCI.

Começando pela regulamentação nacional, refira-se que foi bastante interessante analisar a evolução histórica desde o REGEU até ao atual RJ-SCIE. Uma das conclusões a que se chegou no capítulo 2 está relacionada com o incêndio do Chiado e o facto de este ter impulsionado bastante a publicação de novas leis acerca do tema. Tratou-se de um incêndio marcante para a época devido à sua dimensão e ao local onde ocorreu. Os armazéns do Chiado foram, e continuam a ser, um dos locais icónicos da cidade de Lisboa. De facto, o mau planeamento ao nível urbanístico (colocação de canteiros ao longo da Rua do Carmo que impossibilitou a passagem dos bombeiros) e a escassez de regulamentação, foram dois fatores preponderantes para que o incêndio atingisse elevadas dimensões (a juntar à tipologia construtiva dos prédios da baixa pombalina). Assim, nos anos 90, a juntar ao desenvolvimento da regulamentação Europeia, houve um salto ao nível da regulamentação. O RJ-SCIE surge como forma de juntar toda a documentação publicada até à data e vem complementar todas as tipologias de edifícios existentes.

No que se refere às estruturas mistas, a presente dissertação serviu como forma de aprofundar conhecimentos nesta área, mais concretamente em lajes mistas de aço e betão. Ao nível dos materiais, chegou-se à conclusão que quando o betão e, principalmente, o aço estão sujeitos a elevadas temperaturas, existirá uma perda de resistência e rigidez. Esta perda de resistência pode ser contabilizada no cálculo estrutural através dos coeficientes de redução, que por sua vez dependem da temperatura a que o material está sujeito.

Em relação às lajes mistas, foram analisados ensaios à escala real (ensaios realizados nos laboratórios de Cardington). A principal conclusão a que se chegou, através destes ensaios, é que as estas exibem um comportamento melhor do que seria esperado se só se considerasse um mecanismo de flexão pura. A partir de uma determinada altura desenvolve-se o chamado efeito membrana, em que a laje funcionará essencialmente à tração. Apesar de neste estudo não se considerar o efeito de membrana para o cálculo estrutural, sabe-se que já existem métodos que possibilitam a sua consideração.

No capítulo 3 analisou-se as quatro etapas que constituem o cálculo de estruturas em situação de incêndio. No que se refere à definição das cargas, chegou-se à conclusão que o fogo é considerado como uma ação acidental e, por isso, as cargas para as quais a estrutura está sujeita são diferentes, comparativamente com as da temperatura ambiente. O Eurocódigo permite que sejam adotadas simplificações que recorrem aos resultados já obtidos para a temperatura ambiente e extrapolá-los para uma situação de incêndio.

A segunda etapa está relacionada com a escolha do modelo de incêndio. No Eurocódigo 1 parte 2 existem diversos modelos que podem ser escolhidos pelo projetista. Estes podem ir, consoante a complexidade, desde curvas de incêndio nominais até aos modelos CFD que, com o auxílio de meios computacionais conseguem determinar com bastante precisão a temperatura em todo o compartimento. Conclui-se que para além das análises com recurso às curvas de incêndio nominais, existem as análises baseadas no desempenho. Estas análises são baseadas em modelos de incêndio natural e, ao contrário das curvas nominais, conseguem simular as diferentes fases de um incêndio.

O programa de cálculo que se desenvolveu (*toolkit*) veio permitir a automatização do método simplificado de cálculo (EN1994-1-2, 4.3). Apesar de se tratar de uma metodologia simples (prescritiva), baseada em curvas de incêndio nominais, o toolkit permite obter de uma forma rápida resultados bastante satisfatórios em termos de soluções de pavimentos mistos. No capítulo anterior chegou-se à conclusão que este método é algo conservativo, uma vez que não tem em conta o efeito membrana que, como já foi visto, desempenha um acréscimo elevado de resistência para incêndios de longa duração.

Após elaborado o estudo paramétrico foi possível chegar a várias conclusões:

- A introdução de um varão de reforço no centro da nervura é, sem duvidada nenhuma, a medida mais eficaz para aumentar a resistência em situação de incêndio. Este varão irá estar envolvido em betão e, por isso, o coeficiente de redução será bastante maior que o da chapa perfilada, que permanecerá em contacto direto com o fogo. De facto, um dos principais problemas dos pavimentos mistos é o seu comportamento em situações de incêndio, pois é a chapa perfilada que irá estar em contacto direto com o fogo. O uso de um varão de reforço melhora significativamente a resistência.
- Em termos de materiais, chegou-se à conclusão que a classe do aço tem uma maior importância que a classe do betão. Assim sendo, é preferível investir num aço de melhor qualidade quando o objetivo é melhorar a resistência ao fogo. Ainda assim, a aplicação desta medida pode não ser assim tão simples. De facto, existem melhorias quando se aumenta a classe do aço, no entanto, para incêndios de longa duração, esta medida deixa de ser eficaz uma vez que as forças de tração do aço irão tender para 0 quando sujeitas a elevadas temperaturas.
- A espessura da chapa perfilada (e) é dos parâmetros geométricos que mais faz aumentar a resistência da laje. Novamente, este aumento pode não ser tão evidente quando o pavimento está sujeito a incêndios de longa duração.
- Relativamente ao Isolamento e à Estanquidade, a introdução do varão de reforço não produz qualquer efeito na classificação segundo estes dois critérios. Já por sua vez, o parâmetro geométrico h_1 (altura de betão acima da chapa) é fundamental quando se pretende garantir a classificação REI em incêndios de longa duração. Contudo, o aumento do parâmetro h_1 faz com que as cargas associadas ao peso próprio do pavimento

umentem, sendo por isso necessário encontrar uma altura ótima que satisfaça em simultâneo o critério I e não condicione a resistência da laje.

- No que se refere à forma da nervura, ora trapezoidal ou reentrante, chegou-se à conclusão que para um dado b (comprimento da nervura) e fixando o comprimento do banzo inferior e da alma, as lajes mistas com chapa perfilada reentrante apresentam um pequeno aumento relativamente às lajes trapezoidais. Como já tinha sido referido no capítulo 5, as lajes reentrantes apresentam uma geometria que “protege” tanto o banzo superior como a alma, sendo o banzo inferior o elemento que mais sofre em termos de redução da resistência. No capítulo 5 foram realizados testes, com recurso ao toolkit, onde se submeteu estes dois tipos de chapa perfilada (trapezoidal e reentrante) a 90 minutos de exposição ao fogo padrão. Deste teste pode-se concluir:

1. A alma é o elemento metálico que sofre a menor redução de resistência;
2. O banzo inferior, para ambos os casos, é o elemento com maior perda de resistência;
3. O banzo superior apresenta um melhor comportamento ao fogo quando a laje é reentrante, comparando com lajes trapezoidais.
4. No entanto, as lajes trapezoidais requerem mais quantidade de aço para uma dada largura de nervura. Isto significa que se tratam de soluções mais pesadas.

Por fim, é importante apontar para algumas limitações do programa e efetuar uma análise crítica do estudo desenvolvido. Comece-se por referir que o campo de aplicação do programa desenvolvido é limitado a lajes mistas simplesmente apoiadas. O programa só calcula momentos positivos excluindo assim as lajes de vãos contínuos.

Outra limitação do programa está relacionada com o cálculo da linha neutra plástica referido no capítulo 4 (expressão 4.9). A fórmula apresentada é deduzida a partir do somatório de forças horizontais na secção transversal de uma nervura. Nessa dedução, considerou-se que o aço da chapa perfilada, assim como, o varão de reforço, funcionam exclusivamente à tração. No caso de lajes não reforçadas (quando não existe varão de reforço no centro da nervura) esta consideração é bastante aceitável para quase todos os casos. O aço da chapa perfilada encontra-se a elevadas temperaturas, o que significa que o coeficiente de redução do aço é bastante reduzido. Assim sendo, de forma a equilibrar o binário de forças na secção transversal, a força de compressão do betão será pequena e, por conseguinte, a posição da linha neutra encontra-se bastante próxima da face superior da laje. Já no caso das lajes reforçadas com varões no centro das nervuras, esta consideração já não é verdade para a totalidade dos casos. No caso de varões de reforço de elevado diâmetro a linha neutra aproxima-se bastante da chapa perfilada, sendo possível que a sua localização seja no banzo superior ou na alma.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que se refere à temática de segurança contra incêndios, todos os dias são feitos avanços ao nível da investigação. Mesmo durante a elaboração deste estudo houve questões que, à medida que se ia estudando, poderiam ser incluídas na presente dissertação. No entanto, uma vez que se está limitado, tanto em tempo como em espaço, nem todos os assuntos poderiam ser debatidos. Por isso mesmo são apresentados de seguida alguns tópicos que poderiam ser desenvolvidos como forma de dar continuidade ao presente estudo:

- Seria interessante estudar um exemplo concreto de um dado edifício com tipologia mista. Aplicar os conhecimentos adquiridos ao nível da regulamentação nacional e internacional para este edifício. Perceber qual a classe de risco consoante a tipologia em jogo e elaborar um projeto/estudo prévio de segurança contra incêndios.
- Aplicar uma análise baseada no desempenho com recurso aos diferentes modelos de incêndio propostos pelo Eurocódigo. Efetuar um estudo comparativo dos diferentes modelos propostos. Por exemplo, estudar uma laje mista sujeita às curvas de incêndio paramétricas ou a um incêndio localizado.
- No que se refere ao *toolkit*, uma vez que apenas se considerou o caso de lajes simplesmente apoiadas, incluir no estudo soluções de pavimentos com vãos contínuos. Ou seja, desenvolver o toolkit de forma a calcular os momentos resistentes positivos e negativos para uma laje mista de aço e betão. Para além disso, desenvolver o programa de forma a poder contabilizar o efeito membrana e o contributo da malha electrosoldada.
- No cálculo estrutural, recorreu-se a algumas tabelas do anexo D, na EN 1994-1-2, que apenas apresentam resultados até 120 minutos de exposição ao fogo. Assim, propõe-se a elaboração de um estudo em que tenha em consideração incêndio de longa duração (+180 minutos)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PUBLICAÇÕES ESCRITAS – ARTIGOS CIENTÍFICOS E LIVROS

- Calado, L. & Santos, J., 2009. *Estruturas Mistas de Aço e Betão 2ª Edição.*, IST PRESS.
- Camotim, D., Basaglia, C. & Silvestre, N., 2010. *Apontamentos de Estruturas Metálicas*. Instituto Superior Técnico.
- Franssen, J.-M., Kodur, V. & Zaharia, R., 2009. *Designing Steel Structures for Fire Safty*, CRC Press.
- Franssen, J.-M. & Vila Real, P., 2012. *Fire design of steel structures*, ECCS Eurocode Design Manuals, Enst & Sohn.
- IStructE, 2007. *Guide to the advanced fire safety engineering of structures*, The Institution of Structural Engineers.
- Leça Coelho, A., 2002. *Segurança Contra Incêndios em Edifícios de Habitação Orion*, ed.,
- Li, G. & Wang, P., 2014. *Advanced Analysis and Design for Fire Safety of Steel Structures*, Springer.
- Lopes Porto, J., 2008. Introdução ao regime Jurídico de Segurança contra Incêndios em Edifícios.
- Maia, É.F., 2013. Tese de doutoramento: *Programa para o dimensionamento ao fogo de vigas mistas aço-betão*. Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil.
- Nolasco, A., Tavares, D. & Vila Real, P., 2014. Cálculo da Resistência ao Fogo de Lajes Mistas com Chapa Perfilada de Aço De Acordo com o Eurocódigo 4, Congresso CMM Porto.
- Reis, A.S., 2011. Tese de mestrado: *André da Silva Reis Determinação de cenários de incêndio em edifícios*. Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil.
- Rodrigues, A.R. & Rodrigues, J.P., 2010. A Nova Regulamentação Portuguesa de Segurança Contra Incêndios em Edifícios.
- Rodrigues, J.P., 1994. Tese de mestrado: *Recuperação de Estruturas Danificadas por Incêndio*. Universidade de Coimbra.
- Rodrigues, J.P.C., 2012. *A Regulamentação de segurança contra incêndios em edifícios comentada e ilustrada*. Universidade de Coimbra.
- Vila Real, P. et al., 2012. *MACS+ - Ações de Membrana em Estruturas Mistas em Situação de Incêndio*,
- Vila Real, P., 2010. Risco de incêndios urbanos: aspectos gerais da resistência ao fogo das estruturas à luz da regulamentação vigente. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, LNEC, Série II, pp.43–54.
- Wang, Y., 2002. *Steel and Composite Structures: Behaviour and Design for Fire Safety*, Spon Press.

DOCUMENTOS NORMATIVOS

- NP EN 1990: 2009, Bases para o projeto de estruturas, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1991: 2009, Bases para o projeto de estruturas - Parte 1-1: Acções Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1992-1-2: 2010, Projecto de estruturas de betão Parte 1-2: Regras gerais Verificação da resistência ao fogo, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1993-1-1: 2010, Projeto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais para edifícios, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1993-1-2: 2005, Projeto de estruturas de aço - Part 1-2: Regras gerais verificação da resistência ao fogo verificação da resistência ao fogo, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1994-1-2: 2011, Projeto de estruturas mistas de aço e betão - Parte 1-1: Regras gerais para edifícios, CEN – European Committee for Standardization.
- NP EN 1994-1-2: 2005, Projeto de estruturas mistas de aço e betão Parte 1-2: Regras gerais verificação da resistência ao fogo, CEN – European Committee for Standardization.
- EN 10025-2: 2004, Hot-Rolled Products of Structural Steel – Part 2: Technical Delivery Conditions for Non-Alloy Structural Steels, CEN – European Committee for Standardization.
- EN 10025-3: 2004, Hot-Rolled Products of Structural Steel – Part 3: Technical Delivery Conditions for Normalized/Normalised Rolled Weldable Fine Grain Structural Steel, CEN – European Committee for Standardization.
- EN 10147: 2000, Continuously Hot-Dip Zinc Coated Structural Steel Strip and Sheet – Technical Delivery Conditions, CEN – European Committee for Standardization.
- ANPC, 2009. Compilação legislativa – Segurança contra incêndio em edifícios, Europress
- ECCS, 1983 Calculation of the Fire Resistance of Composite Concrete Slabs with Profiled Steel Sheet Exposed to the Fire, Publicação nº32

ANEXOS

ANEXO 1: FATORES DE RISCO PARA AS DIFERENTE UT'S

Consoante a Utilização-tipo de um determinado edifício, o RJ-SCIE tem em conta diversos fatores de risco de forma a poder classifica-los:

Tabela A1 - Fatores de risco para a classificação das UT's

UT	Fatores de Risco							
	Altura da UT	Área Bruta	Densidade de carga	Efetivo	Efetivo em locais D ou E	Espaço coberto/ ar livre	Nº pisos abaixo do plano de referência	Saída direta ao exterior em locais de risco D ou E
I	X						X	
II	X	X				X	X	
III e X	X			X				
IV, V e VII	X			X	X			X
VI e XI	X			X		X	X	
VIII	X			X			X	
XI	X		X	X			X	
XII			X			X	X	

O “Efetivo”, como já foi referido no capítulo 1, é o número máximo de pessoas que podem ocupar um determinado espaço. O “Plano de referência” define-se pelo plano de nível à cota do pavimento de acesso destinado a viaturas de socorro, medida na perpendicular a um vão de saída direta para ao exterior do edifício. A “Altura da UT” é um fator transversal a praticamente todas as UT's. Define-se pela altura, desde o plano de referência, até à cota do pavimento do último piso ocupado (exclui-se pisos técnicos, Figura e Figura).

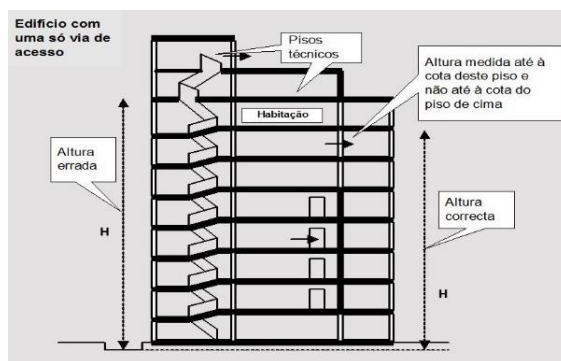


Figura A1 - Altura da UT: 1 via de acesso

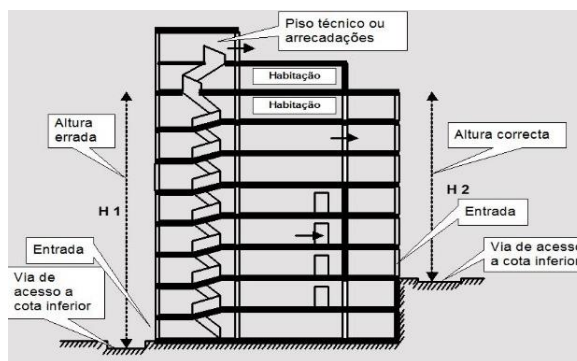


Figura A2 - Altura da UT: 2 vias de acesso

ANEXO 2: TOOLKIT EM EXCEL

No presente anexo são apresentadas imagens do programa desenvolvido em Excel. Será feito um pequeno guia de instruções para o uso de qualquer utilizador.

GEOMETRIA E MATERIAIS

Na primeira página do toolkit, o utilizador poderá introduzir a geometria da chapa perfilada, a altura de betão e a classe dos materiais. À medida que o utilizador introduz os parâmetros geométricos, a figura à esquerda vai se alterando, representado a geometria definida pelo utilizador (à escala).

GEOMETRIA	(mm)	Validação
TIPO DE CHAPA	Trapezoidal	✓
h_1	70	✓
h_2	70	✓
h_3	0	✓
l_1	110	✓
l_2	60	✓
l_3	80	✓
e (thickness)	0.88	✓
h_{eff}	101.32	102

Campo de aplicação	
Reentrante [mm]	Trapezoidal [mm]
$77,0 \leq l_1 \leq 135$	$80,0 \leq l_1 \leq 155$
$110 \leq l_2 \leq 150$	$32,0 \leq l_2 \leq 132$
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$	$40,0 \leq l_3 \leq 115$
$50 \leq h_1 \leq 130$	$50 \leq h_1 \leq 125$
$30 \leq h_2 \leq 60$	$50 \leq h_2 \leq 100$

Tipos de Chapa		Tipos de Betão	
Reentrante		Normal	
Trapezoidal		Leve	

Classe do Betão	f_{cd}	f_{ck}
C30/37	20	30

Classe do Aço	f_{yd}	f_{yk}
A500	435	500

Classe da Chapa	f_{yd}
S320	320

Tipos de Betão		Tipos de Aço	
Normal		A235	235
		A400	348
		A500	435
		Aço AR	f_{yd}
		S250	250
		S280	280
		S320	320
		S350	350

Betão	f_{cd}	f_{ck}
C20/25	13.3	20
C25/30	16.7	25
C30/37	20	30
C35/45	23.3	35
C40/50	26.7	40

e [mm]	
	0.75
	0.88
	1.00
	1.25
	1.50

Figura A3 - Folha Geometria e Materiais.

CRITÉRIO I

Na segunda folha do toolkit calcula-se o tempo de isolamento ao fogo segundo os dois métodos referidos no capítulo 4 do presente documento. (Não é necessário introduzir qualquer valor)

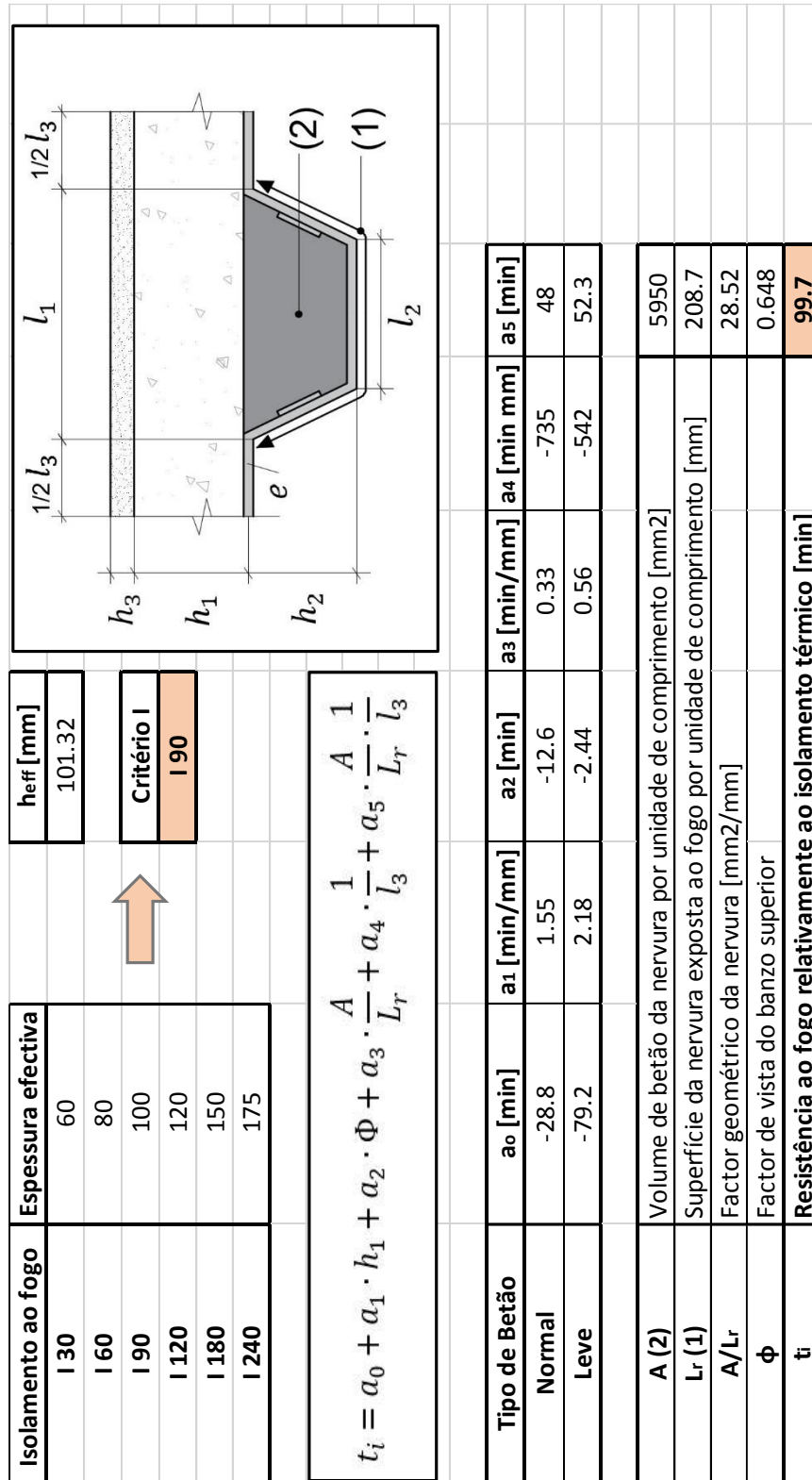


Figura A4 - Folha critério I.

CRITÉRIO R

Na terceira folha, o utilizador poderá introduzir o tempo de resistência pretendido (em minutos) e o momento atuante em jogo. Automaticamente irá ser gerado o momento resistente para uma laje sem reforço na nervura. Para o segundo caso, caso se pretenda um valor de resistência ao fogo mais elevado, o utilizador terá de introduzir um varão de reforço e a respetiva posição do varão (u_3) no centro da nervura.

Capacidade resistente [min]	90	Momento atuante [kNm/m]	9
------------------------------------	----	--------------------------------	---

LAJE NÃO REFORÇADA

θ _w [rad]	1.23	F _{f,inf} [kN]	0.811	LIMHA NEUTRA (plástica)	
θ _w [deg]	70.35	F _{f,sup} [kN]	2.122	Z _{pl} [mm]	1.747
		F _w [kN]	2.524	h _{eff} -Z _{pl} [mm] = x	100
A _{f,inf} [mm ²]	52.8	F _c [kN]	5.457		
A _{f,sup} [mm ²]	70.4	z _{f,inf} [m]	0.140		
A _w [mm ²]	130.8	z _{f,sup} [m]	0.070		
k _{y,θ,f,inf}	0.0480	z _w [m]	0.105		
k _{y,θ,f,sup}	0.0942	z _c [m]	0.001		
k _{y,θ,w}	0.0603				
k _{c,θ,inicial}	0.97	<input type="button" value="RUN"/>		Diferença 0.00 ✓	
k _{c,θ,final}	0.97			MOMENTO RESISTENTE	
				Mrd+ [kNm/ner]	0.5
k _{c,θ,topo}	1.00			Mrd+ [kNm/ner]	2.7

Figura A5 - Critério R: Laje reforçada.

A figura no canto inferior direito apresenta a geometria selecionada pelo utilizador. A vermelho está representado a linha neutra plástica aquando a laje é reforçada com um varão no centro da nervura.

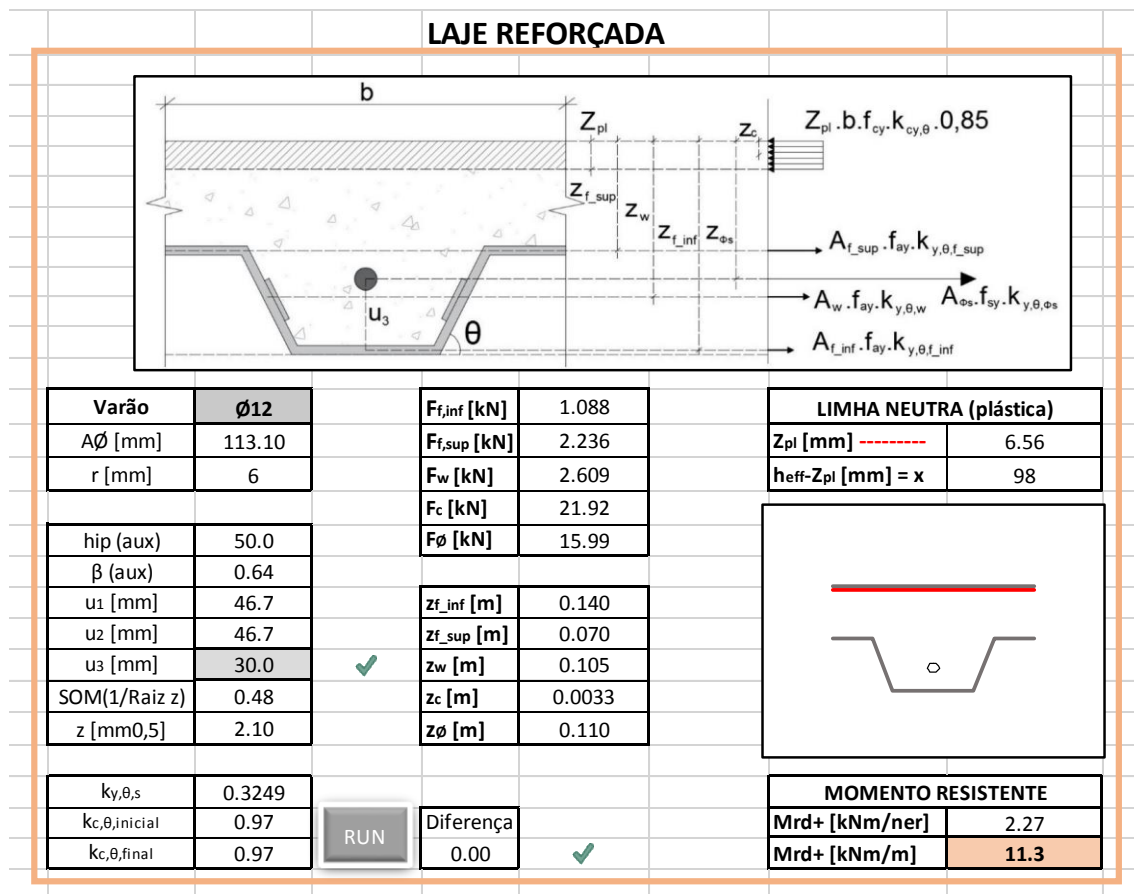


Figura A6 - Critério R: Laje reforçada.

ANÁLISE PARAMÉTRICA

Na quarta e quinta folha encontram-se os gráficos que poderão ser utilizados pelo utilizador para realizar uma análise paramétrica. Cada gráfico tem do seu lado esquerdo uma célula com diferentes parâmetros que poderão ser variados pelo utilizador, como por exemplo, a classe dos materiais, o tempo de exposição e a espessura da chapa. Ao selecionar o valor, o programa irá calcular automaticamente o momento resistente para cada uma das linhas do gráfico. Nos dois primeiros gráficos é analisada a influência do betão para diferentes classes de aço e diferentes tempos de exposição ao fogo.

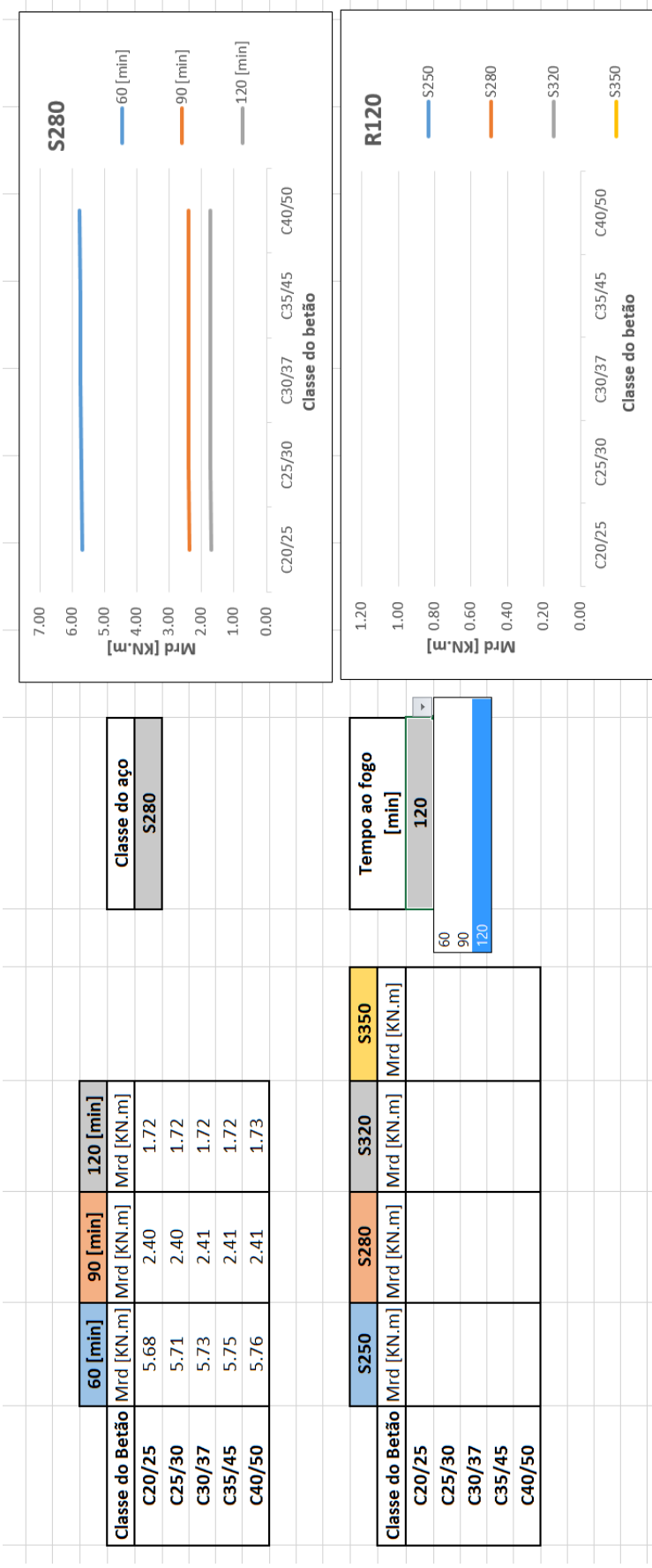


Figura A7 - Análise paramétrica.

A lógica utilizada será sempre a mesma para os restantes parâmetros. Como exemplo, apresenta-se a análise incremental do parâmetro geométrico h_2 . No primeiro gráfico estuda-se diferentes classes de betão ao efetuar a análise incremental de h_2 e no segundo as classes do aço. O utilizador poderá fazer variar o tempo de exposição ao fogo, a classe do aço/betão e a espessura da chapa.

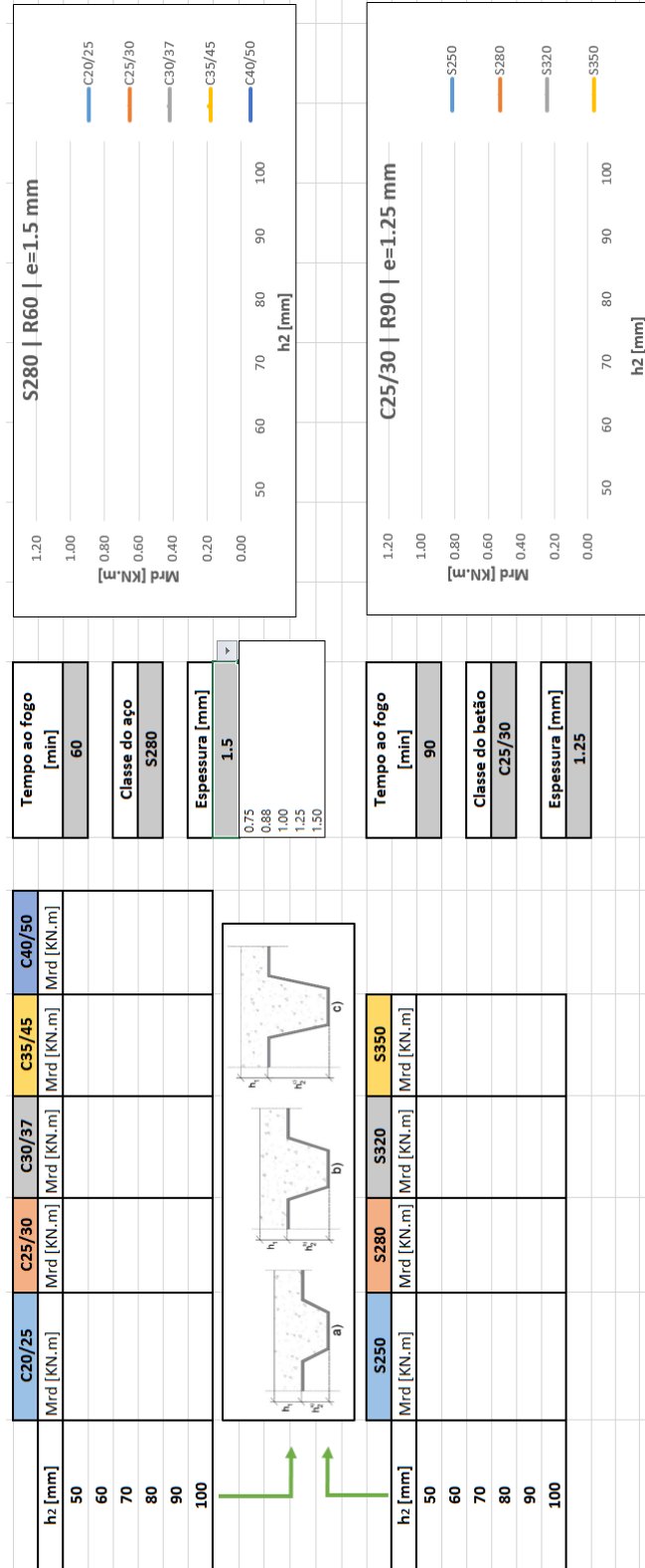


Figura A8 - Análise Paramétrica 2

ANEXO 3: PROGRAMAÇÃO EM VBA

De forma a automatizar o *toolkit*, recorreu-se ao VBA (*Visual Basic for Applications*) e foram desenvolvidas algumas páginas de código. Um dos principais objetivos que se pretendia, numa fase inicial do projeto, seria a automatização dos gráficos, não sendo necessário que o utilizador fizesse variar os parâmetros um a um. Como exemplo, é apresentado de seguida o código-tipo utilizado para a impressão automática dos gráficos da análise paramétrica. A verde são apresentadas notas que servem para melhor compreensão e leitura do código.

```
Sub AP1_1()
'Correr Macro Betão_tempo_aço

'Definição do tempo de resistência
Dim tempR As Double
'Definição dos materiais
Dim classebetao As String
Dim classeAco As String
'Definição dos parametros auxiliares de cálculo VBA
Dim linhatepo As Integer
Dim linhagrafico As Integer
Dim coluna As Integer
coluna = 1
Dim mrd As Double

'guarda os valores do utilizador
Dim humU As Double
Dim hdoisU As Double
Dim htresU As Double
Dim lumU As Double
Dim ldoisU As Double
Dim ltresU As Double
Dim eU As Double
Dim classebetaoU As String
Dim classeAcoU As String
Dim tempRU As Integer
humU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C4")
.Value
hdoisU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C5")
.Value
htresU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C6")
.Value
lumU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C7")
.Value
ldoisU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C8")
.Value
ltresU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C9")
.Value
eU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("C10")
.Value
classebetaoU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("B14").Value
classeAcoU=Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("B20").Value
tempRU = Worksheets("Critério R").Range("E2").Value

'Introdução no toolkit dos dados que o utilizador pediu
classeAco=Worksheets("AnáliseParamétrica").Range("I6").Value
Worksheets("GeometriaeMateriais").Range("B20").Value=classeAco

'Colocar o título no gráfico
ActiveSheet.ChartObjects("Gráfico 1").Activate
ActiveChart.ChartTitle.Select
ActiveChart.ChartTitle.Text = classeAco

'começa o ciclo de impressão no gráfico
For linhatepo = 48 To 50
'faz variar a linha

tempR=Worksheets("CritérioR").Range("E"&linhatepo)
.Value

'coloca o tempo no toolkit
Worksheets("CritérioR").Range("E2").Value=tempR

For linhagrafico = 6 To 10
'atribui um valor a classe do betão

classebetao=Worksheets("AnáliseParamétrica").Range("B" & linhagrafico).Value

'colocou a classe do betão na folha geometria
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("B14").Value = classebetao

' calcula o mrd
Call Module1.Msr

'defini mrd
mrd=Worksheets("CritérioR").Range("I30").Value

'colocar o mrd no sitio certo

Worksheets("AnáliseParamétrica").Range(Chr(66+coluna) & linhagrafico).Value = mrd
Next
coluna = coluna + 1
Next

'imprime novamente os valores do utilizador
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C4").Value = humU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C5").Value = hdoisU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C6").Value = htresU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C7").Value = lumU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C8").Value = ldoisU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C9").Value = ltresU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("C10").Value = eU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("B14").Value = classebetaoU
Worksheets("Geometria e Materiais").Range("B20").Value = classeAcoU
Worksheets("Critério R").Range("E2").Value = tempRU
Call Module1.Msr
Call Module1.Mcr

End Sub
```