

isec
Engenharia

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**Reabilitação de edifícios em estrutura
metálica danificados por incêndios
florestais**

Autor

Hugo Filipe Gomes Ferreira

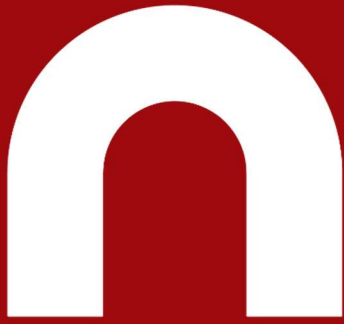
Orientador

Prof. Doutor António José Pedroso de Moura Correia

INSTITUTO POLITÉCNICO
DE COIMBRA

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA
DE COIMBRA

Coimbra, novembro, 2022



isec

Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Reabilitação de edifícios em estrutura metálica danificados por incêndios florestais

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
Especialização em Construção Urbana

Autor

Hugo Filipe Gomes Ferreira

Orientador

Prof. Doutor António José Pedroso de Moura Correia

INSTITUTO POLITÉCNICO
DE COIMBRA

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA
DE COIMBRA

Coimbra, novembro, 2022

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação foi elaborada num período conturbado da vida pessoal e profissional, pelo que a sua concretização só foi possível com algum espírito de resiliência. O início do desenvolvimento da dissertação coincidiu com o início de uma pandemia, a primeira desde 1918. No momento em que está a ser concluída, ocorre uma guerra em espaço europeu, a primeira em vários anos. Para que não ocorram outras atrocidades à Humanidade, acho por bem encerrar agora este capítulo.

Agradeço a todos os que contribuíram para a realização deste trabalho, quer de forma direta, quer indireta. Destaco em primeiro lugar o meu orientador, Professor Doutor António Correia, pelo apoio científico e pela motivação necessária em fases cruciais. Agradeço também aos meus pais por me terem proporcionado a oportunidade de chegar até aqui. Por fim, agradeço a Deus, o criador do Universo.

RESUMO

O incêndio em qualquer edifício é um evento de extrema gravidade para a integridade do próprio edifício, bem como para os seus ocupantes. Os acontecimentos ocorridos no ano de 2017, relativamente a incêndios florestais, vieram evidenciar as grandes fragilidades das construções que se situam na Interface Industrial-Florestal, face à eventual ocorrência de um incêndio, designadamente os de estrutura metálica. Nesse sentido, interessa analisar todas as questões inerentes ao processo de reabilitação dos edifícios metálicos que se localizam na Interface Industrial-Florestal, para que a segurança deste tipo de construções seja adequada ao local em que se situam, e não voltem a ceder perante tão agressivos eventos extremos.

Nesta dissertação, é feita uma pesquisa sobre acontecimentos de relevância sob o tema dos danos em estruturas metálicas provenientes de incêndios de interface urbano-florestal, uma análise dos métodos de proteção de estruturas metálicas ao fogo e também um estudo sobre os métodos de dimensionamento de estruturas metálicas ao incêndio.

O caso de estudo baseia-se num edifício industrial em estrutura metálica, sobre o qual é feito um dimensionamento ao fogo, de acordo com a metodologia estipulada no Eurocódigo 3, parte 1-2.

Como conclusões, pretende mostrar-se a importância da proteção passiva na integridade das estruturas metálicas, e mostrar o procedimento de cálculo aplicado a um edifício real.

Palavras-Chave: Estrutura Metálica; Incêndio; Proteção Passiva; Reabilitação.

ABSTRACT

A fire in any building is an event of extreme gravity for the integrity of the building itself, as well as for its occupants. The events that took place in 2017, regarding forest fires, highlighted the great weaknesses of the buildings located at the Industrial-Forest Interface, in the face of the possible occurrence of a fire, namely those with a metallic structure. In this sense, it is important to analyze all the issues inherent to the process of rehabilitation of the metallic buildings that are located in the Industrial-Forest Interface, so that the safety of this type of construction is adequate to the place where they are located, and don't collapse again in the face of such aggressive extreme events.

In this dissertation, research is carried out on events of relevance under the theme of damage to steel structures resulting from fires at the urban-forest interface, an analysis of methods of protecting steel structures from fire and also a study on methods of designing steel structures to fire.

The case study is based on an industrial building in steel structure, on which a fire design is made, according to the methodology stipulated in Eurocode 3, part 1-2.

As conclusions, it intends to show the importance of passive protection of steel structures in the integrity these structures, and to show the calculation procedure applied to a real building.

Key-Words: Steel structure; Fire; Passive Protection; Rehabilitation.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	<i>CONSIDERAÇÕES GERAIS.....</i>	13
1.2	<i>OBJETIVOS E METODOLOGIA</i>	15
1.3	<i>ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO</i>	15
2	ESTADO DA ARTE	17
3	OS INCÊNDIOS RURAIS E A RELAÇÃO COM AS ESTRUTURAS METÁLICAS	21
3.1	<i>A PROBLEMÁTICA DA INTERFACE INDUSTRIAL-FLORESTAL</i>	21
3.2	<i>IMPACTO NAS INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS</i>	22
3.2.1	Instalações Industriais de Seia	23
3.2.2	Instalações Industriais de Tondela	24
3.2.3	Instalações Industriais de Oliveira do Hospital	26
3.2.4	Instalações Industriais de Mira	28
3.2.5	Instalações Industriais de Oliveira de Frades	29
3.2.6	Resumo do impacto dos incêndios nas instalações industriais	31
4	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS AO FOGO.....	32
4.1	<i>EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA NO ELEMENTO</i>	32
4.1.1	Fator de massividade.....	32
4.2	<i>AÇÕES EM ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....</i>	35
4.3	<i>DOMÍNIOS DA VERIFICAÇÃO DE PROJETO</i>	37
4.4	<i>MÉTODOS DE CÁLCULO.....</i>	37
4.4.1	Método de Nível 1	37
4.4.2	Método de Nível 2	38
4.4.3	Método de Nível 3	39
4.4.4	Outros métodos.....	40
5	MATERIAIS E SISTEMAS DE PROTEÇÃO AO FOGO	42
5.1	<i>PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS AO FOGO.....</i>	42
5.2	<i>PROTEÇÃO PASSIVA</i>	43
5.2.1	Materiais projetados	44
5.2.1.1	Argamassa projetada	45
5.2.1.2	Fibra projetada.....	46
5.2.1.3	Argamassa projetada à base de vermiculite	46
5.2.2	Materiais rígidos	47
5.2.2.1	Placas de gesso cartonado	48
5.2.2.2	Placas de lã de rocha.....	48
5.2.2.3	Mantas cerâmicas	49
5.2.3	Tintas intumescentes.....	49
5.2.4	Envolvimento em betão	51

6	AVALIAÇÃO PÓS-INCÊNDIO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	52
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	52
6.1.1	Processo de avaliação	53
6.1.2	Inspeção local inicial	54
6.1.3	Inspeção local detalhada	57
6.1.4	Estudo de gabinete	58
6.2	MÉTODOS DE INSPEÇÃO	59
6.2.1	Ensaio não destrutivo	59
6.2.1.1	Inspeção Visual	59
6.2.1.2	Partículas magnéticas (Magnetoscopia)	60
6.2.1.3	Líquidos penetrantes	61
6.2.1.4	Radiografia	62
6.2.1.5	Ultrassom	64
6.2.1.6	Correntes parasitas ou <i>eddy current</i>	65
6.2.1.7	Emissão acústica	66
6.2.1.8	Ensaio de dureza Vickers	66
6.2.1.9	Espectrometria de emissão ótica	67
6.3	PROPRIEDADES PÓS-INCÊNDIO	68
6.3.1	Formulação da microestrutura	68
6.3.2	Método de arrefecimento	69
6.3.3	Duração do aquecimento e temperatura máxima	70
6.3.4	Carregamento simultâneo	70
6.3.5	Processo de fabrico	71
6.3.6	Determinação analítica das propriedades pós-incêndio do aço	71
6.3.7	Determinação analítica das propriedades pós-incêndio de parafusos de alta resistência	72
7	REUTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS ATINGIDAS PELO FOGO	74
7.1	CONSEQUÊNCIAS DO CARREGAMENTO DE FOGO	74
7.2	COMPORTAMENTO DO AÇO SOB TEMPERATURA ELEVADA	74
7.3	COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES SOB CARGA DE FOGO	75
7.4	COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO ENFORMADO A FRIO	76
7.5	DISTORÇÃO DO AÇO SOB CARGA DE FOGO	76
7.6	MÉTODOS DE REPARAÇÃO	79
7.6.1	Limpeza e preparação das superfícies	80
7.6.2	Endireitamento térmico	80
7.6.2.1	Equipamento	81
7.6.2.2	Aquecimento em V	81
7.6.2.3	Aquecimento em linha	82
7.6.2.4	Aquecimento pontual	83
7.6.2.5	Aquecimento por faixas	84
7.6.2.6	Princípios básicos de reparação por aquecimento	85
7.6.2.7	Encurvadura segundo o eixo forte	85
7.6.2.8	Encurvadura segundo o eixo fraco	86
7.6.2.9	Membros estruturais sujeitos a torção	87
7.6.2.10	Banzos e almas com deformações localizadas	88
7.6.3	Método Stop-hole	89

7.6.4	Substituição de elementos	90
7.6.5	Reforço	91
8	CASO DE ESTUDO.....	93
8.1	<i>CONSIDERAÇÕES GERAIS.....</i>	93
8.2	<i>AÇÕES SOBRE A ESTRUTURA.....</i>	95
8.2.1	Superfícies	95
8.2.2	Peso próprio	96
8.2.3	Sobrecarga.....	97
8.2.4	Vento	97
8.2.5	Fogo	99
8.3	<i>VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO VERTICAL (SUJEITOS A TRAÇÃO E COMPRESSÃO).....</i>	104
8.3.1	Método de verificação à tração.....	104
8.3.2	Cálculos de verificação à tração	105
8.3.3	Método de verificação à compressão.....	108
8.3.4	Cálculos de verificação à compressão	109
8.4	<i>VERIFICAÇÃO DAS VIGAS (SUJEITAS A FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO)</i>	112
8.4.1	Método de verificação à flexão composta com compressão	112
8.4.2	Cálculos de verificação à flexão composta com compressão	113
8.5	<i>VERIFICAÇÃO DOS PILARES (SUJEITOS À COMPRESSÃO).....</i>	121
8.5.1	Método de verificação à compressão.....	121
8.5.2	Cálculos de verificação à compressão	122
8.6	<i>UTILIZAÇÃO DE MATERIAL DE PROTEÇÃO.....</i>	125
8.6.1	Vigas	125
8.6.1.1	Argamassa projetada	125
8.6.1.2	Alteração da secção	129
8.6.2	Contraventamento vertical.....	131
8.6.2.1	Pintura intumescente.....	131
8.6.2.2	Argamassa projetada	133
8.6.3	Pilares	135
8.6.3.1	Placas de gesso.....	135
8.7	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</i>	137
9	CONCLUSÕES	138
9.1	<i>DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</i>	141
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Instalações da empresa J. Guerra Lda, em Oliveira do Hospital, atingidas pelo IF em outubro de 2017 (Prates, P., 2018).....	14
Figura 2 - Instalações da empresa Sanindusa 2, na Zona Industrial da Tocha, atingidas pelo IF em junho de 2017 (Sic Notícias).....	14
Figura 3 - Exemplo de reforço de perfil metálico (Luis Costa Neves, sebenta)	18
Figura 4 - Execução de endireitamento térmico no elemento estrutural deformado de uma ponte (Alberta Transportation, 2004).....	20
Figura 5 - Perspetiva frontal das Instalações da empresa AP Pais, em Seia, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (página de facebook da empresa)	23
Figura 6 - Perspetiva lateral das Instalações da empresa AP Pais, em Seia, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (página de facebook da empresa)	24
Figura 7 - Instalações da empresa Tratis, em Tondela, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Observador).....	25
Figura 8 - Instalações da unidade industrial do Grupo Valouro, em Tondela, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Sic Notícias).....	25
Figura 9 - Mapa da Zona Industrial de Tondela, com indicação da localização de 6 empresas atingidas pelo IF (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)	26
Figura 10 - Instalações de empresas em São Paio de Gramaços, Oliveira do Hospital, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Prates, P., 2018).....	27
Figura 11 - Localização e horas de início de ignição das empresas localizadas na zona industrial de Oliveira do Hospital. (Prates, P., 2018).....	28
Figura 12 - Localização e horas de início de ignição das empresas localizadas em São Paio de Gramaços (Prates, P., 2018)	28
Figura 13 - Instalação na Zona Industrial de Mira, atingida pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)	29
Figura 14 - Pavilhão industrial na Zona Industrial de Mira, atingido pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias) ...	29
Figura 15 - Empresa na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingido pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)	30
Figura 16 - Instalações de empresas na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingidas pelos IF em outubro de 2017 (Sic Notícias).....	30
Figura 17 - Instalações de empresas na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingidas pelos IF em outubro de 2017 (Sic Notícias).....	31
Figura 18 - Diferentes curvas de aquecimento conforme definidas pelo EC1 (Mesquita, A., 2013)	38
Figura 19 - Tempo equivalente de exposição ao fogo (Mesquita, A., 2013).....	39
Figura 20 - Modelo de incêndio natural (Mesquita, A., 2013)	40
Figura 21 - Métodos de cálculo ao fogo (EC3-1-1, 2010)	41
Figura 22 - Aplicação de argamassa projetada em pilar (Soares, E., 2014).....	44
Figura 23 - Aspeto final da proteção de elementos metálicos por projeção de argamassa (mercortecresa.com). 45	
Figura 24 - Aplicação de fibras projetadas (Soares, E., 2014).....	46
Figura 25 - Informação comercial de uma argamassa ignífuga à base de gesso e vermiculite, Igniver da Saint Gobain (construir.saint-gobain.pt).....	47
Figura 26 - Esquema da proteção de estruturas metálicas ao fogo com recurso a painéis rígidos (Knauf.pt)	48
Figura 27 - Proteção de elementos metálicos com placas de lâ de rocha (Soares, E., 2014)	48
Figura 28 - Manta cerâmica Fyrewrap Elite 1.5 (da Unifrax) utilizada como proteção contra fogo em nave industrial (www.aecweb.com.br)	49
Figura 29 - Aplicação de tinta intumescente (Soares, E., 2014)	50
Figura 30 - Aspeto da tinta intumescente durante e após incêndio (Soares, E., 2014)	50
Figura 31 - Exemplos de proteção por envolvimento em betão (Mesquita, A., 2013).....	51
Figura 32 - Fluxograma para avaliação da possibilidade da reutilização de estruturas metálicas danificadas pelo fogo (Maraveas, C. et al, 2015).....	54
Figura 33 - Encurvadura local do banzo inferior e dobragem da alma junto a uma ligação aparafusada (Maraveas, C. et al, 2015)	56
Figura 34 - Deformações localizadas devido à rigidez axial das ligações adjacentes (Maraveas, C. et al, 2015). 57	
Figura 35 - Da esquerda para a direita: Falha de ligação aparafusada; deformação da chapa de ligação; rotura de parafuso por corte (Yang, B. et al, 2013).....	57
Figura 36 - Princípio de funcionamento do ensaio por partículas magnéticas (www.nationalboard.org).....	60
Figura 37 - Ensaio de magnetoscopia (www.cecontrol.it)	60
Figura 38 - Detecção de fissura através do ensaio de partículas magnéticas (GEN / TC 250, 2008).	61

Figura 39 - Princípio de funcionamento do ensaio de líquido penetrante (end.pt).....	61
Figura 40 - Aplicação do líquido penetrante (applus.com).....	62
Figura 41 - Exemplo de fissura revelada após ensaio de líquido penetrante (penflex.com).....	62
Figura 42 - Princípio de funcionamento da inspeção radiográfica (infosolda.com.br).....	63
Figura 43 - Detecção de fissura através de inspeção radiográfica (CEN / TC 250, 2008).....	63
Figura 44 - Princípio de funcionamento da inspeção por ultrassom (www.nuclear-power.com).....	64
Figura 45 - Inspeção ultrassónica em elemento de estrutura metálica (mntransportationresearch.org).....	65
Figura 46 - Princípio de funcionamento do ensaio de correntes parasitas (Marques, M., 2017).....	65
Figura 47 - Princípio de funcionamento do ensaio de emissão acústica (Filippin, C. et al, 2017).....	66
Figura 48 - Ensaio para determinação da dureza (Fujita et al., 2014).....	67
Figura 49 - Princípio de funcionamento do ensaio de espectromia por emissão ótica (aco.com.br).....	68
Figura 50 - Utilização de um espectómetro portátil de emissão ótica (Fujita et al., 2014).....	68
Figura 51 - Diagramas isotérmicos de transformação tempo-temperatura para diferentes tipos de aço (Maraveas C. et al, 2015).....	69
Figura 52 - Distorção local e arqueamento térmico em perfis enformados a frio (www.steel.org.au).....	76
Figura 53 - Deslocamentos verticais a considerar (Anexo Nacional do EC3-1-1, 2010).....	78
Figura 54 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos horizontais (Simões, R., 2014).....	79
Figura 55 - Etapas do movimento durante aquecimento em V (FHWA, 2008).....	82
Figura 56 - Esquema do mecanismo de aquecimento em linha (FHWA, 2008).....	83
Figura 57 - Execução de aquecimento em linha na alma de uma viga (FHWA, 2008).....	83
Figura 58 - Execução de aquecimento por faixas, com uma faixa completa em primeiro plano (FHWA, 2008)....	84
Figura 59 - Esquema do aquecimento por faixas no banzo de uma viga laminada (FHWA, 2008).....	84
Figura 60 - Elemento sujeito a encurvadura segundo o eixo forte (FHWA, 2008).....	85
Figura 61 - Aplicação de padrão de aquecimento em V e na zona de cedência (FHWA, 2008).....	86
Figura 62 - Elemento sujeito a encurvadura segundo o eixo fraco (FHWA, 2008).....	86
Figura 63 - Padrão de aquecimento sobre os banzos e a alma de um perfil para reparação da encurvadura segundo o eixo fraco (FHWA, 2008).....	87
Figura 64 - Elemento sujeito a torção (FHWA, 2008).....	87
Figura 65 - Padrão de aquecimento sobre banzos e alma para reparação de torção (FHWA, 2008).....	88
Figura 66 - Elementos estruturais sujeitos a deformações localizadas (FHWA, 2008).....	88
Figura 67 - Padrões de aquecimento típicos para deformações localizadas (FHWA, 2008).....	89
Figura 68 - Princípio do método stop-hole em elemento estrutural (Reid, L., 2013).....	90
Figura 69 - Corte da secção T inferior da viga de uma ponte com vista à sua substituição parcial (Alberta Transportation, 2004).....	90
Figura 70 - Princípio esquemático da substituição da secção T inferior de uma viga, com recurso a chapas de emenda (Alberta Transportation, 2004).....	91
Figura 71 - Utilização de "enrijecedor" em viga (Islam, M. et al, 2019).....	91
Figura 72 - Exemplo de reforço em viga de ponte em estrutura metálica (Santos, N. E., 1998).....	92
Figura 73 - Simulação 3D com recurso ao software ANSYS do reforço de viga com CFRP (Islam, M. et al, 2019).....	92
Figura 74 - Estrutura da nave industrial dimensionada no ARSA.....	93
Figura 75 - Pórtico tipo da estrutura.....	94
Figura 76 - Sistema de contraventamentos em perfis quadrados 80x4 (elementos em X) e perfis quadrados 120x4 (barras longitudinais).....	94
Figura 77 - Representação da modelação das superfícies exteriores do pavilhão.....	96
Figura 78 - Representação do peso próprio dos painéis de revestimento da cobertura, incluindo as madres.....	96
Figura 79 - Representação da sobrecarga a atuar sobre a cobertura.....	97
Figura 80 - Interface de entrada do ARSA para cálculo da ação do vento: direção do vento.....	98
Figura 81 - Interface de entrada do ARSA para cálculo da ação do vento: a) profundidade: 70m, espaçamento: 10m; b) altitude: 130m, altura da estrutura: 8,50m; c) velocidade do vento: 35m/s, coeficiente de topografia: 1, tipo de terreno: Áreas industriais e suburbanas, florestas; d) permeabilidade da estrutura.....	98
Figura 82 - Carga característica "Vento L/R pres. (-) Cpe –" aplicada no pórtico 1.....	99
Figura 83 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Eurocódigo 0, 2009).....	99
Figura 84 - Carga de fogo sobre o pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base.....	100
Figura 85 - Diagrama de esforço axial no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base.....	100
Figura 86 - Diagrama de esforço transverso no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base.....	101
Figura 87 - Diagrama de momento fletor no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base.....	101
Figura 88 - Carga de fogo sobre o pórtico 1, para o vento como ação variável de base.....	102
Figura 89 - Diagrama de esforço axial no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base.....	102
Figura 90 - Diagrama de esforço transverso no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base.....	103
Figura 91 - Diagrama de momento fletor no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base.....	103

Figura 92 - Diagrama de esforço axial do sistema de contraventamento vertical entre o pórtico 1 e o pórtico 2 (vento como ação variável de base) 104

Figura 93 - Parâmetros de cálculo da classe da secção de um perfil tubular (NP EN 1993-1-1, 2010)..... 109

Figura 94 - Dimensão dos elementos de contraventamento..... 110

Figura 95 - Parâmetros de cálculo da classe da secção do banzo comprimido (NP EN 1993-1-1, 2010)..... 114

Figura 96 - Parâmetros de cálculo da classe da secção da alma fletida (NP EN 1993-1-1, 2010)..... 114

Figura 97 - Diagrama de momentos relativos à carga característica do vento (carga lateral ao plano)..... 117

Figura 98 - Ficha técnica da tinta Teclack-W da Mercor Tecresa (mercortecresa.com)..... 132

Figura 99 - Tabela para determinação de espessura da pintura Teclack-W da Mercor Tecresa (mercortecresa.com) 133

Figura 100 - Ficha técnica da argamassa Biofire da Tria (www.tria.pt)..... 134

Figura 101 - Preço indicativo do Kg de aço (www.geradordeprecos.info) 137

Figura 102 - Preço indicativo do m2 da argamassa ignífuga projetada (www.geradordeprecos.info) 137

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Incêndios de dimensão superior a 10 mil hectares (Relatório da CTI2, 2018).....	21
Tabela 2 - Resumo das infraestruturas de empresas afetadas pelos IF de outubro de 2017 (Relatório da CTI2, 2018).....	22
Tabela 3 - Setor de atividade e escalão de trabalhadores das empresas afetadas no IF de Seia (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	23
Tabela 4 - Proximidade com combustíveis florestais à estrutura e modo como as empresas foram afetadas, por setor de atividade (Relatório CEIF-ADAI/UC, 2019).....	24
Tabela 5 - Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF da Lousã, no concelho de Tondela - (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	25
Tabela 6 - Setor da atividade das empresas afetadas no IF de Oliveira do Hospital (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	26
Tabela 7 - Proximidade com combustíveis florestais à estrutura e qual o processo responsável pela primeira ignição (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	27
Tabela 8 - Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF de Quaios em 2017, no concelho de Mira (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	28
Tabela 9 - Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF de 2017, no concelho de Oliveira de Frades (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019).....	30
Tabela 10 - Fator de massividade Am/V para elementos de aço não protegidos (EC3-1-1, 2010).....	33
Tabela 11 - Fator de massividade Ap/V para elementos de aço isolados por meio de material de proteção contra incêndio (EC3-1-1, 2010).....	35
Tabela 12 - Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios (Portaria nº 1532/2008 – RT-SCIE).....	42
Tabela 13 - Efeitos físicos da temperatura em vários materiais (Maraveas, C. et al, 2015).....	55
Tabela 14 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Anexo Nacional do EC3-1-1, 2010).....	78
Tabela 15 - Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834 (Mesquita, A., 2013).....	106
Tabela 16 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço a temperaturas elevadas (NP EN 1990, 2009).....	107
Tabela 17 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica a que estão sujeitos os contraventamentos verticais.....	111
Tabela 18 - Coeficiente de momento uniforme equivalente βM (NP EN 1993-1-2, 2010).....	117
Tabela 19 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica das vigas.....	120
Tabela 20 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica dos pilares HEA 260.....	124
Tabela 21 - Propriedades de materiais mais comuns utilizados como proteção contra fogo (Mesquita, A., 2013).....	126
Tabela 22 - Temperatura em secções protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834 (Mesquita, A., 2013)....	127
Tabela 23 - Processo iterativa para determinação da espessura da argamssa projetada para R30.....	127
Tabela 24 - Processo iterativa para determinação da espessura da argamssa projetada para R180.....	128
Tabela 25 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 330.....	129
Tabela 26 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 360.....	129

Tabela 27 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 500.....	130
Tabela 28 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 600.....	130
Tabela 29 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 300	130
Tabela 30 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 320	130
Tabela 31 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 340	130
Tabela 32 - Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 360.....	131
Tabela 33 - Resumo do processo iterativo para determinação da secção que cumpre a verificação ao fogo, sem material de proteção	131
Tabela 34 - Tabela para determinação de espessura da argamassa Biofire da Tria (www.tria.pt).....	135
Tabela 35 - Processo iterativo para determinação da espessura das placas de gesso para R180.....	136

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

ARSA	- Autodesk Robot Structural Analysis
BRP	- Blue Ribbon Panel
CCDR	- Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Centro
CEIF-	- Centro de Estudos sobre Incêndios Florestais para o Desenvolvimento da
ADA/UC	Aerodinâmica Industrial da Universidade de Coimbra
CTI	- Comissão Técnica Independente
CTI2	- Comissão Técnica Independente 2
EA	- Emissão Acústica
EC1	- Eurocódigo 1
EC3	- Eurocódigo 3
END	- Ensaio Não Destrutivo
FCTUC	- Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
FHWA	- Federal Highway Administration
IF	- Incêndio florestal
IIF	- Interface Industrial Florestal
INE	- Instituto Nacional de Estatística
ISEC	- Instituto Superior de Engenharia Civil
IUF	- Interface Urbano Florestal
R	- Capacidade de suporte de carga
SRI	- Stanford Research Institute
UC	- Universidade de Coimbra
WUI	- Wildland Urban Interface

NOTAÇÕES ESCALARES LATINAS

A_i	- uma área elementar da secção transversal com uma temperatura θ_i
A_m	- área da superfície de um elemento por unidade de comprimento
$\frac{A_m}{V}$	- fator de massividade para os elementos de aço não protegidos
C_i	- Coeficiente de proteção da face i do elemento
A_p	- área apropriada do material de proteção contra incêndio por unidade de comprimento do elemento [m^2/m]
$E_{fi,d}$	- valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio, determinado de acordo com a EN1991-1-2, incluindo os efeitos das dilatações e das deformações térmicas
G_k	- valor característico de uma ação permanente
L	- comprimento teórico de uma coluna no piso considerado
$M_{b,fi,t,Rd}$	- valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral no instante t
$M_{fi,t,Rd}$	- valor de cálculo do momento resistente no instante t
$M_{fi,\theta,Rd}$	- valor de cálculo do momento resistente da secção transversal para uma temperatura uniforme θ_a igual à temperatura uniforme θ_a no instante t numa secção que não é termicamente influenciada pelos apoios
M_{Rd}	- valor de cálculo do momento plástico resistente da secção transversal bruta $M_{pl,Rd}$ à temperatura normal; valor de cálculo do momento elástico resistente da secção transversal bruta $M_{el,Rd}$ à temperatura normal
$N_{b,fi,Rd}$	- valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido
N_{Rd}	- valor de cálculo da resistência da secção transversal $N_{pl,Rd}$ à temperatura normal, de acordo com a EN 1993-1-1

$N_{fi,\theta,Rd}$	- valor de cálculo da resistência de um elemento tracionado a uma temperatura uniforme θ_a
$N_{fi,t,Rd}$	- valor de cálculo da resistência no instante t de um elemento tracionado com uma distribuição de temperatura não uniforme na secção transversal
$Q_{k,1}$	- ação variável de base
$R_{fi,d,t}$	- correspondente valor de cálculo da resistência em situação de incêndio
$R_{fi,d,0}$	- valor de $R_{fi,d,t}$ para o instante $t = 0$
V	- volume de um elemento por unidade de comprimento
$V_{fi,t,Rd}$	- valor de cálculo da resistência ao esforço transverso no instante t
V_{Rd}	- valor de cálculo da resistência ao esforço transverso da secção transversal bruta à temperatura normal, de acordo com a EN 1993-1-1
c	- calor específico
c_a	- calor específico do aço
c_p	- calor específico do material de proteção contra incêndio independente da temperatura
d_i	- dimensão da secção transversal da face i do elemento
f_y	- tensão de cedência a 20°C
$f_{y,\theta}$	- tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θ_a
$k_{E,\theta}$	- fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t
k_{Sh}	- fator de correção para o efeito de sombra
$k_{y,\theta}$	- fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a atingida no instante t
l	- comprimento a 20°C
l_{fi}	- comprimento de encurvadura de uma coluna em situação de incêndio
t	- tempo de exposição ao incêndio

NOTAÇÕES ESCALARES GREGAS

Δt	- intervalo de tempo
Δl	- alongamento induzido pela temperatura
β_M	- coeficiente de momento uniforme equivalente
γ_G	- coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_{M2}	- coeficiente parcial à temperatura normal
$\gamma_{M,fi}$	- coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio
$\gamma_{Q,1}$	- coeficiente parcial relativo à ação variável 1
η_{fi}	- fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio
θ	- temperatura
θ_a	- temperatura do aço [°C]
$\theta_{a,cr}$	- temperatura crítica do aço
λ	- condutibilidade térmica
λ_p	- condutibilidade térmica do sistema de proteção contra incêndio
μ_0	- grau de utilização no instante $t = 0$
ρ_a	- massa específica do aço
ρ_p	- massa específica do material de proteção contra incêndio
χ_{fi}	- coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio
$\chi_{min,fi}$	- valor mínimo $\chi_{y,fi}$ e $\chi_{z,fi}$
$\chi_{z,fi}$	- coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em torno do eixo z, em situação de incêndio
$\chi_{y,fi}$	- coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em torno do eixo y, em situação de incêndio
ψ_{fi}	- coeficiente de combinação para os valores frequente ou quase-permanente representados, respetivamente, por $\psi_{1,1}$ ou por $\psi_{2,1}$

1 INTRODUÇÃO

Os incêndios florestais são uma problemática cada vez mais na ordem do dia, quer pela sua inevitabilidade, quer pelos avultados danos humanos e materiais causados. O incêndio na interface urbano-florestal é particularmente preocupante, devido ao tipo de infraestruturas que se localizam nestas zonas, nomeadamente as infraestruturas industriais. A estrutura metálica ocupa um lugar de destaque nos edifícios industriais, quer pela versatilidade, quer pela rapidez de produção e montagem em obra. No entanto, o fogo é um dos principais inimigos das estruturas metálicas. Assim, esta tese faz uma abordagem aos danos causados pelo fogo na estrutura metálica, ao dimensionamento ao fogo, aos principais materiais e meios de proteção, mas também à possível reutilização/reabilitação das estruturas metálicas atingidas por um incêndio.

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A quantidade de estruturas construídas em aço aumentou significativamente nas últimas décadas, principalmente para algumas tipologias de construção, com particular destaque para os edifícios industriais. A competitividade destas estruturas resulta das naturais capacidades mecânicas e tecnológicas do aço, mas também da simplicidade e rapidez do processo de produção. A produção de estruturas metálicas consiste em geral num processo de pré-fabricação de componentes em fábrica para posterior montagem em obra; desta forma, este tipo de estruturas é pouco afetado pelas condições locais, incluindo as condições atmosféricas. A elevada relação entre a resistência e o peso específico do aço permitem minimizar o peso próprio das estruturas e consequentemente os custos de transporte e montagem. No entanto, as estruturas metálicas não apresentam apenas vantagens.

Uma desvantagem do aço face a outros materiais é o facto de apresentar uma elevada condutividade térmica, que provoca um aumento rápido da temperatura o que, por consequência, afeta as suas propriedades resistentes.

De facto, o fogo é um dos fenómenos naturais mais temíveis em estruturas metálicas e se não for estudado devidamente, as consequências podem ser catastróficas. A prova disso foram os danos causados em infraestruturas industriais pelos incêndios florestais de 2017, conforme comprovam as imagens abaixo.



Figura 1 Instalações da empresa J. Guerra Lda, em Oliveira do Hospital, atingidas pelo IF em outubro de 2017 (Prates, P., 2018)



Figura 2 Instalações da empresa Sanindusa 2, na Zona Industrial da Tocha, atingidas pelo IF em junho de 2017 (Sic Notícias)

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

Esta Dissertação enquadra-se no Curso de Mestrado de Engenharia Civil – especialização em Construção Urbana, do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra e tem como principais objetivos:

- Estudar e compreender o comportamento do aço quando exposto a aumentos de temperatura;
- Aprofundar os conhecimentos na área do dimensionamento ao fogo de estruturas metálicas;
- Estudar os mecanismos de proteção passiva de estruturas metálicas ao fogo;
- Estudar e compreender métodos de avaliação das propriedades pós-incêndio de uma estrutura de aço, bem como os métodos de inspeção;
- Estudar e compreender a reabilitação/reutilização de estruturas metálicas atingidas pelo fogo, nomeadamente no que se refere aos principais métodos de reparação.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta Dissertação é composta por 10 capítulos organizados da seguinte forma:

No capítulo 1 faz-se uma introdução à temática da tese, nomeadamente a reabilitação de edifícios em estrutura metálica atingidos por incêndios florestais.

No capítulo 2 faz-se a análise ao estado da arte, com referência para os principais elementos bibliográficos que serviram de base à dissertação.

No capítulo 3 procede-se a uma abordagem à problemática dos incêndios florestais, com destaque para a particularidade da interface industrial-florestal e a relação entre os edifícios industriais e a estrutura metálica. É compilado ainda um breve levantamento de edifícios industriais atingidos pelos incêndios de interface, com vista à sensibilização para a temática.

No capítulo 4 analisa-se o dimensionamento ao fogo de estruturas metálicas, de acordo com o Eurocódigo 3, parte 1-2, nomeadamente as ações a considerar, os domínios de verificação e os métodos de cálculo possíveis.

No capítulo 5 faz-se referência aos materiais e sistemas de proteção ao fogo, com destaque para a proteção passiva.

No capítulo 6 é referida a avaliação pós-incêndio de estruturas metálicas, com destaque para os métodos de inspeção, a influência de vários fatores nas propriedades residuais da estrutura e a determinação analítica das propriedades mecânicas do aço após a situação de incêndio.

No capítulo 7 é estudada a reutilização de estruturas metálicas. Descreve-se a ação do fogo sobre o aço, ao nível da estrutura e das ligações. São ainda referidos os principais métodos de reparação de estruturas metálicas.

No capítulo 8 procede-se à análise de um caso de estudo. É verificada a possibilidade de reutilização de uma estrutura atingida pelo fogo, nomeadamente pela determinação das propriedades remanescentes do material, verificação da resistência estrutural em caso de eventual novo evento de fogo, bem como a incorporação e dimensionamento de materiais de proteção passiva.

No capítulo 9 procede-se à síntese das conclusões obtidas na elaboração da tese, e sugerem-se potenciais temas de interesse para desenvolvimentos futuros.

O capítulo 10 apresenta as referências bibliográficas que serviram de base para esta dissertação.

2 ESTADO DA ARTE

Este capítulo baseia-se na pesquisa bibliográfica que foi realizada no âmbito do desenvolvimento desta dissertação. Nesta secção serão descritas normas, relatórios e artigos relacionados com o tema em análise e será referida a sua pertinência para a realização deste trabalho.

A problemática dos incêndios florestais ganhou especial importância devido aos incêndios históricos que ocorreram em Portugal Continental no ano de 2017, tendo motivado diversos trabalhos científicos. Destacam-se neste âmbito o **Relatório da Comissão Técnica Independente (outubro, 2017)**, relativo aos incêndios que ocorreram na zona centro do país entre os dias 17 e 24 de junho de 2017; o **Relatório da Comissão Técnica Independente II (março, 2018)**, referente aos incêndios ocorridos em território nacional entre os dias 14 e 16 de outubro de 2017; e o **Relatório «Análise dos Incêndios Florestais ocorridos a 15 de outubro de 2017»**, elaborado pelo Centro de Estudos sobre Incêndios Florestais da Universidade de Coimbra, sob coordenação do Professor Domingos Xavier Viegas. Estes relatórios serviram como ponto de partida para o desenvolvimento desta tese, sendo que foi possível perceber os reais impactos dos incêndios florestais de 2017, nomeadamente no que diz respeito aos danos provocados na interface industrial-florestal em geral, e nos edifícios empresariais em particular, com especial destaque para os edifícios de metal.

A sebenta da disciplina de **“Reabilitação de estruturas de betão armado e de estruturas metálicas”** da FCTUC da autoria do Professor Luís Costa Neves permitiu uma introdução ao tema da reabilitação de estruturas metálicas. Neves faz uma abordagem geral à legislação vigente no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas metálicas. São referidas as principais patologias que afetam as estruturas metálicas, onde se refere o fogo como ação acidental.

Neves destaca o fraco desempenho do aço estrutural em altas temperaturas, para o qual contribui a elevada condutividade térmica (rápida propagação da temperatura). É também referida a rápida degradação das propriedades mecânicas, já que a partir dos 500-600°C o módulo de elasticidade do aço baixa drasticamente, o que origina deformações acentuadas, mesmo para esforços reduzidos.

Neves define os dois fatores que contribuem para o aumento da resistência do aço à ação do fogo, ou seja, como reduzir a taxa de aquecimento:

- Aumento da massa de aço nos elementos;
- Utilização de materiais de proteção térmica.

Neves refere ainda o reforço de estruturas metálicas, nomeadamente pelo recurso à soldadura. São referidos como exemplos a soldadura de chapas de banzo ou de cantoneiras. Neves aborda o tema da reabilitação de estruturas metálicas, dando um

maior destaque às pontes metálicas. Esses princípios podem, no entanto, ser extrapolados para outras estruturas.

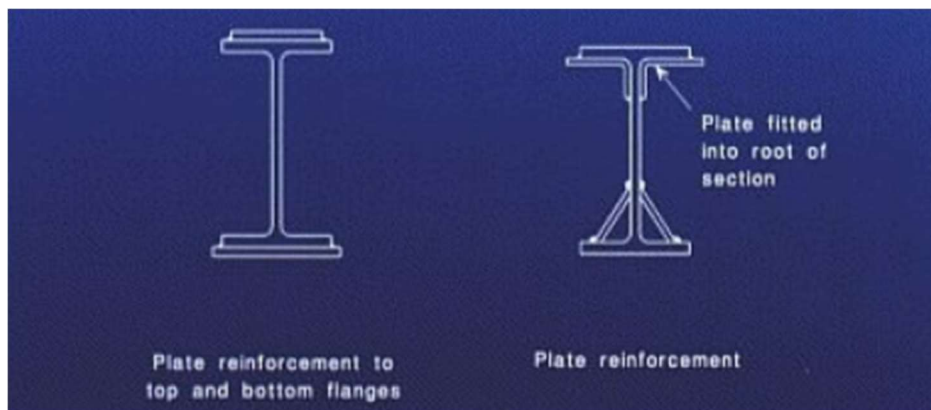


Figura 3 Exemplo de reforço de perfil metálico (Luis Costa Neves, sebenta)

Na dissertação de Mesquita (Mesquita, A., 2013), é feita uma análise ao dimensionamento de estruturas de aço ao fogo segundo o Eurocódigo 3, com especial destaque para a parte 1-2, referente ao dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. São avaliadas as propriedades térmicas (dilatação térmica, calor específico, condutibilidade térmica) e mecânicas (tensão de cedência, tensão limite de proporcionalidade e módulo de elasticidade) do aço e a forma como estas são influenciadas pela variação da temperatura. São definidas as ações térmicas e mecânicas às quais uma estrutura é sujeita em situação de incêndio, de acordo com o estipulado no Eurocódigo 3. É feita referência à evolução da temperatura em perfis de aço protegidos e não protegidos. São ainda identificados vários tipos de materiais para proteger os elementos de aço ao fogo. É feita uma verificação de segurança por métodos simplificados, de acordo com o EC3.

Conforme referido por Mesquita, os métodos simplificados de cálculo consideram uma temperatura uniforme na secção e dependem bastante do fator de massividade, ou fator de forma, fator este que, sucintamente, mede a rapidez com que um elemento aquece.

Visto que a representação de modelos de incêndio real é bastante complexa devido a todas as variáveis envolvidas, Mesquita indica que é necessário utilizar modelos simplificados, ainda assim, adequados com a realidade, tais como as curvas nominais ou curvas paramétricas. As curvas nominais são definidas por equações simples e as curvas paramétricas definidas por equações que dependem de vários parâmetros físicos. Mesquita conclui ainda que a utilização de materiais de proteção permite obter tempos de resistência ao fogo longos e de uma forma mais económica, quando comparada com o aumento da secção do elemento. É também apresentado um procedimento para dimensionamento do material de proteção.

Maraveas (Maraveas, C. et al., 2015) apresenta um método para análise de estruturas de aço danificadas pelo fogo, incluindo um fluxograma para avaliação das estruturas afetadas. São propostas equações simplificadas para determinar as propriedades

mecânicas pós-incêndio de estruturas de aço. Conclui-se que os elementos danificados pelo fogo apresentam considerável capacidade remanescente, pelo que a demolição não deve ser a primeira opção a ser considerada.

As expressões propostas são baseadas em observações de acordo com a representação gráfica dos dados de ensaios disponíveis na bibliografia. O projeto foi baseado em cálculos que incorporam critérios de segurança para a capacidade remanescente dos elementos estruturais danificados pelo fogo. Os principais fatores que influenciam os resultados do teste, tornando as propriedades pós-fogo especialmente sensíveis, são as condições ambientais durante cada teste, as propriedades do material das amostras, o método de arrefecimento, o histórico de pré-carga e a área da secção transversal da qual as amostras são selecionadas. As propriedades pós-fogo podem ser estimadas recorrendo às equações indicadas para cada tipo de aço. São também indicadas equações para parafusos de alta resistência.

Em suma, verifica-se que a capacidade residual não é fortemente afetada até que o aço seja exposto a determinadas temperaturas de fogo e depois arrefecido. Em particular, o aço leve, o aço de alta resistência e o aço inoxidável são capazes de recuperar pelo menos 75% das suas propriedades mecânicas, para temperaturas acima de 600°C. Por sua vez, a tensão de cedência nos aços tratados termicamente ou nos aços enformados a frio reduz para 40% para temperaturas de até 1000°C. Em relação aos parafusos de alta resistência, a capacidade reduz-se apenas quando a temperatura ultrapassa os 400°C, antes do arrefecimento para a temperatura ambiente. Em todos os casos, é óbvia a influência do método de arrefecimento.

O documento ***Guide for heat-straightening of damaged steel bridge members*** da FHWA estabelece princípios fundamentais para a execução de reparações de elementos metálicos por endireitamento térmico. O foco deste guia é a reparação de danos em membros de pontes metálicas, no entanto os princípios são aplicáveis a qualquer tipo de estrutura. Ainda que as deformações no aço tenham diferentes causas, tais como impacto de veículos, distorções excessivas durante a construção, fogo, sismo, entre outras, é possível distinguir padrões e características comuns nas diversas deformações. Assim, são definidos quatro padrões de danos fundamentais, nomeadamente: flexão em torno do eixo forte (ou principal); flexão em torno do eixo fraco (ou secundário); torção em torno do eixo longitudinal de um membro; e danos localizados. A importância desta classificação é a possibilidade de aplicação de padrões de aquecimento específicos para cada categoria, com boa expectativa de recuperação total. O conceito básico do endireitamento térmico baseia-se em duas propriedades distintas do aço, a saber:

- Quando o aço é tracionado ou comprimido além de um certo limite (tensão de cedência), este não assume a sua forma original quando libertado. Em vez disso, permanece parcialmente alongado ou encurtado, dependendo da direção da força originalmente aplicada;
- Se o aço for aquecido até uma faixa de temperaturas (aproximadamente) entre 370°C e 700°C, vai expandir-se a uma taxa previsível e o seu valor de tensão

cedência manter-se-á significativamente reduzido enquanto estiver nesta faixa de temperaturas.

Por fim, destaca-se a norma técnica ***Repair of bridge structural steel elements manual***, da *Alberta Transportation*, um organismo do Governo da Província de Alberta, no Canadá. Este manual foi adotado essencialmente para a reparação de elementos estruturais em pontes metálicas, no entanto os princípios são transversais a qualquer estrutura metálica. São definidos alguns métodos de reparação utilizados pelo departamento, sendo que se destaca o endireitamento térmico, a substituição parcial, o reforço de elementos, o método de *stop-hole* e a soldadura. Alguns destes métodos serão descritos em detalhe no capítulo 7.



Figura 4 Execução de endireitamento térmico no elemento estrutural deformado de uma ponte (Alberta Transportation, 2004)

3 OS INCÊNDIOS RURAIS E A RELAÇÃO COM AS ESTRUTURAS METÁLICAS

Os incêndios rurais que atingiram o território nacional em 2017 foram particularmente marcantes, devido ao rasto de destruição e mortalidade deixado. Vários foram os eventos que consumiram e destruíram áreas florestais, desde os incêndios de Pedrogão Grande em junho, até aos mega-incêndios de outubro que afetaram vastas áreas territoriais, dizimando espaços florestais privados, áreas agrícolas, matas nacionais, infraestruturas empresariais, equipamentos municipais, instalações de turismo rural, habitações, entre outros. Em 2017 a área ardida foi de cerca de 500 mil hectares, o que representa mais de 50% da área ardida nesse ano nos países do Sul da Europa.

Na tabela abaixo estão registados os mega-incêndios (área ardida superior a 10 mil hectares) de que há registo em Portugal, onde se nota a grande representatividade dos incêndios excecionais de 2017.

Concelho	Freguesia	Ano	Área SGIF (ha)	Área ISA (ha)
Lousã	Vilarinho	2017	65 107,5	45 505,2
Arganil	Côja	2017	38 811,0	48 461,8
Sertã	Várzea dos Cavaleiros	2017	33 639,7	
Sertã	Figueiredo	2017	33 192,6	32 356,3
Pedrogão Grande	Pedrogão Grande	2017	28 913,6	
Tavira	Cachopo	2012	24 843,0	
Chamusca	Ulme	2003	22 190,0	
Vouzela	Campia	2017	22 189,8	15 760,6
Arouca	Janarde	2016	21 909,0	
Gavião	Belver	2003	20 087,5	
Figueira da Foz	Quiaios	2017	19 025,5	18 503,1
Nisa	S. Matias	2003	17 869,4	
Góis	Alvares	2017	17 520,6	
Monchique	Alferce	2003	17 213,0	
Alcobaça	Pataias	2017	16 949,6	18 599,8
Loulé	Alte	2004	14 508,1	
Alfândega da Fé	Ferradosa	2013	14 136,1	
Proença-a-Nova	Sobreira Formosa	2003	13 500,0	
Monchique	Marmelete	2003	13 144,0	
Silves	Silves	2003	12 656,0	
Seia	Sabugueiro	2017	11 924,6	14 976,9
Seia	Sandomil	2017	11 807,9	*
Pampilhosa da Serra	Vidual	2005	11 706,8	
Oleiros	Isna	2003	11 300,0	
Sertã	Ermida	2003	10 500,0	
Vila de Rei	Vila de Rei	1886	10 032,0	

* Agregado com Esculca-Côja-Arganil.

Tabela 1 Incêndios de dimensão superior a 10 mil hectares (Relatório da CTI2, 2018)

3.1 A PROBLEMÁTICA DA INTERFACE INDUSTRIAL-FLORESTAL

O aumento da ocorrência de incêndios florestais representa um problema acrescido quando este se aproxima de espaços urbanos. A análise do impacto do fogo nas comunidades tem inerente o conceito de interface urbano-florestal, ou simplesmente interface.

O termo Interface Urbano-Florestal (IUF) é uma derivação do termo inglês *Wildland Urban Interface (WUI)*, usado pela primeira vez em 1974 pelo físico C.P. Butler do *Stanford Research Institute* (atual *SRI International*). Butler afirmou “que nos seus termos mais simples, o fogo de interface é qualquer ponto onde o combustível que alimenta um incêndio florestal muda de combustível natural (florestal) para combustível produzido pelo homem (urbano). Para que isto aconteça, o fogo florestal deve estar suficientemente perto para que as projeções de partículas incandescentes ou as chamas possam contactar com as partes da estrutura”.

O *Blue Ribbon Panel* (BRP, 2008) propõe uma definição universal para a IUF como “o espaço onde as estruturas e a vegetação coexistem num ambiente propício aos incêndios”. O facto de as zonas industriais estarem normalmente localizadas nas zonas periféricas das cidades ou de outros espaços habitacionais, fazem com que estas áreas industriais estejam inseridas em zonas de IUF com acrescidos riscos de incêndio, podendo ser designadas de Interface Industrial-Florestal (IIF). Em Ribeiro (2016) é definida como Interface Industrial-Florestal uma “zona industrial com casas, armazéns, materiais diversos e pessoas em contacto ou dentro de áreas florestais”.

3.2 IMPACTO NAS INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS

Em 2017 as zonas industriais foram particularmente fustigadas pelos incêndios florestais. Entre os dias 14 e 16 de outubro de 2017 arderam cerca de 241.000 hectares. Nestes dias foram afetadas as infraestruturas de 521 empresas, cujo prejuízo rondou os 275 milhões de euros. Além disso foram afetados 4.500 postos de trabalho em 30 municípios.

OCORRÊNCIA				Empresas com prejuízos registados				
Código ICNF/SGIF	Nº ANPC	Concelho	Freguesia	Concelhos com empresas afetadas	Nº Concelhos	Nº empresas	Nº comunicado de trabalhadores	Prejuízos comunicados (€)
BL1171935	2017180056272	Vouzela	Campia	Oliveira de Frades, São Pedro do Sul, Vouzela	3	79	670	81.603.119
BL2171055	2017060046330	Figueira da Foz	Quiaios	Aveiro, Cantanhede, Mira, Oliveira do Bairro, Vagos	5	51	2008	72.520.750
BL2171054	2017060046312	Arganil	Côja	Arganil, Mangualde, Oliveira do Hospital, Seia, Tábua	5	130	146	61.078.375
BL2171045	2017060046260	Lousã	Vilarinho	Arganil, Lousã, Mortágua, Penacova, Santa Comba Dão, Tábua, Tondela, Vila Nova de Poiares, Viseu	9	169	1108	49.572.395
BL3172442	2017010080611	Vale de Cambra	Macieria de Cambra	Vale de Cambra, Arouca, Castelo de Paiva	3	33	247	5.797.635
BI1171056	2017090031401	Seia	Sabugueiro	Gouveia, Seia	2	12	120	1.819.000
BI2174250	2017050030693	Sertã	Figueiredo	Oleiros, Pampilhosa da Serra, Sertã	3	33	123	1.138.581
BL4172371	2017100056554	Alcobaça	Pataias	Marinha Grande	1	9	63	891.630
DM3174748	2017160032568	Monção	Merufe	Monção	1	2	15	550.000
DM4172516	2017030077781	Guimarães	Leitões	Braga	1	3	18	300.000
TOTAL					30	521	4518	275.271.485

Tabela 2 Resumo das infraestruturas de empresas afetadas pelos IF de outubro de 2017 (Relatório da CTI2, 2018)

3.2.1 Instalações Industriais de Seia

As instalações industriais de Seia foram atingidas pelo incêndio no dia 15 de outubro de 2017. O quadro abaixo mostra que foram atingidas 8 empresas no concelho de Seia (de acordo com a listagem da CCDRC). No âmbito da realização do relatório “Análise dos incêndios florestais ocorridos a 15 de outubro de 2017”, do CEIF-ADAI/UC, foram visitadas 4 das empresas afetadas, sendo que os edifícios destas empresas eram construídos em “alvenaria e metal”.

Setor de atividade da empresa	N. empresas existentes no concelho (INE, 2018)	N. Empresas afetadas		Escalação de trabalhadores para as empresas em estudo	% empresas existentes segundo escalação de trabalhadores (INE, 2018)
		Lista CCDRC	Visitadas		
Construção civil, materiais de construção	186	6	1	<10 trabalhadores (microempresa)	96,92 % (2077)
Veículos, máquinas e equipamentos	516	2	2		
Produtos metálicos	163	0	1	50 e 250 (média empresa)	0,28 % (6)
Total	865	8	4	-	97,20 % (2083)

Tabela 3 Setor de atividade e escalação de trabalhadores das empresas afetadas no IF de Seia (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)

As imagens abaixo são referentes às infraestruturas de uma das empresas que foi danificada pelo fogo de outubro de 2017, no concelho de Seia. É possível perceber a grande representatividade dos elementos metálicos, nas estruturas industriais, tanto como revestimentos (coberturas e fachadas), quer na estrutura (cobertura).



Figura 5 Perspetiva frontal das Instalações da empresa AP Pais, em Seia, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (página de facebook da empresa)



Figura 6 Perspetiva lateral das Instalações da empresa AP Pais, em Seia, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (página de facebook da empresa)

O quadro abaixo mostra que o principal responsável pela ignição nas quatro indústrias visitadas no concelho de Seia foi o impacto direto das chamas provenientes do espaço florestal (em 2 unidades) e a projeção de partículas (noutras 2 unidades). Todas as estruturas distavam entre 0 e 2 metros da vegetação, o que insere estas instalações na interface industrial-florestal.

Setor de atividade da empresa	N. Empresas afetadas visitadas	Proximidade dos combustíveis florestais à estrutura (m)	Processo responsável pela 1ª ignição	Possível local de ignição
Construção civil, materiais de construção	1	0 a 2	Diretamente por chamas provenientes do espaço florestal envolvente	Janela
Veículos, máquinas e equipamentos	1		Indiretamente por projeção de partículas	Janela
	1		Indiretamente por projeção de partículas	Telhado
Produtos metálicos	1		Diretamente por chamas provenientes do espaço florestal envolvente	Telhado

Tabela 4 Proximidade com combustíveis florestais à estrutura e modo como as empresas foram afetadas, por setor de atividade (Relatório CEIF-ADAI/UC, 2019)

3.2.2 Instalações Industriais de Tondela

As instalações industriais de Tondela foram afetadas pelos fogos que tiveram origem no IF que deflagrou no Prilhão (Vilarinho, Lousã). De acordo com a listagem da CCDRC foram afetadas 29 empresas no concelho de Tondela. Os técnicos do CEIF-ADAI/UC visitaram 22 dessas empresas. A maioria dos edifícios danificados pelos incêndios era construída em alvenaria, existindo também alguns em metal e pedra.

Setor de atividade da empresa	N. empresas existentes no concelho (INE, 2018)	N. Empresas afetadas	
		Lista CCDRC	Visitadas
Agricultura, produção animal, caça e silvicultura	639	2	2
Alimentar e bebidas	164	3	1
Construção civil, materiais de construção	313	7	5
Fornecimento de gás, água ou eletricidade	15	2	1
Madeira ou cortiça	5	4	2
Produtos metálicos	167	2	3
Transportes	63	3	1
Veículos, máquinas e equipamentos	615	2	2
Outro	-	4	5
Total	1981	29	22

Tabela 5 Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF da Lousã, no concelho de Tondela - (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)



Figura 7 Instalações da empresa Tratis, em Tondela, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Observador)



Figura 8 Instalações da unidade industrial do Grupo Valouro, em Tondela, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Sic Notícias)

No mapa abaixo está identificada a localização de 6 das empresas atingidas, que foram visitadas pela equipa do CEIF-ADAI/UC, na Zona Industrial de Tondela. Verifica-se que a zona nas imediações das indústrias apresenta uma vasta área florestal, o que permite enquadrar estes edifícios na interface industrial-florestal.



Figura 9 Mapa da Zona Industrial de Tondela, com indicação da localização de 6 empresas atingidas pelo IF (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)

3.2.3 Instalações Industriais de Oliveira do Hospital

O concelho de Oliveira do Hospital tem um desenvolvimento industrial muito considerável na Região Centro e foi o que teve o maior número de instalações afetadas pelos incêndios de 15 de outubro.

Na tabela abaixo é apresentado o número de empresas existentes e afetadas no concelho de Oliveira do Hospital. De acordo com os dados apresentados, em 2018 existiam 1.393 empresas, sendo que 75 foram afetadas pelos incêndios de outubro. Os técnicos da ADAI/UC visitaram 65 destes edifícios. A maioria dos edifícios danificados pelos incêndios era construída em “alvenaria e metal”. Um deles era somente em metal.

Setor de atividade da empresa	N. empresas existentes no concelho (INE, 2018)	N. Empresas afetadas	
		Lista CCDRC	Visitadas
Agricultura, produção animal, caça e silvicultura	131	6	2
Alimentar e bebidas	158	5	6
Construção civil, materiais de construção	231	21	21
Fabricação de têxteis	3	1	1
Fornecimento de gás, água ou eletricidade	11	6	4
Madeira ou cortiça	3	3	8
Mobiliário, colchões	176	2	1
Produtos metálicos	176	2	3
Transportes	33	5	5
Veículos, máquinas e equipamentos	471	7	9
Outro	-	17	5
Total	1393	75	65

Tabela 6 Setor da atividade das empresas afetadas no IF de Oliveira do Hospital (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)



Figura 10 Instalações de empresas em São Paio de Gramaços, Oliveira do Hospital, atingidas pelo IF de outubro de 2017 (Prates, P., 2018)

No concelho de Oliveira do Hospital o processo responsável pela primeira ignição mais reportado foi o contacto indireto, por projecção de partículas, seguindo-se o contacto direto por chamas provenientes do espaço florestal envolvente.

Nos casos em que o processo responsável pela primeira ignição foi por chamas provenientes da floresta, 67% das infraestruturas estavam a menos de 2 metros dos combustíveis florestais e as restantes estavam a menos de 10 metros.

Processo responsável pela 1ª ignição	Proximidade dos combustíveis florestais à estrutura (m)				Total
	0 a 2	2 a 10	10 a 50	Mais de 50	
Diretamente por chamas provenientes de estruturas adjacentes	1	2	4	1	8
Diretamente por chamas provenientes do espaço florestal envolvente	12	8			20
Indiretamente por projecção de partículas	5	5	12	7	29
Propagação por materiais residuais depositados na envolvente	3	1	3		7
Outro			1		1
Total	21	16	20	8	65

Tabela 7 Proximidade com combustíveis florestais à estrutura e qual o processo responsável pela primeira ignição (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)

Nas imagens abaixo é possível verificar a localização das infraestruturas atingidas pelo fogo na proximidade de áreas florestais, o que permite enquadrar a localização destes edifícios na interface industrial-florestal.

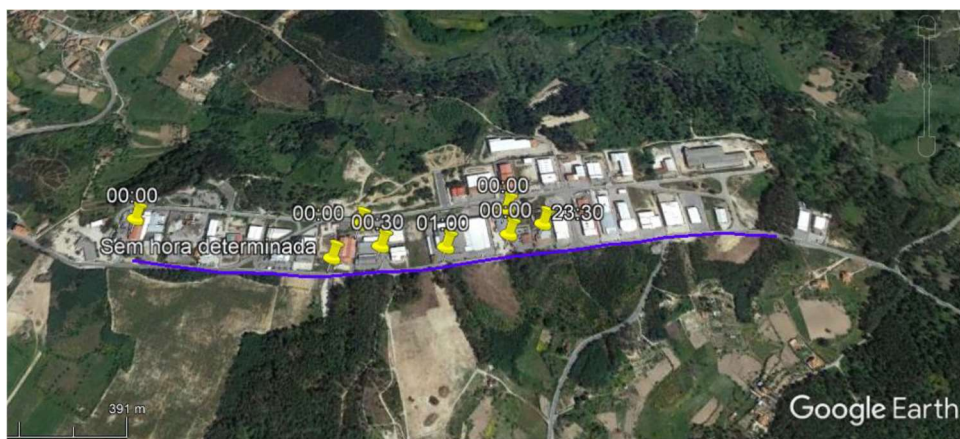


Figura 11 Localização e horas de início de ignição das empresas localizadas na zona industrial de Oliveira do Hospital. (Prates, P., 2018)

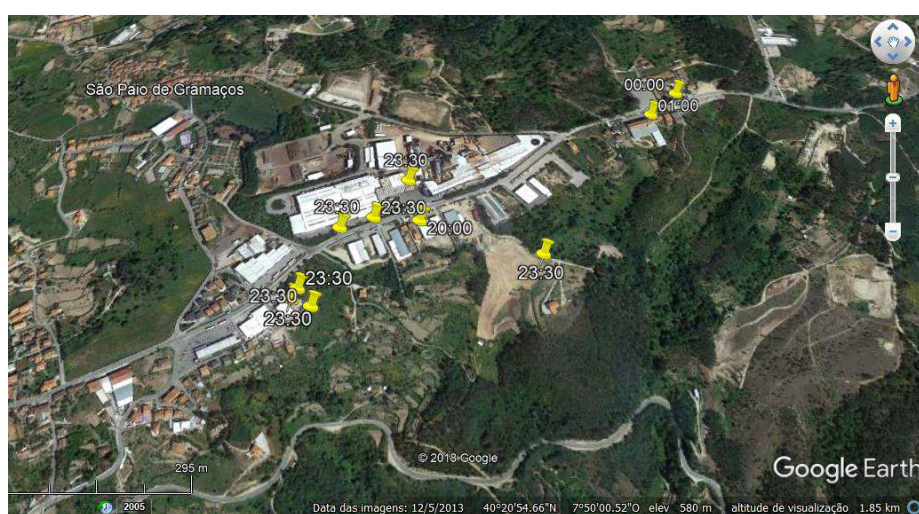


Figura 12 Localização e horas de início de ignição das empresas localizadas em São Paio de Gramaços (Prates, P., 2018)

3.2.4 Instalações Industriais de Mira

As instalações industriais do concelho de Mira foram afetadas pelo IF que deflagrou em Quiaios no dia 15 de outubro de 2017. Neste concelho foram atingidas 18 empresas, de um total de 749 existentes.

Setor de atividade da empresa	N. empresas existentes no concelho (INE, 2018)	N. Empresas afetadas	
		Lista CCDRC	Visitadas
Agricultura, produção animal, caça e silvicultura	113	4	2
Alimentar e bebidas	71	-	1
Madeira ou cortiça	73	2	2
Mobiliário, colchões	73	-	2
Produtos metálicos	73	1	3
Veículos, máquinas e equipamentos	346	2	1
Outro	-	6	7
Total	749	15	18

Tabela 8 Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF de Quiaios em 2017, no concelho de Mira (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)



Figura 13 Instalação na Zona Industrial de Mira, atingida pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)

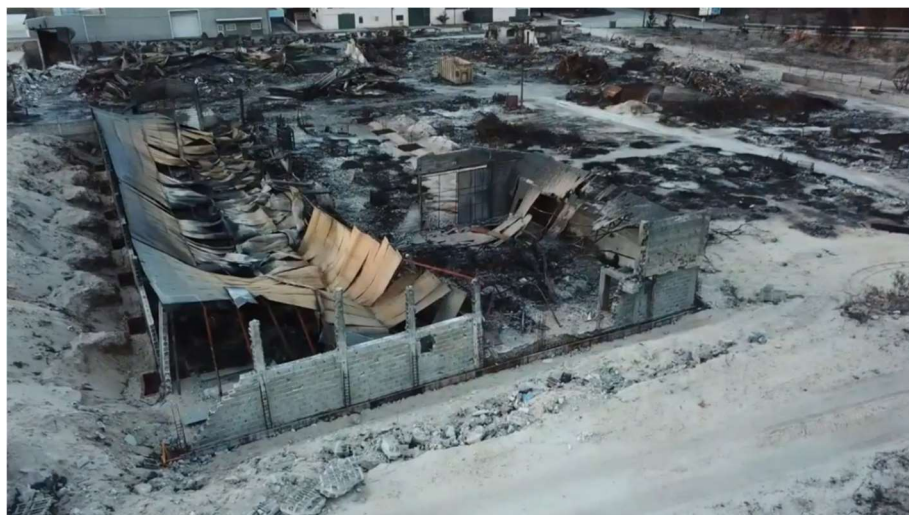


Figura 14 Pavilhão industrial na Zona Industrial de Mira, atingido pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)

Nas imagens acima é possível ver a forte presença de elementos metálicos na construção, quer nos elementos estruturais, quer ao nível dos materiais de revestimento (coberturas e fachadas).

3.2.5 Instalações Industriais de Oliveira de Frades

As instalações industriais do concelho de Oliveira de Frades foram afetadas pelo IF de Vouzela que deflagrou no dia 15 de outubro, tendo atingido 26 empresas, de um total de 617 existentes. A maioria dos edifícios das empresas afetadas pelo incêndio era construída em alvenaria e metal.

Setor de atividade da empresa	N. empresas existentes no concelho (INE, 2018)	N. Empresas afetadas	
		Lista CCDRC	Visitadas
Agricultura, produção animal, caça e silvicultura	274	1	3
Alimentar e bebidas	71	2	1
Construção civil, materiais de construção	110	4	4
Madeira ou cortiça	82	5	6
Mobiliário, colchões	80	3	5
Outro	-	5	7
Total	617	20	26

Tabela 9 Setor da atividade das empresas afetadas pelo IF de 2017, no concelho de Oliveira de Frades (Relatório do CEIF-ADAI/UC, 2019)

As imagens que se seguem, referentes a infraestruturas empresariais no concelho de Oliveira de Frades, são bem representativas da destruição causada pelo fogo. É possível observar a forte presença de elementos metálicos na construção das naves industriais.



Figura 15 Empresa na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingido pelo IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)



Figura 16 Instalações de empresas na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingidas pelos IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)



Figura 17 Instalações de empresas na Zona Industrial de Oliveira de Frades, atingidas pelos IF em outubro de 2017 (Sic Notícias)

3.2.6 Resumo do impacto dos incêndios nas instalações industriais

Conforme visto, em 2017 foram registados 11 mega-incêndios, ou seja, 11 incêndios em que a área ardida foi superior a 10.000 hectares. De facto, embora estes não tenham sido os únicos incêndios verificados nesse ano, estes foram os principais responsáveis pela destruição verificada um pouco por todo o país. Dos concelhos mencionados, o mais afetado foi Oliveira do Hospital, em que foram atingidas as instalações industriais de 75 empresas.

Ficou demonstrada a pertinência da análise da problemática da interface industrial-florestal, evidenciada pelas principais causas que originaram a deflagração dos incêndios. Um dos processos responsáveis pela primeira ignição mais reportado foi: diretamente por chamas provenientes do espaço florestal envolvente. Outros processos mencionados, também se devem à proximidade à envolvente florestal, ainda que de forma indireta, nomeadamente: projeção de partículas e propagação por materiais depositados na envolvente.

Em suma, verifica-se que alguns fatores são comuns aos edifícios industriais destruídos pelos incêndios florestais de 2017. De todos os fatores, dois deles são transversais a grande parte dos edifícios danificados: a localização em zona de interface industrial-florestal e a presença de elementos metálicos (quer estruturais, quer de revestimentos).

Pelas razões enunciadas, torna-se pertinente a análise e dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, bem como o estudo de materiais e meios de proteção. É ainda pertinente a verificação da viabilidade da reutilização ou reabilitação de estruturas metálicas atingidas pelo fogo. São estes os principais pontos que serão desenvolvidos de seguida.

4 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS AO FOGO

4.1 EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA NO ELEMENTO

Quando um incêndio deflagra num edifício, a sua ação faz-se sentir diretamente nos elementos estruturais que constituem o compartimento de incêndio e, indiretamente, em zonas mais ou menos afastadas deste. Toda a estrutura do edifício encontra-se sob a ação do peso próprio e sobrecargas, de forma que, no início do incêndio, a mesma está submetida a um certo estado inicial de tensão e, portanto, a um determinado estado de deformação. A este estado inicial de tensão, vem sobrepor-se um novo estado de tensão, resultante do aquecimento diferencial a que os elementos estruturais ficam submetidos.

De facto, os vários elementos constituintes da estrutura de um edifício encontram-se mais ou menos rigidamente interligados e, quando alguns deles são mais aquecidos do que outros, as respetivas dilatações térmicas são restringidas, dando origem a um novo estado de tensão, variável no tempo, à medida que o incêndio se desenvolve. A sobreposição deste estado de tensão com o estado de tensão inicial dá origem a um estado de deformação, que é também variável no tempo.

Por outro lado, as propriedades mecânicas dos materiais que constituem os elementos estruturais degradam-se com o aumento da temperatura. Isto significa, por exemplo, que um elemento sujeito a um estado de tensão que permaneça constante, poderá ter a sua capacidade resistente esgotada ao fim de um certo período de tempo. A ação do incêndio não se faz sentir unicamente nos elementos diretamente sob a ação do fogo. Em certas situações, elementos relativamente afastados do compartimento de incêndio poderão ser os primeiros a entrar em colapso, em virtude do estado de tensão que as deformações de origem térmica, da zona diretamente aquecida, impõem ao resto da estrutura.

4.1.1 Fator de massividade

A resistência ao fogo é expressa em unidades de tempo. Desta forma, um dos fatores que contribui para a resistência ao fogo é a velocidade de aquecimento do elemento, o que determina o tempo necessário para que seja atingida a temperatura de colapso (ou temperatura crítica). A velocidade de aquecimento é função das dimensões da secção.

Na prática, uma secção de grande massa (baixa esbeltez) aquece mais lentamente do que uma secção esbelta. Assim, uma secção “pesada” terá uma resistência maior ao fogo. Este efeito de massividade é quantificado pelo chamado “fator de forma” ou “fator de massividade”, que corresponde à razão entre o perímetro aquecido, pela área da secção transversal. O fator de massividade pode tomar diferentes valores para um mesmo perfil, dependendo da forma como é protegido.

As secções mais pesadas são aquecidas mais lentamente do que as secções mais leves, pelo que uma secção mais pesada necessita de menos isolamento do que uma secção leve.

Devido à sua elevada condutividade térmica, o aço aquece rapidamente quando sujeito a aumentos de temperatura. Porém, determinadas secções aquecem mais rapidamente devido às suas dimensões. Assim, no dimensionamento ao fogo deve ter-se em consideração o fator de massividade, que é calculado para elementos não protegidos com base na relação entre a área exposta da secção por unidade de comprimento e o volume por unidade de comprimento, conforme traduzido pela expressão abaixo.

$$\frac{A_m}{V} \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (1)$$

Onde:

A_m – Área exposta por unidade de comprimento [m²/m]

V – Volume por unidade de comprimento [m³/m]

Para barras prismáticas, o fator de forma ou massividade resulta da relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da secção reta do elemento.

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P \times l}{A \times l} = \frac{P}{A} \quad (2)$$

Em que l é um determinado comprimento do elemento.

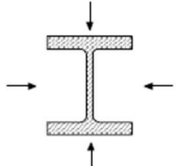
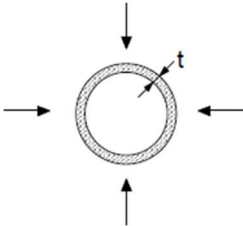
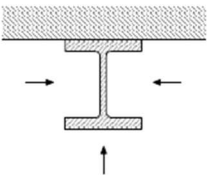
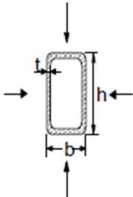
<p><i>Secção aberta exposta ao fogo em todos os lados:</i></p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da secção transversal}}$ 	<p><i>Tubo exposto ao fogo em todos os lados: $A_m/V = 1/t$</i></p> 
<p><i>Secção aberta exposta ao fogo em três lados:</i></p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{superfície exposta ao fogo}}{\text{área da secção transversal}}$ 	<p><i>Secção tubular (ou secção em caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao fogo em todos os lados:</i> <i>Se $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</i></p> 

Tabela 10 Fator de massividade A_m/V para elementos de aço não protegidos (EC3-1-1, 2010)

No caso de elementos protegidos, o fator de forma ou massividade é calculado pela expressão abaixo.

$$\frac{A_p}{V} \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (3)$$

Onde:

A_p – Área da superfície interior da proteção, correspondente à superfície de exposição ao incêndio por unidade de comprimento [m^2/m]

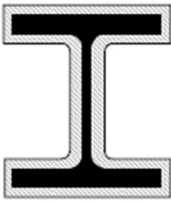
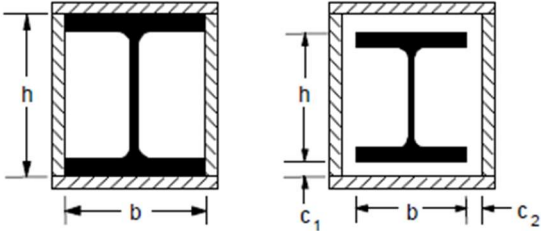
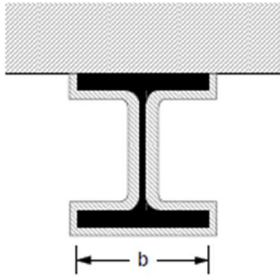
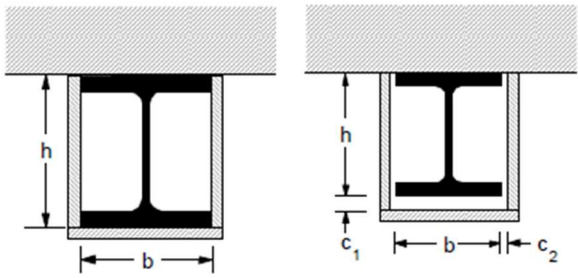
V – Volume por unidade de comprimento [m^3/m]

Para barras prismáticas, o fator de forma ou fator de massividade, para elementos protegidos, resulta na relação entre o perímetro interior da proteção e a área da secção reta do elemento.

$$\frac{A_p}{V} = \frac{P \times l}{A \times l} = \frac{P}{A} \quad (4)$$

Em que l é um determinado comprimento do elemento.

Em suma, é possível concluir que o aumento de temperatura é proporcional ao fator de forma. Um valor alto do fator de forma, ou seja, um valor elevado do fator de massividade, implica que o elemento aqueça com mais facilidade, logo requer mais proteção.

Esquema	Descrição	Factor de massividade (A_p/V)
	<p>Revestimento de contorno com espessura uniforme</p>	$\frac{\text{perímetro do aço}}{\text{área da secção transversal do aço}}$
	<p>Revestimento em caixão com espessura uniforme¹⁾</p>	$\frac{2(b + h)}{\text{área da secção transversal do aço}}$
	<p>Revestimento de contorno com espessura uniforme, exposto ao fogo em três lados</p>	$\frac{\text{perímetro do aço} - b}{\text{área da secção transversal do aço}}$
	<p>Revestimento em caixão com espessura uniforme, exposto ao fogo em três lados¹⁾</p>	$\frac{2h + b}{\text{área da secção transversal do aço}}$

¹⁾ Normalmente as dimensões da folga, c_1 e c_2 , não deverão exceder $h/4$.

Tabela 11 Fator de massividade A_p/V para elementos de aço isolados por meio de material de proteção contra incêndio (EC3-1-1, 2010)

4.2 AÇÕES EM ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O fogo é considerado uma ação accidental pelo que o efeito das ações em situação de incêndio, $E_{fi,d,t}$, deve englobar as ações diretas, como as ações permanentes (G_k) e as ações variáveis (Q_k), assim como as ações indiretas resultantes das restrições às dilatações térmicas e o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço (A_d).

Para as ações accidentais o valor de cálculo deve ser obtido usando-se a seguinte combinação de acidente definida pelo Eurocódigo 0 (EN 1990):

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

Onde:

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

P – Valor do pré-esforço

A_d – Valor da ação accidental

$Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável principal ou dominante

$Q_{k,i}$ – Valor característico das restantes ações variáveis

$\psi_{1,1}$ – Coeficiente de combinação associado à ação principal ou dominante

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis

O Eurocódigo 3 permite desprezar o efeito da dilatação térmica. Assim, sendo o fogo considerado uma ação accidental, o valor de cálculo virá dado por:

$$E_{fi,d} = G_k + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

Com o objetivo de simplificar os cálculos, e reduzir o número de combinações de ações a considerar, o Eurocódigo 3 (parte 1-2) permite, no caso de uma análise por elementos, obter o valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio, $E_{fi,d,t}$, como uma percentagem, η_{fi} , do valor de cálculo dos efeitos das ações obtidas a partir da combinação fundamental à temperatura ambiente, E_d .

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (7)$$

Em que:

η_{fi} – Fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio, dado por

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (8)$$

Em que:

γ_G – Coeficiente parcial de segurança da ação permanente à temperatura ambiente ($\gamma_G = 1,35$)

$\gamma_{Q,1}$ – Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal à temperatura ambiente ($\gamma_{Q,1} = 1,5$)

4.3 DOMÍNIOS DA VERIFICAÇÃO DE PROJETO

A verificação de projeto ao fogo pode ser feita em três domínios:

- No domínio da resistência estrutural, onde o valor de cálculo do efeito das ações em situação de incêndio, $E_{fi,d,t}$, obtido com base na combinação acidental, deve ser inferior ao valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio, $R_{fi,d,t}$, no instante regularmente exigido de resistência ao fogo, $t_{fi,req}$.

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (9)$$

- No domínio da temperatura, onde a temperatura do elemento quando sujeita ao incêndio nominal, θ_d , durante o tempo $t_{fi,req}$, deve ser inferior à temperatura crítica, $\theta_{cr,d}$:

$$\theta_d \leq \theta_{cr,d} \quad (10)$$

- No domínio temporal, onde o valor de cálculo de resistência ao fogo, $t_{fi,d}$, deve ser superior à resistência ao fogo exigida regulamentarmente, $t_{fi,requ}$:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (11)$$

4.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

O dimensionamento de estruturas de aço ao fogo pode ser dividido em três níveis. Estes níveis de análise correspondem aos três métodos de dimensionamento seguintes, de complexidade crescente.

4.4.1 Método de Nível 1

Método no qual se determina analiticamente a resistência ao fogo de um elemento sujeito a um dos incêndios nominais (curva de incêndio padrão ISO 834, curva de incêndio para elementos exteriores ou curva de incêndio de hidrocarbonetos). Neste método, a verificação de projeto ao fogo pode ser feita nos três domínios (resistência estrutural, tempo e temperatura).

As curvas nominais temperatura-tempo são curvas definidas por equações simples, e não dependem de certos parâmetros físicos, como acontece com as curvas paramétricas. Não possuem fase de ignição nem fase de arrefecimento, quando comparadas com o modelo de incêndio natural.

De acordo com a EN 1991-1-2 estas curvas nominais são definidas da seguinte forma:

- Curva de incêndio padrão (ISO 834)

$$\theta_g = 20 + 345 \times \log_{10}(8t + 1) \tag{12}$$

- Curva de incêndio para elementos estruturais exteriores

$$\theta_g = 20 + 660 \times (1 - 0,687 \times e^{-0,32 \times t} - 0,31 \times e^{-3,8 \times t}) \tag{13}$$

- Curva de incêndio para hidrocarbonetos

$$\theta_g = 20 + 1080 \times (1 - 0,325 \times e^{-0,167 \times t} - 0,675 \times e^{-2,5 \times t}) \tag{14}$$

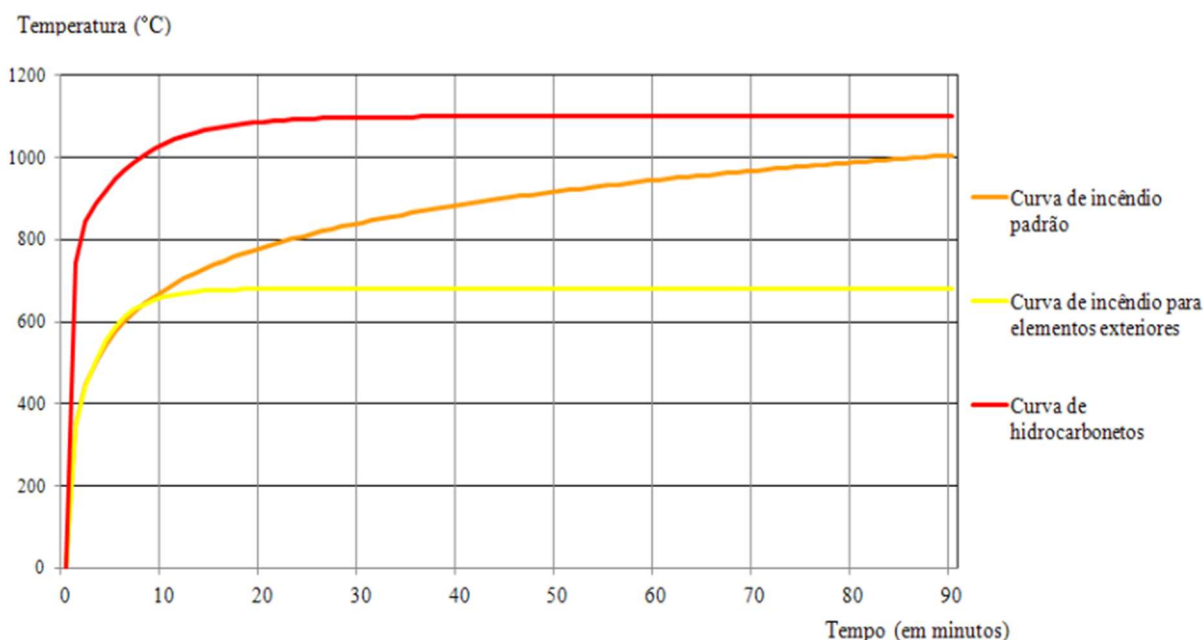


Figura 18 Diferentes curvas de aquecimento conforme definidas pelo EC1 (Mesquita, A., 2013)

4.4.2 Método de Nível 2

Este método é também designado por Método do Tempo Equivalente de Exposição ao Fogo Padrão. Faz uso do conceito de incêndio natural, traduzido pelas curvas paramétricas. O método consiste em calcular a temperatura do aço a partir da curva

de incêndio padrão ISO 834, para um tempo fictício denominado tempo equivalente de exposição ao incêndio padrão $t_{e,d}$. Este instante de tempo corresponde ao intervalo para o qual, sob a ação do incêndio padrão, a temperatura do aço é igual à temperatura máxima que o elemento atingiria se estivesse sujeito ao incêndio natural, como demonstra a figura abaixo.

O objetivo do tempo equivalente de exposição ao fogo é obter valores de temperatura mais próximos da realidade do que os valores obtidos pelos métodos simplificados.

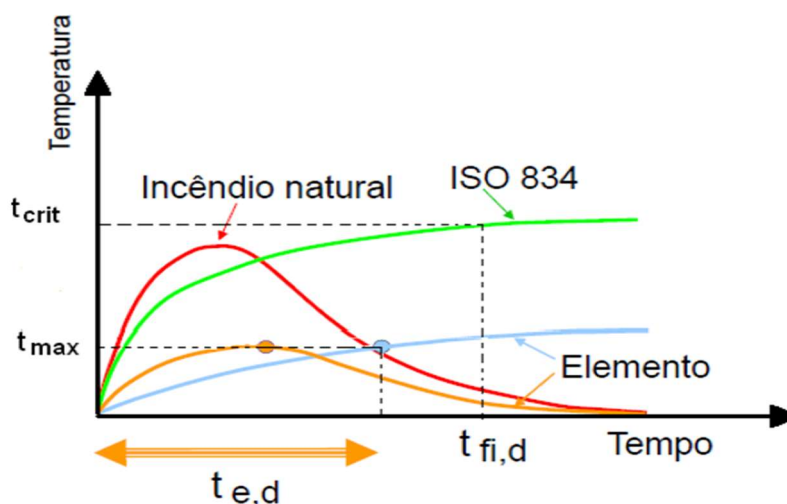


Figura 19 Tempo equivalente de exposição ao fogo (Mesquita, A., 2013)

As curvas paramétricas são, à semelhança das curvas nominais, curvas de evolução da temperatura em função do tempo, mas que dependem de certos parâmetros físicos tais como a densidade de carga de incêndio, as condições de ventilação e das propriedades das paredes envolventes do compartimento de incêndio.

Estas curvas aproximam-se mais da realidade por possuírem fase de arrefecimento, e por terem em conta os principais parâmetros que influenciam a extensão e o desenvolvimento do incêndio, ao contrário das curvas nominais. A utilização destas curvas é, contudo, limitada a compartimentos com área inferior a 500 m², sem aberturas no teto e com altura máxima de quatro metros.

4.4.3 Método de Nível 3

Este método abandona por completo os conceitos de “Incêndio Padrão” e de “Resistência ao Fogo”. Como curvas temperatura-tempo são adotadas as do “Incêndio Natural”, expresso pelas curvas paramétricas. A verificação de projeto ao fogo é feita no domínio da temperatura. A temperatura crítica, $\theta_{a,cr}$, é calculada de acordo com a equação abaixo

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (15)$$

Em que μ_0 é o grau de utilização no instante $t=0$, conforme definido no Eurocódigo 3.

Para que um incêndio ocorra é necessária a presença de um composto químico orgânico suscetível de oxidação (o combustível), uma substância redução/oxidante (o comburente) e uma energia de ativação. Uma vez iniciada a reação de oxidação, também denominada de combustão ou queima, o calor despendido pela reação mantém o processo em marcha.

Um modelo de incêndio natural é composto por quatro fases:

- Fase inicial ou ignição – valores de temperatura baixos, não havendo qualquer influência sobre o comportamento estrutural. Esta fase não é tida em conta nas curvas temperatura-tempo regulamentares, é, no entanto, a fase mais crítica para a salvaguarda de vidas humanas devido à produção de gases tóxicos;
- Fase de propagação – após o *flashover*, fenómeno que ocorre a temperaturas entre os 450°C e os 600°C. Caracteriza-se pela propagação generalizada do incêndio e pela rápida evolução dos valores das temperaturas;
- Fase de desenvolvimento pleno – queima do combustível, sendo a temperatura mantida a valores sensivelmente constantes;
- Fase de extinção ou arrefecimento – caracterizada pela diminuição progressiva da temperatura, por falta de combustível, por falta de comburente ou pela intervenção de sistemas de controlo (*sprinklers*, bombeiros, outros).

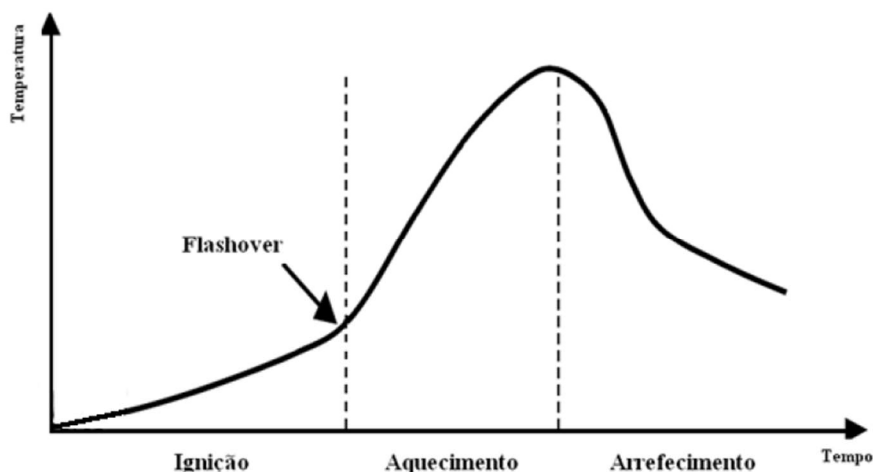


Figura 20 Modelo de incêndio natural (Mesquita, A., 2013)

4.4.4 Outros métodos

O cálculo estrutural pode ainda ser feito por métodos alternativos, nomeadamente:

- Utilização de tabelas, obtidas a partir de ensaios experimentais em fornalha;

- Métodos avançados de cálculo, que requerem programas sofisticados (método de elementos finitos) e muita experiência.

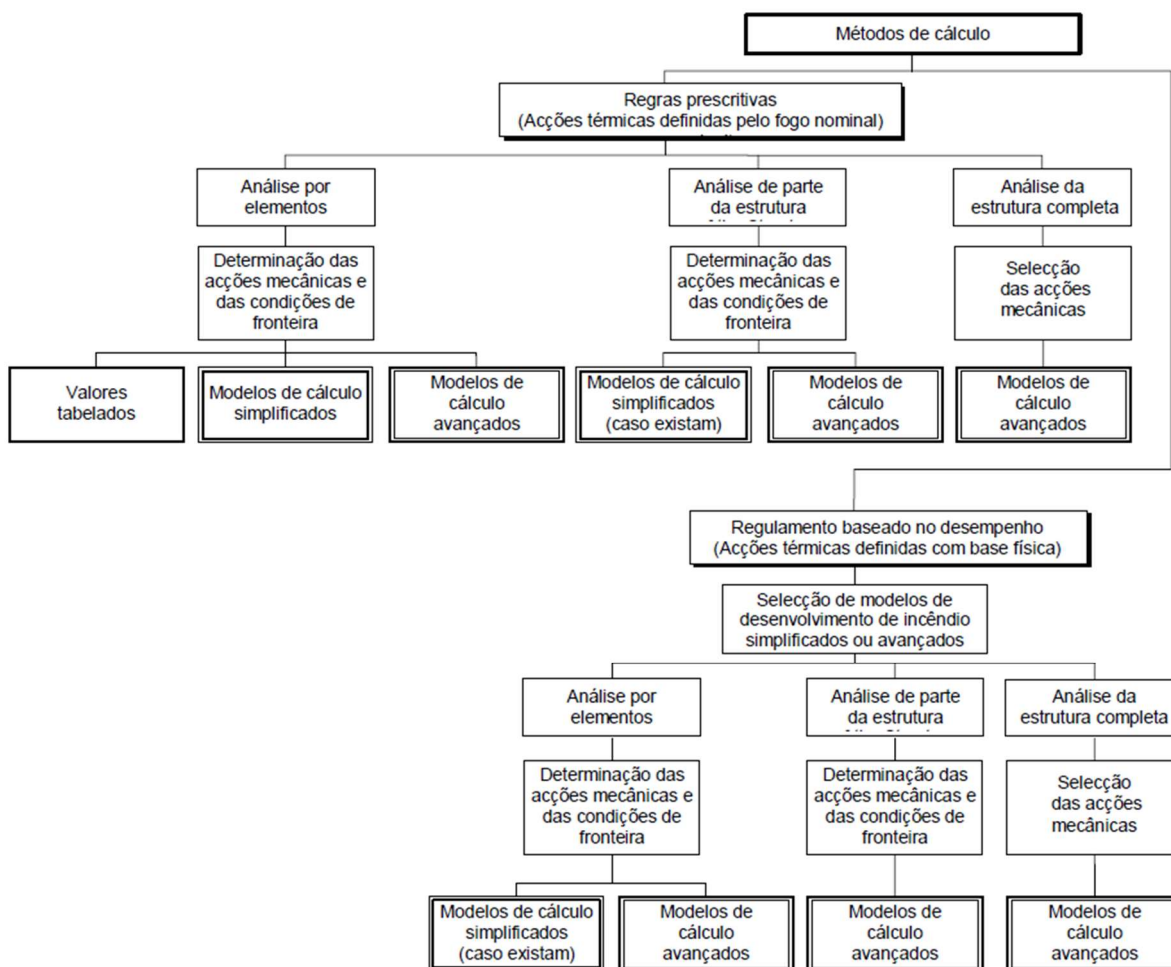


Figura 21 Métodos de cálculo ao fogo (EC3-1-1, 2010)

5 MATERIAIS E SISTEMAS DE PROTEÇÃO AO FOGO

5.1 PROTEÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS AO FOGO

O projeto estrutural de resistência ao fogo baseia-se no facto de que as altas temperaturas decorrentes de um incêndio reduzem a resistência mecânica e a rigidez dos elementos estruturais da edificação e, adicionalmente, promovem dilatações térmicas diferenciais, podendo levar a estrutura ao colapso.

Neste sentido, pode considerar-se que as preocupações de segurança contra incêndio numa edificação se referem a três objetivos fundamentais, que são, por ordem decrescente de importância:

- Proteção da vida dos utilizadores do edifício, bem como dos bombeiros que nele tenham de atuar em caso de sinistro;
- Proteção dos bens existentes no edifício e das atividades que se desenvolvem no mesmo;
- Proteção da própria estrutura contra danos de incêndios que possam deflagrar nele ou em edifícios vizinhos.

O Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios (RT-SCIE) vigente em Portugal refere que os elementos estruturais de edifícios devem possuir uma resistência ao fogo que garanta as suas funções de suporte de cargas, de isolamento térmico e de estanqueidade durante todas as fases de combate ao incêndio. A tabela 12 apresenta as resistências mínimas ao fogo padrão (ISO 834), em função das utilizações-tipo e das 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, VII, VIII, IX e X	R 30 REI 30	R 60 REI 60	R 90 REI 90	R 120 REI 120	Apenas suporte. Suporte e compartimentação.
II, XI e XII	R 60 REI 60	R 90 REI 90	R 120 REI 120	R 180 REI 180	Apenas suporte Suporte e compartimentação

Tabela 12 Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios (Portaria nº 1532/2008 – RT-SCIE)

A utilização-tipo é definida pela função a que o edifício se destina (por exemplo, os edifícios industriais, enquadram-se no tipo XII), e a categoria de risco é definida para cada utilização-tipo em função da altura do edifício, número de pisos e efetivo de ocupantes.

A segurança em caso de incêndio depende, principalmente, das condições de evacuação das pessoas e das condições para se evitar a propagação de fumos e gases, que são as principais causas de perdas de vidas humanas. As falhas

estruturais têm importância muito menor neste aspeto, e somente têm carácter relevante quando podem ocasionar problemas para a evacuação das pessoas.

As medidas de segurança e proteção contra incêndio podem classificar-se em ativas e passivas. As medidas ativas preveem a existência de meios adequados à salvação das pessoas, a começar pelo próprio projeto de arquitetura (corredores e escadas amplas, zonas limpas de fumos, etc.), colocação de extintores, carretéis, *sprinklers*, entre outros. Estas medidas visam reduzir a probabilidade de ocorrência de incêndios severos, através da atuação nas suas causas acidentais e da deteção de focos e limitação das possibilidades de propagação.

As medidas de proteção passivas visam reduzir a probabilidade de colapso das estruturas sempre que ocorra um incêndio severo. Esta probabilidade depende da resistência ao fogo, a qual compreende três aspetos, nomeadamente, a capacidade resistente da estrutura, a sua integridade perante o fogo e a sua capacidade de isolamento térmico, que devem ser observados para os vários elementos da construção. A capacidade resistente da estrutura vai depender fortemente do comportamento do material estrutural utilizado, ou seja, do grau de variação das suas propriedades físicas e mecânicas com a temperatura.

Conforme referido anteriormente, os aços estruturais (tal como outros materiais de construção) sofrem reduções progressivas na sua resistência mecânica quando submetidos a condições de trabalho em temperaturas superiores à ambiente. Neste sentido, a utilização na construção metálica de aços menos sensíveis às altas temperaturas ou de mecanismos adequados, por exemplo, utilização de películas protetoras nos elementos estruturais, para a melhoria da sua capacidade de isolamento térmico, também constituem medidas de proteção passiva.

5.2 PROTEÇÃO PASSIVA

É o “tamanho”, ou fator de forma (já definido anteriormente), e o tipo de incêndio a que um elemento está sujeito, que determinam a quantidade de proteção contra fogo requerida. Secções mais “pesadas” requerem, de forma geral, menos proteção do que secções mais “leves”, para atingir o mesmo nível de segurança quando expostos ao mesmo tipo de incêndio.

A proteção térmica dos elementos estruturais de aço, designada proteção passiva, é o meio mais comum de se proteger o aço contra o fogo. Vários são os materiais utilizados com esta finalidade, tais como argamassas projetadas, tintas intumescentes, mantas cerâmicas ou de lã de rocha basáltica, gesso cartonado ou outros.

5.2.1 Materiais projetados

São produtos de baixo custo que apresentam bom isolamento térmico às altas temperaturas, mantendo a integridade da estrutura durante a evolução do incêndio.

Estes materiais têm como ligantes básicos o gesso ou o cimento Portland e são aplicados por projeção a baixa pressão. Contêm agregados de baixa densidade e aditivos, cuja função é facilitar a aplicação dos materiais e evitar o desprendimento. Após a secagem, estes materiais trabalham monoliticamente com a estrutura, acompanhando os seus movimentos, sem a ocorrência de fissuras ou desprendimento.

Estes materiais garantem proteção de duas formas distintas. O primeiro deles é proporcionado pelo efeito de arrefecimento conferido à estrutura, pois a água retida na estrutura (física ou quimicamente) evapora quando o incêndio progride. Quando toda a água é convertida a vapor, o produto passa a atuar como isolamento térmico. Minerais de baixa densidade e agregados sintéticos são utilizados nesses produtos, o que permite a libertação de vapor com facilidade.

A durabilidade destes revestimentos deve ser a mesma da estrutura, dispensando manutenção, e não promovendo qualquer tipo de ataque corrosivo ao aço. Estes materiais não são higroscópicos, o que torna desnecessário o uso de tintas de fundo ou outros sistemas de proteção contra a corrosão em estruturas internas.

O custo dos materiais projetados é menor do que outros sistemas existentes. A aplicação destes produtos é bastante simples, recobrendo com facilidade detalhes complexos.



Figura 22 Aplicação de argamassa projetada em pilar (Soares, E., 2014)

5.2.1.1 Argamassa projetada

São produtos com alto teor de ligantes que, quando misturados com água, geram uma massa fluida que pode ser facilmente bombeada. São apresentados como produtos de baixa, média ou alta densidade, e constituem-se basicamente de gesso (aproximadamente 80%), cimento Portland (principalmente em materiais de média e alta densidade), resinas acrílicas e cargas inertes, como poliestireno expandido, celulose e preservantes.

Os materiais de baixa densidade são aplicados, por norma, em obras interiores. Os de média densidade são utilizados em obras interiores com requisitos de alguma resistência mecânica e à humidade, e os de alta densidade são utilizados em obras exteriores onde o risco de impacto e da presença de humidade é alto.

Para a aplicação destes produtos, de modo geral, não é necessário remover a superfície de laminação ou de alguma ferrugem formada. Antes da projeção, faz-se uma limpeza manual, retirando-se o material solto sobre a superfície.



Figura 23 Aspeto final da proteção de elementos metálicos por projeção de argamassa (mercortecresa.com)

Para aplicações tipicamente em interiores, onde o aço ficará num ambiente controlado, a utilização de um primário é, geralmente, desnecessária. As exceções são as áreas de alta humidade, como piscinas, lavandarias ou cozinhas. Nestas, pode ser necessária a adoção de uma ponte de aderência, que consiste numa base acrílica solúvel em água. Os aços não pintados apresentam a melhor condição de aderência dos materiais, dispensando a utilização de elementos de ancoragem, salvo peças de

altura excessiva. Nestes casos, a utilização de algum tipo de ancoragem mecânica pode ser necessária, como por exemplo, a utilização de telas de fixação.

Quando a temperatura ambiente atinge os 90°C a 150°C, as ligações químicas existentes no gesso hidratado começam a romper-se, libertando água de hidratação. Esta reação absorve a energia do fogo, que seria conduzida ao aço. Este processo permite que o aço mantenha uma temperatura relativamente baixa por 20 a 30 minutos durante a primeira hora crítica do incêndio.

5.2.1.2 Fibra projetada

São produtos de baixa e média densidade, contendo basicamente fibras obtidas a partir de escória de alto-forno como principal componente. Estas fibras são misturadas com cimento Portland (20% a 30% do peso seco total) para criar uma mistura de baixa densidade.

A argamassa à base de fibras utiliza as propriedades isolantes da fibra produzida a partir da escória para proteger o aço.



Figura 24 Aplicação de fibras projetadas (Soares, E., 2014)

5.2.1.3 Argamassa projetada à base de vermiculite

É um produto de baixa densidade, composto basicamente de vermiculite expandida, cimento Portland e aglomerados minerais. Este material deve ser completamente isento de amianto e, para melhorar a aderência ao aço, geralmente, é necessária a utilização de telas.



Figura 25 Informação comercial de uma argamassa ignífuga à base de gesso e vermiculite, Igniver da Saint Gobain (construir.saint-gobain.pt)

5.2.2 Materiais rígidos

As placas rígidas e mantas flexíveis ou semi-rígidas compostas por vários materiais, tais como lâã cerâmica, gesso cartonado resistente ao fogo, placas de silicato de cálcio e vermiculite são também utilizadas na proteção estrutural. Proporcionam a proteção estrutural do mesmo modo que os materiais projetados, e são fixados a seco ao redor do aço por meio de parafusos ou sistemas próprios.

Os materiais rígidos apresentam, de modo geral, uma boa aparência, na forma de caixa, que pode ser decorado. A fixação é feita a seco e não apresenta interferências sérias com os outros sistemas. Além disso, podem ser aplicados sobre a estrutura de aço não pintada.

Outra vantagem dos materiais rígidos advém do facto de a sua produção ser generalizada. Desta forma, as espessuras são garantidas. As principais desvantagens são o custo mais elevado do que os materiais projetados, a dificuldade na aplicação ao redor de detalhes complexos e a baixa velocidade de aplicação.

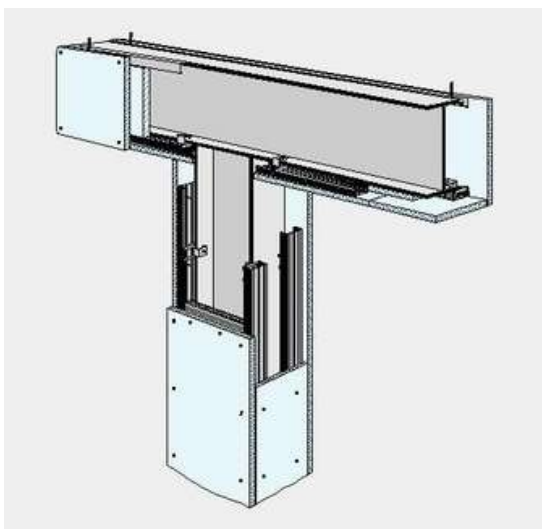


Figura 26 Esquema da proteção de estruturas metálicas ao fogo com recurso a painéis rígidos (Knauf.pt)

5.2.2.1 Placas de gesso cartonado

São placas de gesso que contêm fibra de vidro e, em alguns casos, vermiculite incorporada. Tal como a argamassa cimentícia, o gesso da placa perde moléculas de água de hidratação durante o aquecimento, mantendo baixa a temperatura do aço. Internamente, têm uma malha de fibra de vidro, que mantém o conjunto estruturado quando exposto às elevadas temperaturas do incêndio. A placa é mantida, de modo geral, visível em estruturas, por motivos estéticos.

5.2.2.2 Placas de lã de rocha

São painéis de baixa densidade, rígidos ou flexíveis, feitos de materiais fibrosos, aglomerados pela adição de resinas termo-endurecíveis.

A matéria-prima básica utilizada no fabrico é o basalto. São fixadas com pinos de aço soldados à estrutura metálica.



Figura 27 Proteção de elementos metálicos com placas de lã de rocha (Soares, E., 2014)

5.2.2.3 Mantas cerâmicas

Produtos formados a partir de fibras silico-aluminosas, presas à estrutura através da utilização de pinos de aço soldados na estrutura.



Figura 28 Manta cerâmica Fyrewrap Elite 1.5 (da Unifrax) utilizada como proteção contra fogo em nave industrial (www.aecweb.com.br)

5.2.3 Tintas intumescentes

As tintas intumescentes correspondem ao terceiro grupo de materiais de proteção passiva e são classificados como produtos aparentados das tintas.

O seu nome deriva do verbo latim “*tumescere*”, que significa iniciar, expandir. Em situação de incêndio, essas tintas especiais expandem-se a partir dos 200°C, formando uma espuma carbonácea rígida que isola eficientemente os gases quentes gerados no incêndio. É importante referir que as propriedades do aço não são alteradas a essas temperaturas.

Antes da aplicação dessa tinta especial, a superfície deverá ser preparada conforme recomendações do fabricante, e um primário compatível deverá ser aplicado. Como essa tinta não apresenta grande resistência química e física, ela deve ser recoberta por uma tinta de acabamento de base acrílica ou poliuretânica, conforme escolha do produtor.



Figura 29 Aplicação de tinta intumescente (Soares, E., 2014)

Esta tinta pode ser aplicada a pincel, rolo ou *spray*, e a aparência final do sistema (primário epoxídico, acrílico ou alquídico, tinta intumescente e tinta de acabamento acrílica ou poliuretânica) é sempre muito boa. Detalhes complexos podem ser facilmente recobertos e a manutenção é bastante facilitada.

As tintas intumescentes têm como principal vantagem o fator estético, permitindo que a estrutura seja exposta, mostrando o acabamento pretendido.

As principais desvantagens são o custo elevado quando comparado com as outras formas de proteção e a aplicação *in situ*, que requer condições atmosféricas favoráveis (além de necessitar várias demãos para atingir a espessura necessária). Outra desvantagem é que o tempo de proteção apresentado pela maior parte destas tintas não vai além dos 60 minutos.



Figura 30 Aspeto da tinta intumescente durante e após incêndio (Soares, E., 2014)

5.2.4 Envolvimento em betão

Até ao final dos anos 70 o betão era o mais comum meio de proteção de estruturas metálicas em vários países do mundo. Entretanto, a introdução no mercado de sistemas industrializados de baixo peso tais como os produtos rígidos, projetados e intumescentes propiciou uma redução dramática da sua utilização.

A principal vantagem na utilização do betão como material de proteção passiva diz respeito à durabilidade. O envolvimento em betão tende a ser utilizado quando os elementos estão sujeitos ao risco de impacto, abrasão ou exposição a intempéries.

As desvantagens da proteção com betão são o custo (é uma das formas mais caras de proteção), a velocidade (consome muito tempo na obra), o peso (a estrutura ficará muito mais pesada) e a redução de espaço ao redor dos pilares.

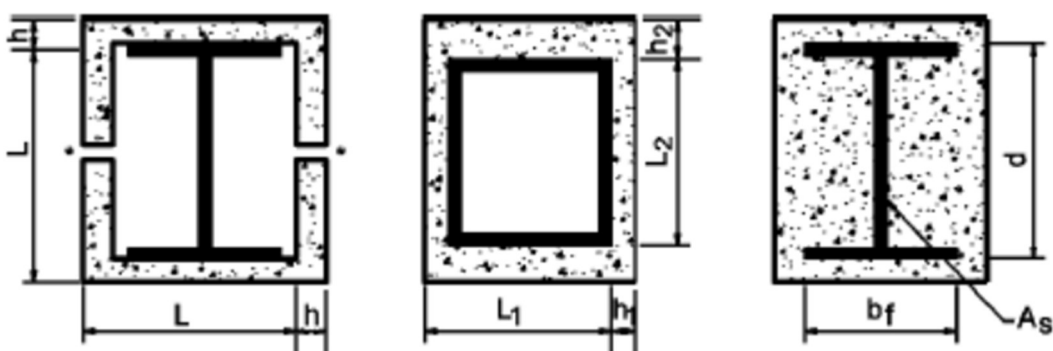


Figura 31 Exemplos de proteção por envolvimento em betão (Mesquita, A., 2013)

6 AVALIAÇÃO PÓS-INCÊNDIO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O projeto de segurança contra incêndios em edifícios é de extrema importância nos dias que correm, no entanto, nos últimos tempos também tem crescido o interesse pelo estudo da reintegração, ou reutilização, de estruturas danificadas pelo fogo. De facto, nas últimas décadas várias pesquisas dedicaram-se à avaliação do desempenho pós-incêndio de estruturas metálicas.

Desde 1960, a investigação está focada nas propriedades mecânicas do material e no comportamento holístico da estrutura, levando em consideração os diferentes tipos de aço, nomeadamente, aços de baixa resistência, aços de alta resistência, aço enformado a frio e aço inoxidável.

O comportamento mecânico das ligações também desempenha um papel substancial na fase de aquecimento ou arrefecimento de um membro restrito axialmente. Desta forma, muitos estudos experimentais investigaram a falha de parafusos de alta resistência após exposição a altas temperaturas e subsequente arrefecimento, para identificar as causas e a extensão da deterioração.

Além disso, foram obtidos resultados importantes por meio do desenvolvimento experimental de fogo em estruturas de aço em escala real. Destaca-se o projeto de pesquisa do *Swinden Technology Center (British Steel, 1999)*, que replicou um incêndio à escala real num edifício com estrutura de aço de oito andares, e o incêndio aplicado numa estrutura porticada em aço enformado a frio, desenvolvida por Johnston et al. (2014). Ambos os estudos representaram adequadamente o comportamento real do aço em situação de incêndio.

No geral, embora o comportamento mecânico do aço estrutural e dos parafusos dependa de vários fatores (como o tipo do aço, processo de fabricação, temperatura e duração do aquecimento, taxa de arrefecimento, etc.), a maioria dos estudos indica que não é observada redução de resistência significativa após aquecimento a temperaturas até 500°C.

Apesar da importância do projeto de incêndio de estruturas de aço, os códigos de projeto atuais não definem diretrizes específicas para a determinação da capacidade remanescente dos membros de aço após o evento de incêndio, com exceção de algumas recomendações propostas pelas Normas Britânicas (*British Standards Institution, 2003*).

6.1.1 Processo de avaliação

O processo de avaliação pós-incêndio de uma estrutura metálica deve incluir as seguintes etapas:

- Um exame visual inicial da configuração pós-incêndio da estrutura. Isso deve ser feito antes da remoção de qualquer resíduo do incêndio, ou antes do início da limpeza, pois os resíduos e as condições da superfície podem fornecer pistas importantes quanto à faixa de temperaturas experimentadas;
- Quando o exame visual inicial indica que há potencial para reparar e restaurar as partes afetadas pelo fogo, pode ser realizada uma pesquisa estrutural para fornecer dados quantitativos sobre quaisquer distorções locais de membros e gerais da estrutura;
- Quando o exame visual indica que o material ou componentes de aço podem ter sido sujeitos a aquecimento acima da temperatura limite de cerca de 600°C, deve ser garantida uma avaliação detalhada da potencial perda de resistência do aço. Para aços de resistência normal, quando indicado que ocorreu perda de resistência, o projetista pode utilizar a redução máxima esperada de 10% nos cálculos de avaliação, como referido mais à frente. Para os aços de alta resistência, quando o ensaio de dureza mostrar uma redução da resistência residual, pode optar-se pelo ensaio de tração para estabelecer melhor a extensão dessa redução;
- As ligações devem ser examinadas visualmente quanto à fratura do parafuso ou vestígios de aquecimento significativo, rachaduras na solda e distorção do elemento. Os parafusos devem ser substituídos onde houver indicação de aquecimento significativo;
- Deve ser realizada uma avaliação, usando como entrada os dados recolhidos para quantificar distorções e a resistência remanescente do material. Os resultados da avaliação devem incluir opções de reutilização e uma metodologia de reparação.

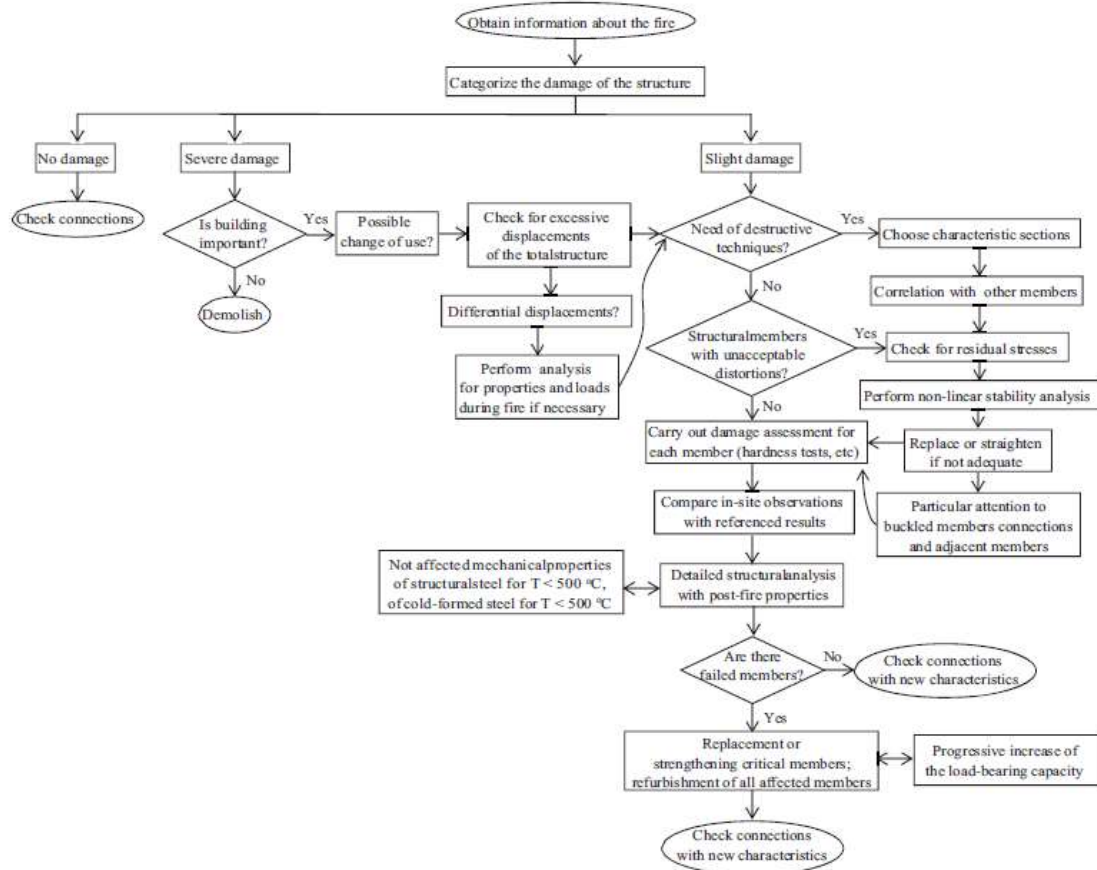


Figura 32 Fluxograma para avaliação da possibilidade da reutilização de estruturas metálicas danificadas pelo fogo (Maraveas, C. et al, 2015)

6.1.2 Inspeção local inicial

Conforme indicado anteriormente, as características do fogo (tais como carga, temperatura, método de arrefecimento, etc.) desempenham um papel substancial na avaliação de uma estrutura após incêndio. Caso não haja dados disponíveis, deve procurar-se identificar efeitos físicos visíveis a partir dos elementos estruturais. São disso exemplos, a primeira fissura de uma janela de vidro (verifica-se a cerca de 150-200°C) ou a sua rutura (cerca de 300°C). Apresenta-se abaixo uma tabela com outros indicadores de referência, conforme apresentada por Maraveas (Maraveas, C. et al, 2015).

Material	Examples	Condition	Temperature (°C)
Polystyrene	Foam insulation; light shades; handles	Softens	50-60
	Curtain hooks; radio containers	Melts and flows	120
Polyethylene	Bags; Film	Shrivels	49
	Bottles; buckets	Softens and melts	66
Vinyl-based paints	Structural steel paint	Melts, flows, bubbles, or burns	120
UHMW/HD	Water and waste pipes	Melts, flows, bubbles, or burns	190
Polyethylene pipe		Surface crazing; deep cracking	290-590
Concrete	Structures	Spalling; powdered; light colored	590-950
		Extensive spalling	950
Lead	Plumbing lead; flashing; storage batteries	Sharp edges rounded or drops formed	300-350
Zinc	Plumbing fixtures; flashing; galvanized surfaces	Drops formed	400
Structural steel	Structures	Coarse, eroded surface	560-660
Aluminum	Small machine parts; brackets; toilet fixtures; cooking utensils	Drops formed	650
Molded glass	Glass block; jars and bottles; tumblers; solid ornaments	Softened or adherent	700-750
		Rounded	750
		Thoroughly flowed	800
Sheet glass	Window glass; plate glass; reinforced glass	Softened or adherent	700-750
		Rounded	800
		Thoroughly flowed	850
Silver	Jewelry; tableware; coins	Drops formed	950
Brass	Door knobs; furniture knobs; locks; lamp fixtures; buckles	Sharp edges rounded or drops formed	900-1,000
Bronze	Window frames; art objects	Sharp edges rounded or drops formed	1,000

Tabela 13 Efeitos físicos da temperatura em vários materiais (Maraveas, C. et al, 2015)

No caso particular do aço estrutural, a mudança de cor ou a alteração da superfície pode estar relacionada com a temperatura atingida. Para temperaturas acima de 650°C, é possível encontrar a superfície áspera e ou rugosa, diferentemente da aparência de laminagem. Assim, é importante recolher evidências antes de qualquer intervenção na superfície dos elementos.

Caso os danos verificados sejam considerados críticos, por exemplo quando surgem deformações permanentes excessivas ou problemas de estabilidade, e se o edifício for de baixa importância, pode optar-se pela demolição. De qualquer forma, deve sempre ser realizada uma extensa pesquisa e classificação dos danos observados. Também pode ser proposta uma alteração à utilização do edifício, logo ao grau de exigência das condições de manutenção deste. Em todo o caso, não é expectável observar movimentos horizontais após os eventos de incêndio, a menos que o sistema estrutural do edifício não tenha sido adequadamente projetado. Nesse caso, sugere-

se uma análise estrutural, considerando também as condições pré-incêndio da estrutura. A remoção de alguns elementos (por exemplo, os mais danificados) pode também ser favorável à capacidade global da estrutura.

Para além da observação visual, geralmente é realizado um relatório detalhado, onde os membros são distinguidos em três categorias de deformação:

- Membros aparentemente não afetados, que inclui membros que apresentam ligeiras deformações que não são facilmente detetadas por observações visuais;
- Membros visivelmente afetados, mas que podem ser reparados por endireitamento térmico, se for economicamente viável;
- Membros severamente afetados, cuja reparação apenas deve ser equacionada em circunstâncias extremas.

A observação de elementos danificados pelo fogo fornece uma grande visão sobre a capacidade da estrutura de resistir ao fogo. A título de exemplo, nas imagens abaixo é possível verificar-se a encurvadura local do banzo inferior e a dobragem da alma numa viga secundária, durante as fases de aquecimento e arrefecimento do teste de estrutura de aço à escala real de Cardington (*Swiden Technology Center*), respetivamente. Estas falhas são atribuídas à rigidez axial das ligações adjacentes, cujos parafusos não parecem estar afetados.



Figura 33 Encurvadura local do banzo inferior e dobragem da alma junto a uma ligação aparafusada (Maraveas, C. et al, 2015)



Figura 34 Deformações localizadas devido à rigidez axial das ligações adjacentes (Maraveas, C. et al, 2015)

Outra falha comum, associada ao desenvolvimento de tensão durante a fase de arrefecimento é atribuída à rotura por tensão de corte dos parafusos nas juntas das chapas de ligação.

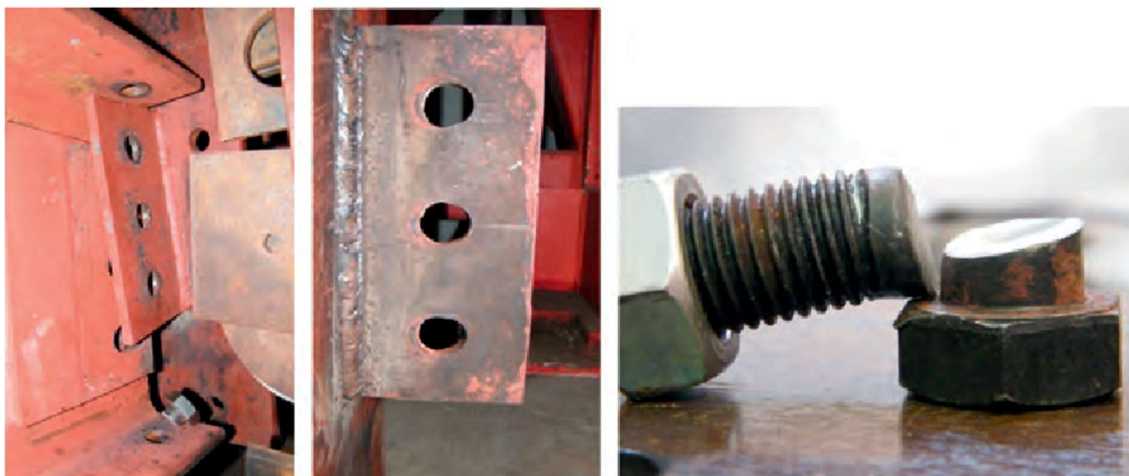


Figura 35 Da esquerda para a direita: Falha de ligação aparafusada; deformação da chapa de ligação; rotura de parafuso por corte (Yang, B. et al, 2013)

Os exemplos indicados reforçam a ideia de que danos localizados de elementos chave podem ser críticos para a estabilidade global de uma estrutura, pelo que o inspetor deve ser particularmente sensível na análise destes danos.

6.1.3 Inspeção local detalhada

Após as verificações preliminares, deve examinar-se elemento a elemento os membros afetados. Para isso, várias técnicas podem ser utilizadas, recorrendo a

métodos destrutivos ou não-destrutivos. Para evitar múltiplos testes, os resultados verificados podem ser correlacionados em membros com características semelhantes. Alguns dos métodos de inspeção disponíveis serão descritos com maior detalhe no subcapítulo 6.2.

Como foi referido anteriormente, deve ser dada atenção especial às ligações aparafusadas próximas aos membros deformados, quando é evidente que os membros sofreram forças axiais além da tensão de cedência, provavelmente durante a fase de aquecimento e arrefecimento. É importante mencionar que as ligações aparafusadas momento-resistentes não são projetadas para suportar altas forças axiais transferidas pelas vigas. Portanto, quanto mais rígida é a ligação que resiste às forças axiais, mais vulnerável é a ligação.

A inspeção local detalhada, por norma, deve começar com um exame visual, para identificar áreas de interesse que requerem uma avaliação aprofundada. Devem ser verificados os materiais circundantes e os detritos do fogo, pois estes podem fornecer alguma indicação da faixa de temperatura provável a que o aço foi submetido. O estado do revestimento do aço ou da proteção contra incêndio também podem fornecer indicadores importantes.

Deve fazer-se também um levantamento estrutural, com registo da posição geométrica e forma de barras e elementos de ligação. Tecnologias emergentes como a digitalização a laser 3D (*laser scanning*) permitem a captura e avaliação rápida de distorções induzidas pelo fogo e comparação com tolerâncias geométricas admissíveis.

Pode ainda recorrer-se a ensaios destrutivos, tais como ensaios de tração. As secções de material das áreas afetadas pelo calor podem ser cortadas e testadas como provetes planos para ensaio à tração, o que fornecerá uma indicação confiável da tensão de cedência e da resistência à tração final.

6.1.4 Estudo de gabinete

A próxima fase do processo de avaliação é a análise dos resultados. É essencial uma análise de estabilidade para deformações globais ou locais extremas. É fundamental estabelecer uma correlação precisa dos resultados com a literatura correspondente. O engenheiro deve ser capaz de, a partir da informação disponível da estrutura danificada, estabelecer uma aproximação da capacidade remanescente da estrutura. Para isso poderão ser adotadas as fórmulas apresentadas por Maraveas (Maraveas, C. et al 2015), conforme indicadas mais à frente.

6.2 MÉTODOS DE INSPEÇÃO

6.2.1 Ensaios não destrutivos

Os métodos de ensaio não destrutivos devem ser sempre considerados antes de ponderar a utilização de métodos de ensaio destrutivos.

Cada método de ensaio não destrutivo tem limites no que toca à sua aplicação e ao nível de precisão, devido a diferentes condições de teste. O nível de precisão dos métodos de ensaios não destrutivos depende, essencialmente, de:

- Procedimento de avaliação escolhido;
- Materiais avaliados;
- Qualificação do pessoal (a formação é essencial para a análise das medições);
- Qualidade do equipamento utilizado e sua calibração;
- Posição do dano presumido e o ambiente em que o procedimento é executado;
- Critérios de aceitação aplicados.

De seguida serão enumerados de forma não exaustiva os principais ensaios não destrutivos disponíveis. Outros ensaios podem ser encontrados na bibliografia.

6.2.1.1 Inspeção Visual

As técnicas de inspeção visual são muito utilizadas como ferramenta de diagnóstico, por permitirem aferir o estado de conservação da estrutura, identificar zonas inacessíveis ou componentes que necessitam de uma inspeção mais detalhada.

Durante as inspeções visuais, todos os desvios, defeitos e falhas devem ser identificados e documentados. Contudo, o diagnóstico de uma estrutura não pode basear-se apenas numa análise visual. Por forma a conferir um carácter fidedigno à avaliação, deve conjugar-se a análise visual com métodos auxiliares, como a realização de ensaios.

Para a realização de uma inspeção visual, devem ser previstas algumas ferramentas, tais como:

- Equipamentos de proteção, como calçado de segurança, capacetes, luvas e arnês;
- Equipamento de sinalização, como coletes refletivos;
- Equipamento de medição, como fita métrica, régua de fendas, craveira, fio-de-prumo e medidor de distâncias laser;
- Equipamento ótico, como binóculos, lanternas e câmaras fotográficas;
- Equipamento auxiliar, como escadas, escovas de arame, trincha e martelo.

A inspeção visual, apesar de imprescindível, não é suficiente, pois não permite avaliar as anomalias em profundidade, correspondendo sempre a uma análise qualitativa em

que a gravidade das anomalias é avaliada de forma empírica e os critérios de análise variam para cada equipa de inspeção.

6.2.1.2 Partículas magnéticas (Magnetoscopia)

A magnetoscopia é um ensaio não destrutivo que permite a deteção de descontinuidades superficiais e sub-superficiais nos materiais ferromagnéticos. A inspeção por partículas magnéticas procede à magnetização de seções transversais tornando-as materiais eletricamente condutores. Para visualização do campo magnético, aplicam-se pequenas partículas de ferro fosforescentes. As partículas são atraídas por descontinuidades no campo magnético, o que permite identificar a existência de fissuras. A utilização de luz ultravioleta (UV) permite visualizar o alinhamento do campo magnético.

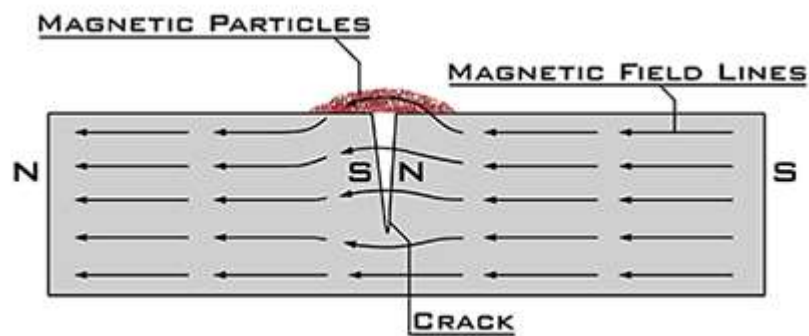


Figura 36 Princípio de funcionamento do ensaio por partículas magnéticas (www.nationalboard.org)

Este método de inspeção pode ser usado na deteção de fissuras superficiais apenas em materiais ferromagnéticos. Fissuras em materiais não magnéticos ou em elementos mistos não podem ser detetadas.

O método tem uma alta precisão, permitindo detetar fissuras superficiais muito pequenas, com uma espessura de 0,2 μm e comprimento de 0,5 – 2 mm com a utilização de amostras de referência, segundo a EN ISO 9934-2, Ensaio não destrutivo – Teste de partículas magnéticas. Alguns equipamentos podem detetar fissuras abaixo da camada superficial, desde que a espessura seja inferior a 40 μm .



Figura 37 Ensaio de magnetoscopia (www.cecontrol.it)

As principais vantagens deste método são a facilidade de formação de pessoal, o gasto de material relativamente baixo e a obtenção de resultados exatos para pequenas áreas localizadas. Por outro lado, como principais desvantagens destaca-se que o ensaio não deve ser aplicado durante a exposição direta ao sol, não é utilizável para materiais não ferromagnéticos, além de que a superfície deve ser protegida após o ensaio.



Figura 38 Detecção de fissura através do ensaio de partículas magnéticas (CEN / TC 250, 2008).

6.2.1.3 Líquidos penetrantes

O líquido penetrante é aplicado na superfície do material e absorvido por capilaridade revelando, após algum tempo, as fendas existentes. Permite a identificação de fissuras à superfície.

Este método permite detetar fissuras de fadiga em membros estruturais constituídos também por materiais não magnéticos. A superfície é limpa sendo posteriormente aplicado um revelador que identifica os locais onde o corante penetrou. O corante precisa de cerca de 30 minutos para se desenvolver. O ensaio encontra-se definido na norma EN 571 - Ensaio não destrutivo – Ensaio de penetração, 1997.

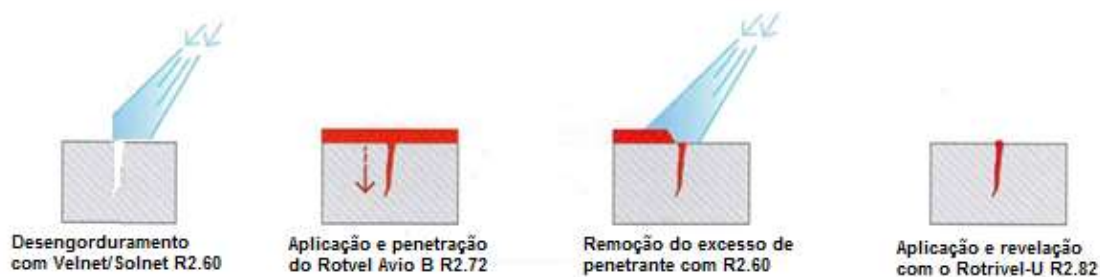


Figura 39 Princípio de funcionamento do ensaio de líquido penetrante (end.pt)

O método tem uma alta precisão, permitindo identificar fissuras superficiais muito pequenas com uma profundidade mínima de 3 vezes a rugosidade da superfície. A execução é de fácil aplicação no local e o custo de material é baixo. No entanto, o

método não é aplicável para danos em profundidade. A superfície deve ser limpa e protegida após a avaliação.

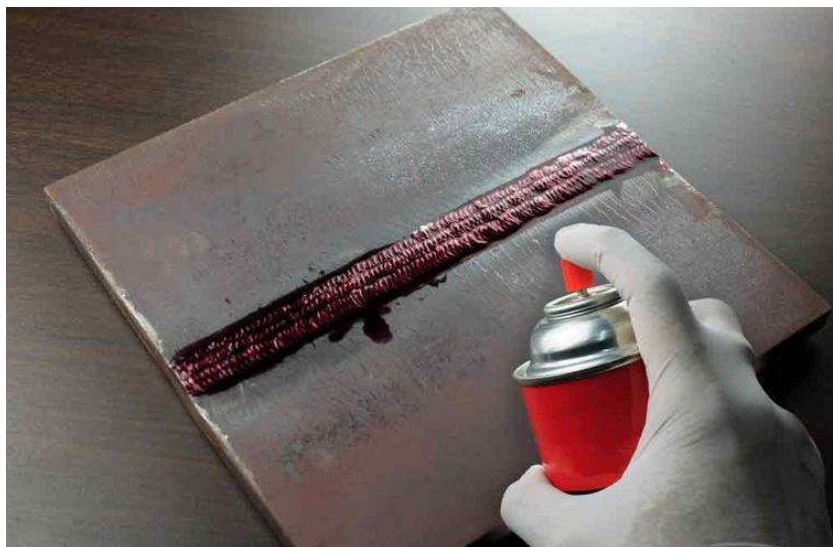


Figura 40 Aplicação do líquido penetrante (applus.com)



Figura 41 Exemplo de fissura revelada após ensaio de líquido penetrante (penflex.com)

6.2.1.4 Radiografia

No ensaio de inspeção radiográfica o elemento de aço é irradiado com raios gama e, após penetração, os defeitos são apresentados como imagens acinzentadas num filme ou imagem do elemento. Permite a identificação de fissuras à superfície e internas.

A fonte radiográfica é colocada num dos lados do elemento, enquanto o filme radiossensível, detetor ou unidade de armazenamento digital, é colocado do outro lado da seção transversal inspecionada.

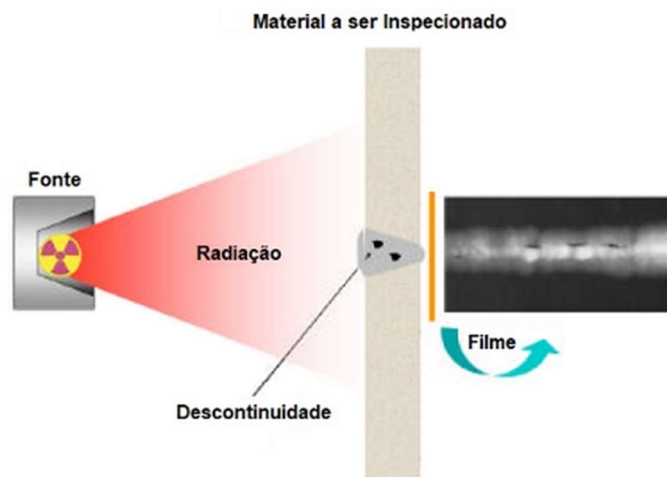


Figura 42 Princípio de funcionamento da inspeção radiográfica (infosolda.com.br)

A inspeção radiográfica ou de raios gama é o único método com viabilidade validada em ensaios de laboratório e *in situ* para deteção de falhas internas ou de fissuras em elementos mistos. Este método está definido na EN 435 - Ensaios não destrutivos de soldas – Ensaios radiográficos de juntas soldadas, 2002.

O ensaio depende significativamente da característica e da idade de semivida da fonte radioativa, da formação do pessoal, das características dos materiais e da espessura do elemento. A análise usando processamento avançado de dados de imagem aumenta a precisão dos resultados. A aplicação no local é possível usando fonte de radiação leve de irídio e filme de radiação tradicional. A detetabilidade pode ser aumentada carregando a estrutura para abrir as fissuras.

Como principais vantagens deste método, refere-se o facto de ser aplicável para danos em profundidade, as fissuras detetadas podem ser avaliadas em filmes ou películas digitais, além de que não requer a remoção da pintura e da proteção contra corrosão. O método possui também algumas desvantagens. Em primeiro lugar, apenas profissionais especializados podem trabalhar com fontes de radiação. É também necessário o acesso a ambos os lados do elemento inspeccionado. Os filmes devem ser revelados num laboratório móvel no local, com toda a logística que isso implica. Por fim, a fonte está a envelhecer e, portanto, maior é o tempo de radiação, já que este é maior para fontes antigas.

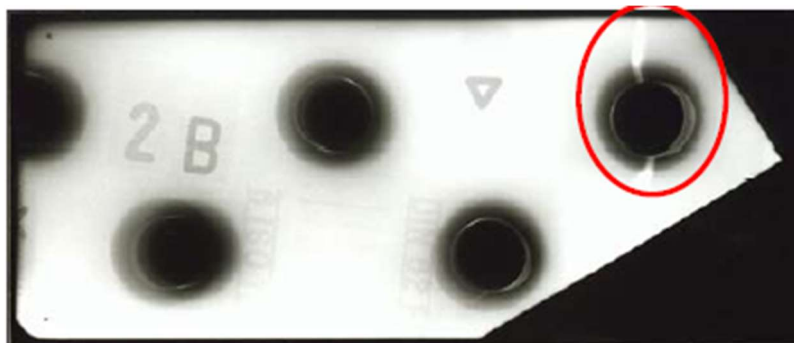


Figura 43 Deteção de fissura através de inspeção radiográfica (CEN / TC 250, 2008).

6.2.1.5 Ultrassom

A inspeção por ultrassons consiste na emissão de sons de elevada frequência que atravessam o material sendo refletidos nas descontinuidades ou superfície do material. Permite a deteção de descontinuidades e a sua localização em profundidade, bem como a medição da espessura do material.

Um sinal ultrassónico propaga-se com um tempo de propagação característico da onda (velocidade), que é diferente em cada material. A face posterior de um elemento ou um dano no seu interior reflete o sinal. Heterogeneidades, fissuras ou falhas no interior dos materiais podem ser detetadas.

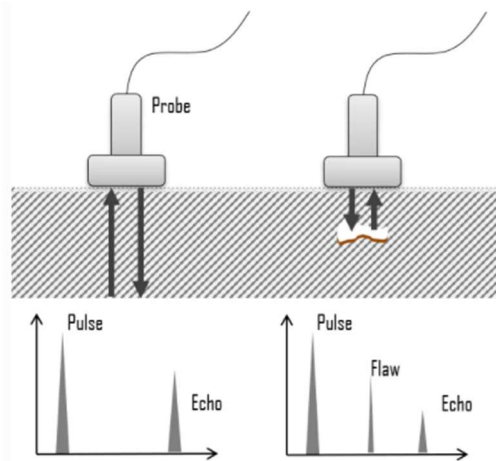


Figura 44 Princípio de funcionamento da inspeção por ultrassom (www.nuclear-power.com)

A velocidade característica deve ser calibrada, com um elemento da estrutura que seja acessível de ambos os lados. Por meio da velocidade calibrada e do tempo de propagação pode, por exemplo, determinar-se a espessura restante de um membro corroído.

O método possui alta precisão em material homogéneo para detetar falhas perpendiculares à superfície e a profundidade dessas falhas. Com a calibração da velocidade de propagação da onda do material inspecionado, a espessura também pode ser avaliada. A profundidade de uma fissura pode ser avaliada enviando sinais de ultrassom sob um determinado ângulo.

A superfície deve ser preparada, para obter um bom efeito de acoplamento. Após calibração, o membro avaliado só precisa ser acessível de um lado. O custo do ensaio é bastante acessível. Os resultados obtidos são exatos e imediatos para um ponto de medição único.

O método não é aplicável para aço forjado devido à sua textura em camadas. Elementos mistos também não podem ser avaliados por este método devido a múltiplas reflexões em cada interface de superfície.



Figura 45 Inspeção ultrassónica em elemento de estrutura metálica (mtransportationresearch.org)

6.2.1.6 Correntes parasitas ou *eddy current*

Este método baseia-se nos princípios da indução eletromagnética. Os defeitos são identificados quando as correntes elétricas induzidas são distorcidas. Permite a deteção de fissuras nas furações após a remoção de rebites e em elementos com fraca espessura; permite também a medição da espessura das camadas do revestimento.

A técnica de correntes parasitas é baseada na excitação de uma bobine por uma corrente alternada, o que gera um campo magnético. Este campo é perpendicular à superfície da amostra, denominado campo indutor ou campo primário. Quando a bobine é colocada na proximidade da superfície do material condutor elétrico, o campo indutor introduz correntes elétricas na superfície e no interior da amostra, chamadas correntes parasitas, ou *eddy current* em inglês.

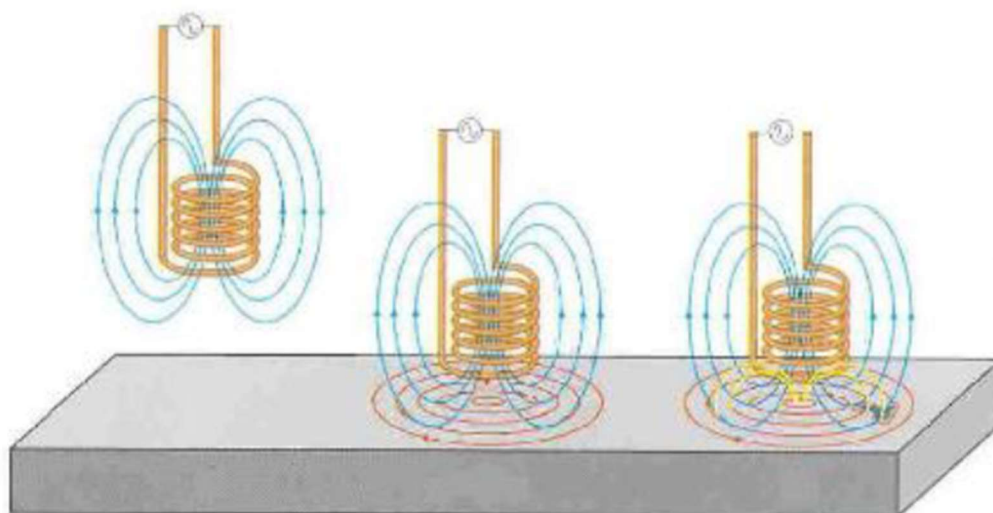


Figura 46 Princípio de funcionamento do ensaio de correntes parasitas (Marques, M., 2017)

A inspeção por correntes parasitas é um método indicado para deteção de defeitos superficiais e em profundidade. Por interromperem a passagem da corrente parasita enfraquecendo a sua intensidade, os defeitos, tais como fissuras, são facilmente detetados.

Os detalhes soldados podem ser avaliados pelas correntes parasitas de acordo com a norma EN 1711 - Avaliação não destrutiva de soldas - Exame de correntes parasitas de soldas por análise de plano complexo.

6.2.1.7 Emissão acústica

A emissão acústica (EA) é uma técnica de ensaio não destrutivo (END) que permite detetar diversas anomalias, tais como a deformação do material, fissuras em chapas sobrepostas e fissuras ativas em propagação. Para tal, são instalados sensores na estrutura, que captam informações das ondas mecânicas elásticas geradas quando uma irregularidade surge ou se propaga no material. As informações são então processadas por um *software* de EA, gerando indicadores sobre o tipo de anomalia e a sua localização, possibilitando com isso o uso pontual de outras técnicas de inspeção e de ENDs para avaliar a estrutura.

As principais vantagens da EA em relação às outras técnicas de ENDs são a capacidade de inspecionar a estrutura na sua totalidade, a possibilidade de monitoramento contínuo em serviço, a execução relativamente rápida e a intrusão mínima no processo.

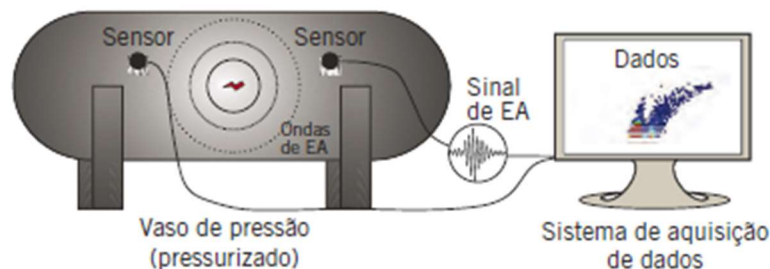


Figura 47 Princípio de funcionamento do ensaio de emissão acústica (Filippin, C. et al, 2017)

6.2.1.8 Ensaio de dureza Vickers

A dureza é, por definição, a resistência do material à deformação plástica por aplicação de carga. Trata-se, assim, de uma propriedade intrínseca do material expressa em função da gama de cargas aplicadas no ensaio, resultando em designações como nano-dureza, dureza ou macro-dureza.

A técnica de avaliação de dureza consiste em pressionar um corpo teste, designado indentador (ou penetrador), no material em ensaio aplicando uma determinada força. A geometria e o material do indentador dita o tipo de dureza avaliada.

Por norma, este ensaio utiliza um indentador de diamante equipado com uma haste vibratória que pressiona a superfície do aço a uma carga fixa e mede a dureza aplicando vibrações ultrassónicas e analisando o seu efeito de amortecimento.

Quando a haste de vibração é aplicada a um aço de superfície macia com qualidades idênticas e com uma força fixa, a haste faz um entalhe profundo e fica travada na ranhura. Devido a isso, a frequência de ressonância aumenta. Por outro lado, a haste não fica travada quando é usada em aço duro, e a frequência de ressonância diminui. A dureza do aço pode ser calculada usando a correlação entre este desvio e a dureza testada.

Supõe-se que haja uma relação entre a resistência à tração e a dureza, pelo que a resistência à tração pode ser expressa pela seguinte equação usando o número de dureza Vickers:

$$T_s = 2,5H_v + 100$$

Onde, H_v é o número de dureza de Vickers e T_s é a resistência à tração (N/mm²).



Figura 48 Ensaio para determinação da dureza (Fujita et al., 2014)

6.2.1.9 Espectrometria de emissão ótica

No processo de fabricação do aço é frequente a utilização de um espectómetro de emissão ótica sobre amostras, por forma a avaliar e ajustar a composição química. De igual forma, é possível a utilização de um espectómetro portátil para avaliar estruturas de aço *in situ*. É aplicada uma descarga elétrica no material a ser inspecionado. Com esta descarga elétrica, as moléculas, átomos e partículas, altamente excitados transmitem a partir do elemento uma emissão de energia com espectro de cores particular. Desta forma, é possível determinar a composição exata da amostra analisada. Permite ainda avaliar parâmetros tais como o carbono equivalente (C_{eq}) e a soldabilidade.

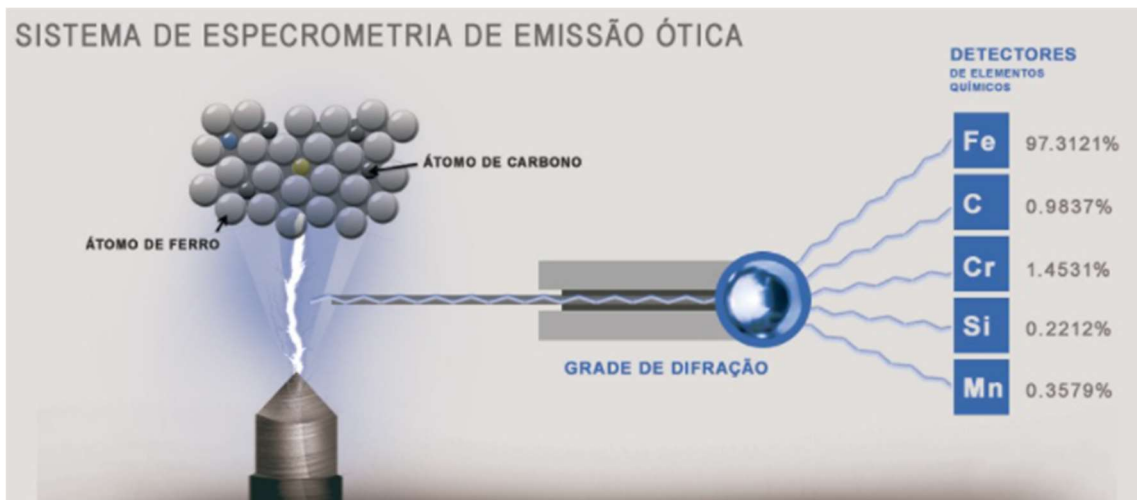


Figura 49 Princípio de funcionamento do ensaio de espectrometria por emissão ótica (aco.com.br)



Figura 50 Utilização de um espectrômetro portátil de emissão ótica (Fujita et al., 2014)

6.3 PROPRIEDADES PÓS-INCÊNDIO

6.3.1 Formulação da microestrutura

Para compreender as propriedades pós-incêndio, é essencial examinar as propriedades metalúrgicas do aço. A maioria das microestruturas de aço é formada pela transformação da austenite durante a fase de arrefecimento. A forma como a austenite se decompõe em outras microestruturas (por exemplo, perlite, martensite, ferrite, etc.), é considerada necessária para a compreensão completa do tratamento térmico do aço. O produto final, ou a estrutura final, é muito influenciado pela temperatura na qual ocorre a transformação, que por sua vez é influenciada pela taxa de arrefecimento. Além disso, a ciência dos materiais estabelece que a composição do aço (especialmente o teor de carbono) é particularmente crucial para a termodinâmica e a cinética das transformações de fase.

A figura abaixo demonstra os diagramas isotérmicos de transformação tempo-temperatura para três tipos diferentes de aço: aço hipoeutetóide (menos de 0,8% de carbono), aço eutetóide (0,8% de carbono) e aço-liga.

Em primeiro lugar, o aço é mantido a temperaturas elevadas, superiores à temperatura eutética ($A_1 = 727^\circ\text{C}$), onde se inicia a transformação para austenite.

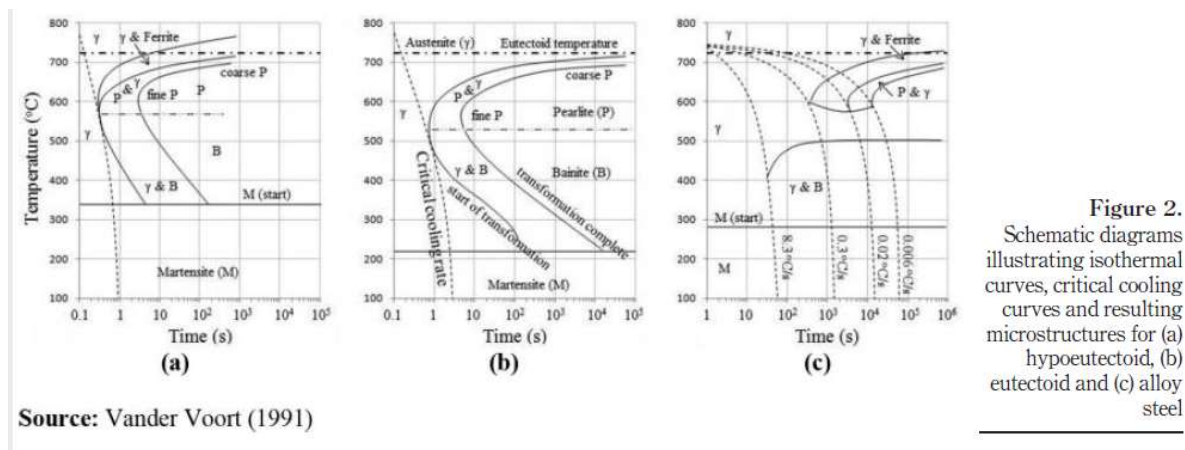


Figura 51 Diagramas isotérmicos de transformação tempo-temperatura para diferentes tipos de aço (Maraveas C. et al, 2015)

O curso da transformação pode ser concluído de forma isotérmica (temperatura constante) ou de arrefecimento contínuo. Se a austenite é arrefecida inalterada até uma temperatura relativamente baixa, M (*start*), a transformação parcial ocorre instantaneamente, produzindo martensite. Esta formação constitui a máxima dureza que pode ser obtida, podendo ocorrer por arrefecimento em água ou gelo.

Em contraste, se a austenite se decompõe em temperaturas mais altas que M (*start*), o produto final pode ser bainite, perlite ou ferrite com dureza alta, média ou baixa, respetivamente. Isso também pode ser formulado por meio de métodos de arrefecimento mais lentos, como arrefecimento ao ar ou arrefecimento no forno. Na maioria dos aços carbono simples, a bainite não se forma no arrefecimento contínuo porque a austenite já se transformou em ferrite e perlite. O arrefecimento no forno é geralmente aplicado para produzir amolecimento (por exemplo, recozimento). [O recozimento é um tratamento térmico que tem por finalidade eliminar a dureza de uma peça temperada ou normalizar materiais com tensões internas resultantes do forjamento, da laminação, da trefilação, *wikipedia*]

Além da identificação da fase de transformação, as características microestruturais levam ao entendimento das possíveis condições durante e após o evento de incêndio, como a esferoidização do carboneto de ferro e a mudança no tamanho ou morfologia do grão.

6.3.2 Método de arrefecimento

Os efeitos do aquecimento e arrefecimento são considerados semelhantes às técnicas de têmpera e recozimento durante a fabricação do aço. Um método de arrefecimento instantâneo, por exemplo o arrefecimento em água, origina determinadas alterações

microestruturais, como indicado acima, o que pode aumentar significativamente as propriedades pós-fogo do aço.

Com recurso a ensaios de tração, verifica-se que a forma da curva tensão-deformação de amostras de aço expostas ao fogo, após arrefecimento ao ar ou no forno, é semelhante à curva obtida para o aço não exposto ao fogo, desde que não haja alteração significativa nas extensões.

Para o aço arrefecido em água, o patamar de cedência desaparece, ou seja, diminui a ductilidade, no entanto aumenta significativamente a resistência.

6.3.3 Duração do aquecimento e temperatura máxima

Relativamente à duração do aquecimento, para um longo período de tempo de aquecimento, a temperatura no interior de uma amostra de aço é uniformemente distribuída. Consequentemente, com o aumento do tempo de exposição ao fogo, as propriedades mecânicas do aço estrutural não são significativamente afetadas. Este facto é confirmado por vários resultados experimentais.

Por outro lado, a temperatura máxima atingida durante o aquecimento afeta significativamente o comportamento pós-fogo. Por exemplo, a temperatura de têmpera dos parafusos é referida como uma variável chave, acima da qual começa a redução da resistência residual (tensão de rotura). Porém, a superação da temperatura de austenização (aproximadamente 700°C) e a subsequente têmpera demonstra um aumento da resistência do material, embora a rotura ocorra em valores de deformação mais baixos do que antes da têmpera.

Por fim, o aquecimento repetido demonstra efeitos insignificantes nas propriedades pós-fogo, quando são seguidos os mesmos procedimentos de aquecimento e arrefecimento.

6.3.4 Carregamento simultâneo

Membros restritos axialmente geram forças axiais superiores durante o carregamento térmico. Isso pode afetar quer o comportamento do elemento estrutural, quer das ligações aparafusadas, levando à redução de certas propriedades mecânicas em temperaturas elevadas. A perda do pré-esforço dos parafusos é considerada um exemplo característico (Lou et al., 2015).

O aquecimento a temperaturas inferiores a 300°C produz uma expansão térmica reversível, de forma que o parafuso recupera a sua tensão de pré-esforço perdida. Contrariamente, ao aquecer a temperaturas acima de 300°C, a rápida degradação das propriedades mecânicas em combinação com a força de pré-esforço provoca deformações plásticas permanentes. Neste último cenário, o pré-esforço é eliminado após o evento de incêndio.

6.3.5 Processo de fabrico

O processo de fabrico condiciona a tensão de cedência e a tensão de rotura. Os aços “trabalhados a frio” apresentam uma grande redução na resistência com o aumento da temperatura, por comparação com os aços “laminados a quente”.

Aços “trabalhados a frio” e aços estruturais tratados termicamente perdem a resistência mais rapidamente acima dos 450°C (Smith et al., 1981).

Em resumo, para qualquer liga de aço, com uma determinada composição, diferentes tipos de tratamento térmico resultarão em diferentes microestruturas que, por sua vez, podem alterar as propriedades mecânicas do aço significativamente.

6.3.6 Determinação analítica das propriedades pós-incêndio do aço

No seguimento do exposto acima, é óbvio que existem várias incertezas na avaliação das propriedades mecânicas residuais das estruturas de aço danificadas com base nas suas microestruturas.

Outra forma de determinar as propriedades pós-fogo pode ser por meio de simulação de incêndio. Muitos testes foram realizados em chapas de aço após aquecimento, através de forno elétrico e tratamento de arrefecimento.

Com base em resultados de vários estudos, e em curvas tensão-deformação disponíveis, Maraveas (Maraveas, C. et al. 2015), propôs fórmulas para a determinação da capacidade residual de diferentes tipos de aço.

Foram considerados três tipos principais de aço estrutural, com base no seu processo de fabrico: aço laminado a quente, aço tratado termicamente e aço enformado a frio.

Os rácios experimentais considerados são $f_y T / f_y$, $f_u T / f_u$ e $E_s T / E_s$, onde f_y , f_u e E_s são a tensão de cedência, a resistência última (tensão de rotura) e o módulo de elasticidade, respetivamente, antes da exposição ao fogo. Os termos com o subscrito T são os valores correspondentes, variáveis em função da temperatura atingida.

Fatores residuais do aço carbono:

$$\frac{f_y T}{f_y} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.504 - T/1200 & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.748 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}, \quad \frac{f_u T}{f_u} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.208 - \frac{T}{2900} & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.896 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\frac{E_s T}{E_s} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.431 - T/1400 & T > 600^\circ\text{C} \end{cases}$$

Tensão de cedência residual e resistência última do aço de alta resistência, do aço liga e do aço inoxidável:

$$\frac{f_y T}{f_y} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.756 - T/800, & 600^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \\ 0.748 & T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases}, \quad \frac{f_u T}{f_u} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.655 - T/920 & 600^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \\ 0.782 & T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases}$$

Fatores residuais para o aço tratado termicamente:

$$\frac{f_y T}{f_y} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 2.258 - T/480, & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.371 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}, \quad \frac{f_u T}{f_u} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 2.0 - T/600, & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.500 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\frac{E_s T}{E_s} = \begin{cases} 1 & T \leq 600^\circ\text{C} \\ 1.702 - T/850 & 600^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.649 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}$$

Fatores residuais para o aço enformado a frio:

$$\frac{f_y T}{f_y} = \begin{cases} 1 & T \leq 500^\circ\text{C} \\ 0.65 * \left(\frac{500}{T}\right)^{10} + 0.35, & T > 500^\circ\text{C} \end{cases}, \quad \frac{f_u T}{f_u} = \begin{cases} 1 & T \leq 500^\circ\text{C} \\ 0.55 * \left(\frac{500}{T}\right)^{10} + 0.45 & T > 500^\circ\text{C} \end{cases}$$

Pode assim concluir-se que o comportamento pós-fogo do aço estrutural não é significativamente influenciado após a exposição a temperaturas até 500°C. A resistência última (tensão de rotura) do aço carbono é superior a 90% da inicial, para temperaturas acima de 900°C. Nenhuma das propriedades do aço laminado a quente é reduzida em mais de 25%. O Apêndice B das Normas Britânicas 5950-8 recomenda a reutilização dos tipos de aço S235 e S275, após uma redução de 10% da resistência inicial.

Por outro lado, para a classe de aço S355 (alta resistência), pelo menos 75% da resistência é recuperada no arrefecimento de temperaturas acima de 600°C. Verifica-se ainda que para os aços tratados termicamente e os aços enformados a frio a deterioração da capacidade é mais significativa, onde os fatores residuais podem descer até aos 35% dos valores iniciais.

6.3.7 Determinação analítica das propriedades pós-incêndio de parafusos de alta resistência

O mesmo procedimento foi seguido para a capacidade residual dos parafusos de alta resistência após as condições de aquecimento e arrefecimento, nomeadamente para determinação dos fatores residuais da tensão de cedência, $\frac{f_y T}{f_y}$, da tensão de rotura, $\frac{f_u T}{f_u}$, do módulo de elasticidade, $\frac{E_s T}{E_s}$, e da tensão de corte, ST/S .

Diferentes tipos de parafusos (por exemplo, classe 8.8 e 10.9) demonstram comportamento semelhante após o evento de fogo. Verifica-se também a melhoria

das propriedades mecânicas para os parafusos arrefecidos em água. As fórmulas apresentadas dizem respeito aos resultados experimentais do arrefecimento ao ar, ou seja, o pior cenário. As equações propostas indicam que as propriedades pós-fogo permanecem inalteradas para temperaturas de até 400°C, enquanto as propriedades mecânicas se deterioram de 25% a 55% das iniciais para temperaturas até 900°C.

Fatores residuais de parafusos de alta resistência:

$$\frac{f_y T}{f_y} = \begin{cases} 1 & T \leq 400^\circ\text{C} \\ 1.56 - T/710 & 400^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.30 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}, \frac{f_u T}{f_u} = \begin{cases} 1 & T \leq 400^\circ\text{C} \\ 1.48 - T/830 & 400^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.40 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}, \frac{E_s T}{E_s} = \begin{cases} 1 - T/2000 & T \leq 400^\circ\text{C} \\ 1.24 - T/910 & 400^\circ\text{C} < T < 900^\circ\text{C} \\ 0.25 & T \geq 900^\circ\text{C} \end{cases}$$

$$\frac{S_T}{S} = \begin{cases} 1 & T \leq 400^\circ\text{C} \\ 1.45 - T/890 & 400^\circ\text{C} < T < 800^\circ\text{C} \\ 0.55 & T \geq 800^\circ\text{C} \end{cases}$$

7 REUTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS ATINGIDAS PELO FOGO

7.1 CONSEQUÊNCIAS DO CARREGAMENTO DE FOGO

Todos os materiais de construção enfraquecem com o aumento da temperatura e sofrem variados tipos de danos visíveis ou ocultos.

A avaliação dos danos causados pelo fogo e a subsequente reintegração da estrutura deve ser realizada através de um processo de avaliação bem definido. Devem ser usados métodos de análise previamente estabelecidos, além disso, deve também ser compreendida a forma como as propriedades do material são afetadas pela temperatura, bem como o comportamento da estrutura devido às mudanças físicas impostas pelo carregamento de fogo.

Relativamente às estruturas de aço, as principais consequências do carregamento de fogo podem incluir:

- Redução da resistência do material, que pode levar a uma possível deformação e falha sob carga imposta;
- Fragilização do material devido ao arrefecimento rápido, provocado pelos esforços de supressão do incêndio;
- Expansão do aço, que pode originar deformação e aumento das tensões, dependendo do grau de restrição imposto pelo sistema estrutural;
- Enfraquecimento ou falha de elementos de ligação, como parafusos e soldas;
- Destruição de revestimentos de proteção contra incêndio;
- Colapso progressivo da estrutura devido à falha localizada dos principais elementos estruturais.

Em comparação com outros materiais de construção que podem requerer a substituição completa ou mesmo a demolição do edifício, o aço é um material extremamente funcional no que diz respeito à identificação de danos e capacidade de reparação e reintegração de uma forma eficaz em termos de custos e tempo.

7.2 COMPORTAMENTO DO AÇO SOB TEMPERATURA ELEVADA

Conforme já foi referido, o aço enfraquece com o aumento da temperatura. A perda de resistência do aço começa em temperaturas de cerca de 300°C e aumenta rapidamente após os 400°C. A 550°C o aço mantém cerca de 60% da sua tensão de cedência à temperatura ambiente. Para temperaturas abaixo de cerca de 600°C, se o aço for arrefecido, é retomada a sua resistência, rigidez e ductilidade originais.

Em temperaturas acima de aproximadamente 600°C, o aço estrutural pode sofrer alguma deterioração nas propriedades residuais após o arrefecimento. Para o aço estrutural normal (tensão de cedência de 250 a 275MPa), seja qual for a temperatura

do fogo, a redução na tensão de cedência e na resistência à tração, após o arrefecimento, nunca será superior a 10% dos seus valores originais. Assim, onde se pode considerar que os elementos de aço serão utilizados a menos de 90% da sua capacidade de carga máxima, não deve ser considerada necessária a sua substituição, desde que outras características de desempenho não tenham sido comprometidas, tal como a linearidade.

Relativamente aos aços de alta resistência (tensão de cedência em torno de 350MPa), a capacidade aumentada é conseguida devido à incorporação de elementos de liga, como vanádio e o nióbio. Em temperaturas altas, esses elementos tendem a precipitar para fora da matriz, criando uma redistribuição na composição do aço. Desta forma, os aços de maior resistência têm uma redução proporcionalmente maior na tensão de cedência e na resistência à tração do que os aços estruturais de classe normal.

7.3 COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES SOB CARGA DE FOGO

Os elementos de ligação, como parafusos e soldas, também podem sofrer uma redução na capacidade devido aos efeitos do calor do carregamento de fogo. Os parafusos, principalmente os de alta resistência, são tratados termicamente durante o processo de fabricação, pelo que as temperaturas elevadas podem resultar num grau de têmpera e redução da resistência. Por exemplo, os parafusos da classe 8.8, que são tratados termicamente durante a fabricação, apresentam resistência residual de 80% a 60% após atingirem temperaturas de 600 a 800°C, respetivamente.

Várias especificações internacionais e documentos de orientação sugerem a substituição de todos os parafusos em áreas que foram avaliadas como tendo sofrido temperaturas significativas durante o evento de incêndio ou onde os parafusos mostram qualquer sinal de terem sido aquecidos (tinta empolada, superfície lisa com coloração cinza). Os incêndios também podem causar distorção e cedência em parafusos e ligações devido à expansão e contração térmica. As verificações devem sempre ser realizadas para determinar se isso originou rachaduras na solda, rotura por tensão de corte do parafuso, ou outro tipo de patologias.

Na maioria dos casos, verifica-se distorção nos membros da estrutura, sem que se verifique distorção da ligação, especialmente em estruturas de aço leve, como treliças de cobertura. Os efeitos dessas distorções, quer de expansão, quer de contração dos membros mais rígidos induz forças axiais, tornando a ligação mais vulnerável.

Os parafusos de alta resistência devem ser substituídos quando sujeitos a temperaturas superiores a 400°C durante o evento de incêndio. Em caso de incertezas são recomendados testes de dureza. Por sua vez, as Normas Britânicas recomendam a substituição dos parafusos nas ligações principais de forma preventiva quando a pintura for queimada, enquanto a substituição deve ser integral “após aquecimento a temperaturas superiores a 500°C”.

7.4 COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO ENFORMADO A FRIO

Os membros estruturais de aço enformado a frio de espessura fina têm uma alta proporção de área de superfície exposta para volume, elevada massividade, pelo que a metodologia de projeto atual consiste em proteger estes elementos por barreiras resistentes ao fogo, quando essa resistência é obrigatória.

Os enformados a frio são frequentemente usados na construção de paredes, protegidos por placas de gesso ou semelhantes. Nestes casos, é provável que os membros da parede sejam submetidos a carga de fogo de um lado, resultando numa distribuição de temperatura não uniforme em todo o membro. Isso pode levar a um arqueamento térmico, encurvadura local e distorção, que geralmente requer substituição.



Figura 52 Distorção local e arqueamento térmico em perfis enformados a frio (www.steel.org.au)

7.5 DISTORÇÃO DO AÇO SOB CARGA DE FOGO

Os elementos em aço sofrem distorção sob ação de uma carga de fogo devido a alguns fatores, nomeadamente:

- A redução da tensão de cedência do aço devido à temperatura elevada faz com que os membros cedam sob as cargas atuantes normais;

- A dilatação térmica do aço resulta na deformação dos elementos ligados ou, para sistemas estruturais redundantes, resulta em tensões internas que podem exceder a tensão de cedência (potencialmente reduzida) do material;
- Elementos, tais como sistemas de lajes mistas (aço-betão), têm materiais constituintes que se comportam de maneira diferente sob carga de fogo, levando a tensões ou deformações diferenciais.

A distorção dos membros de aço pode assumir a forma de uma deformação localizada de elementos esbeltos (encurvadura local), flexão pura de vigas e pilares em torno do seu eixo forte ou fraco (dependendo da natureza da carga imposta) e encurvadura com distorção ao longo do comprimento do membro (uma combinação de flexão e torção do elemento). As distorções podem ser óbvias e, portanto, fáceis de avaliar, ou relativamente pequenas e exigir um levantamento mais detalhado para compreender o seu tipo e magnitude.

De forma geral, as distorções que estão dentro da faixa de tolerância geométrica citada nas normas e especificações relevantes podem ser ignoradas. Quando as distorções excedem as tolerâncias aceitáveis deve ser feita:

- Substituição ou reparação dos membros afetados;
- Uma análise estrutural detalhada, que deve considerar o efeito da distorção na capacidade estrutural do membro, ou conjunto, e estabelecer a capacidade remanescente da estrutura. Esta análise deve considerar qualquer redução na tensão de cedência do aço e na resistência à tração devido à carga de fogo.

Membros distorcidos ou com deformações podem afetar o aspeto estático e estrutural. Deste modo, devem ser feitas análises de estabilidade não lineares, satisfazendo os critérios de linearidade de acordo com as especificações correspondentes. Os membros de aço danificados pelo fogo devem ser avaliados com base nos códigos de projeto, visto que a estrutura deve estar de acordo com os regulamentos existentes.

Para a verificação do estado limite de deformação em estruturas metálicas, caso não sejam acordados outros valores com o Dono de Obra, podem ser utilizados os valores recomendados no Anexo Nacional Português do EC3-1-1.

No caso de vigas em estruturas porticadas, o deslocamento vertical máximo é dado por:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

Onde,

δ_{max} - flecha no estado final em relação à linha reta que une os apoios;

δ_0 - contra flecha da viga no estado não carregado;

δ_1 - variação da flecha da viga devida às ações permanentes, imediatamente após a sua aplicação;

δ_2 - variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes m ações variáveis (combinação característica), ou seja:

$$Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

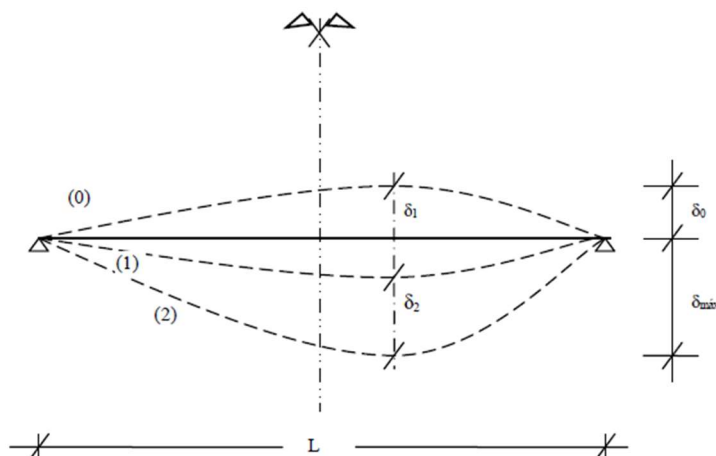


Figura 53 Deslocamentos verticais a considerar (Anexo Nacional do EC3-1-1, 2010)

Os valores recomendados para os deslocamentos obtidos pela equação acima, são indicados na tabela 14.

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	$L/200$	$L/250$
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	$L/250$	$L/300$
Pavimentos em geral	$L/250$	$L/300$
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	$L/250$	$L/350$
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	$L/400$	$L/500$
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	$L/250$	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

Tabela 14 Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Anexo Nacional do EC3-1-1, 2010)

Por sua vez, os valores recomendados para os deslocamentos horizontais em estruturas porticadas, obtidos para as combinações características de ações, são indicados na figura 54.

Tipo de pórtico		Limite
Pórticos de 1 piso	Sem aparelhos de elevação	$\delta_i \leq h_i/150$
	Outros edifícios	$\delta_i \leq h_i/300$
Edifícios de vários pisos	Em cada piso	$\delta_i \leq h_i/300$
	Na estrutura globalmente	$\Delta \leq h/500$

a) Pórticos de 1 piso

b) Edifícios de vários pisos

Figura 54 Valores recomendados para os limites dos deslocamentos horizontais (Simões, R., 2014)

Os critérios de reversibilidade indicam que caso as deformações resultantes permitam a restauração do elemento estrutural, então a deterioração das propriedades é considerada insignificante. Como Dill (1960) afirmou: “o aço que passou por um incêndio, mas que pode ser dimensionalmente reutilizável por endireitamento com os métodos disponíveis, pode continuar em uso com plena expectativa de desempenho de acordo com as propriedades mecânicas especificadas”.

Para exemplificar, se um membro resiste às temperaturas elevadas sem qualquer dano (por exemplo, fratura), ele pode ser reutilizado. Caso contrário, o elemento deve ser substituído.

7.6 MÉTODOS DE REPARAÇÃO

Onde a avaliação indica que a estrutura de aço pode ser reparada e a estrutura reintegrada, os processos são normalmente simples e diretos. Dependendo do tipo e localização do dano por incêndio, as reparações podem incluir:

- Endireitamento térmico ou reforço localizado (com placas soldadas, por exemplo) de áreas de distorção local;
- Endireitamento térmico e/ou reforço de áreas de distorção geral do membro. Sempre que possível, o reforço suplementar lateral ou reforço da torção lateral dos membros pode ajudar a minimizar a perda de resistência do membro associada à falta de linearidade e aos efeitos P- Δ (efeitos de segunda ordem);

- Corte de membros e substituição. O corte e aparafusamento ou soldadura no local são fáceis de executar;
- Limpar e reinstalar revestimentos de proteção, incluindo a proteção passiva.

Uma vez reintegrada, deve ser realizada uma vistoria final para confirmar se a estrutura atende aos requisitos de tolerância estipulados pelas normas.

7.6.1 Limpeza e preparação das superfícies

As peças devem ser protegidas contra a corrosão por processo adequado, nomeadamente pintura ou metalização. Antes de serem pintadas as peças devem ser limpas e as superfícies a pintar devem estar secas.

A preparação da superfície tem como objetivo assegurar o bom desempenho do revestimento por pintura (proteção e/ou de decoração) a aplicar, garantindo boa aderência e continuidade da película, obtendo uma superfície limpa, homogénea, de rugosidade conhecida e apta a receber a pintura.

Enumeram-se os métodos físicos para preparação de superfícies metálicas ferrosas:

- Limpeza manual - remoção de materiais soltos, restos de pintura e ferrugem;
- Limpeza mecânica - escovas rotativas, pistola de agulhas, lixadeiras rotativas;
- Por jato abrasivo - de areia ou granalha de aço;
- Hidrodecapagem - jato de água.

Existem vários graus de preparação, designados pelas letras Sa e St, limpeza por projeção de abrasivo e limpeza com ferramentas:

- Sa 1 - limpeza ligeira por projeção de abrasivo;
- Sa 2 - limpeza cuidada por projeção de abrasivo;
- Sa 2 1/2 - limpeza muito cuidada por projeção de abrasivo;
- Sa 3 - limpeza a metal branco por projeção de abrasivo;
- St 2 - limpeza cuidada com ferramentas manuais e mecânicas;
- St 3 - limpeza muito cuidada com ferramentas manuais e mecânicas.

Antes de iniciar qualquer processo de limpeza deve ser definido: o tipo de preparação, o modo de limpeza, o tratamento e o esquema de pintura. A NP EN ISO 11124 - preparação de substratos de aços, descreve todo este processo.

7.6.2 Endireitamento térmico

O endireitamento térmico, ou endireitamento por calor (*heat straightening*, em inglês), é um procedimento de reparação no qual o calor controlado é aplicado aos elementos de aço plasticamente deformadas em ciclos padronizados de aquecimento e arrefecimento para endireitar gradualmente o material. O processo depende de restrições internas e externas do aço que produzem expansão durante a fase de aquecimento e contração durante a fase de arrefecimento.

O processo é caracterizado pelas seguintes condições que devem ser mantidas:

- A temperatura do aço não pode exceder a temperatura crítica mais baixa (a temperatura a partir da qual ocorrem mudanças moleculares) ou o limite de temperatura para aços temperados;
- As tensões produzidas pelas forças externas aplicadas não podem exceder a tensão de cedência do aço quando aquecido;
- Apenas as regiões próximas das zonas plasticamente deformadas devem ser aquecidas.

Quando essas condições são verificadas, as propriedades do material sofrem alterações relativamente pequenas e o desempenho do aço permanece essencialmente inalterado após o endireitamento térmico. Devidamente conduzido, o endireitamento térmico é um procedimento seguro e económico para reparar aço danificado.

7.6.2.1 Equipamento

O principal equipamento utilizado para o endireitamento térmico é um maçarico de aquecimento. A fonte de calor é tipicamente uma mistura de oxigênio-combustível. Os combustíveis mais frequentes são acetileno, propano e gás natural. O combustível apropriado é misturado com oxigênio sob pressão no bico para produzir uma chama de aquecimento adequada. Um regulador é usado para reduzir as pressões para níveis de trabalho de 100-140 kPa (15-20 psi). Pode ser usada uma ponta de orifício único ou múltiplo. O tamanho e o tipo da ponta são determinados pelo combustível selecionado e pela espessura do material a ser aquecido. É importante referir que o maçarico deve ser de aquecimento e não de corte.

7.6.2.2 Aquecimento em V

O aquecimento em V é o padrão fundamental mais usado para endireitar a encurvadura segundo o eixo forte em elementos de chapa de aço. Como mostra a figura 55, o aquecimento em V começa com calor pontual muito pequeno aplicado no vértice da área em forma de V, usando um maçarico. Quando a temperatura desejada é alcançada (geralmente em torno de 650°C para aço carbono macio), o maçarico avança progressivamente em movimento serpentino em direção à base do V.

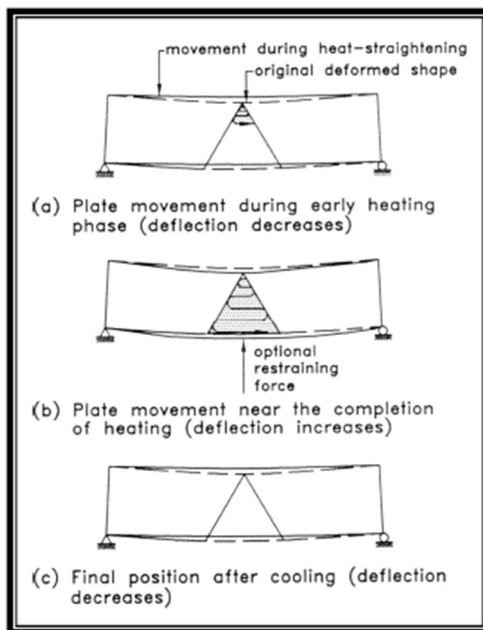


Figura 55 Etapas do movimento durante aquecimento em V (FHWA, 2008)

7.6.2.3 Aquecimento em linha

O aquecimento em linha é usado para reparar uma dobra numa placa em torno de seu eixo fraco. O método consiste numa única passagem do maçarico em linha reta. A restrição neste caso é muitas vezes fornecida por uma força externa, embora algum movimento ocorra sem restrições externas. A imagem abaixo esquematiza o funcionamento do processo. Uma linha de calor é aplicada na parte inferior de um elemento submetido a momentos fletores produzidos por forças externas (a). À medida que o maçarico é aplicado na face da chapa, verifica-se uma redução da temperatura ao longo da espessura, sendo a temperatura mais quente no lado do maçarico (b). Por causa do gradiente térmico, ocorre mais “recalcamento” no lado do maçarico, o lado mais quente. Durante o arrefecimento este lado consequentemente contrai-se mais, criando um movimento côncavo no lado do aquecimento (d). Assim, para endireitar uma placa dobrada em torno de seu eixo fraco, o calor deve ser aplicado no lado convexo da placa danificada. O movimento pode ser ampliado pelo uso de forças aplicadas que produzem momentos fletores (c). Ao arrefecer, os momentos de restrição tendem a ampliar a contração transversal (d). A velocidade de deslocamento do maçarico é crítica, pois determina a temperatura atingida. Com as restrições adequadas e uma velocidade uniforme do maçarico, ocorrerá uma rotação em torno da linha aquecida.

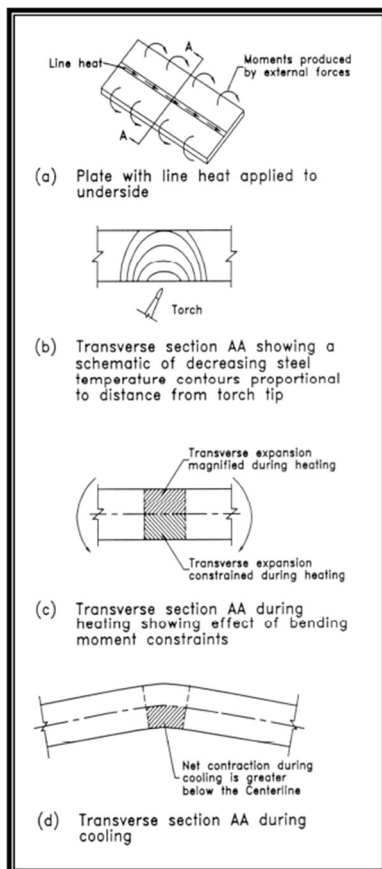


Figura 56 Esquema do mecanismo de aquecimento em linha (FHWA, 2008)



Figura 57 Execução de aquecimento em linha na alma de uma viga (FHWA, 2008)

7.6.2.4 Aquecimento pontual

O aquecimento pontual consiste em aquecer uma pequena área redonda do metal movendo o maçarico em movimentos circulares lentos, aumentando o diâmetro até que toda a área do metal seja aquecida. O aquecimento pontual causa perturbação do metal através da espessura devido à restrição fornecida pelo material frio ao redor. No arrefecimento, o aquecimento pontual deixa tensões de tração em todas as

direções radiais ao longo da área aquecida. Durante um aquecimento pontual, o maçarico não deve ser mantido num ponto específico por muito tempo, pois o local pode ficar muito quente e pode ocorrer encurvadura devido à expansão térmica excessiva no lado aquecido do membro. Os aquecimentos pontuais são usados para reparar danos localizados, como protuberâncias, amolgadelas, barrigas, entre outros.

7.6.2.5 Aquecimento por faixas

O aquecimento por faixas, também chamado aquecimento retangular, é usado para remover uma protuberância num elemento ou para complementar um aquecimento em V. O aquecimento por faixas é semelhante ao aquecimento em V. Neste método, o maçarico é movido para a frente e para trás em forma de serpentina através de faixas, ao longo do comprimento desejado.



Figura 58 Execução de aquecimento por faixas, com uma faixa completa em primeiro plano (FHWA, 2008)

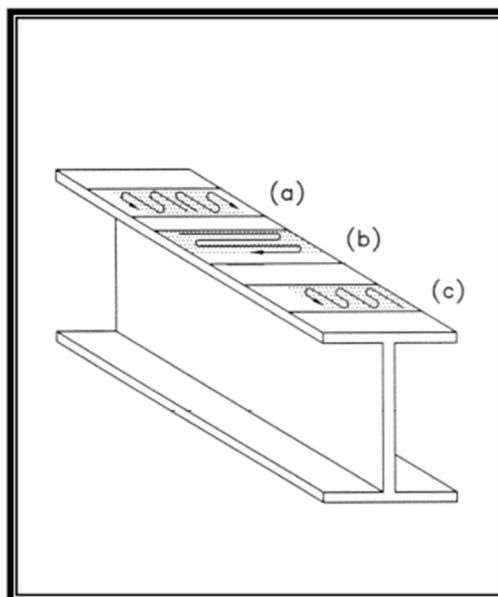


Figura 59 Esquema do aquecimento por faixas no banzo de uma viga laminada (FHWA, 2008)

7.6.2.6 Princípios básicos de reparação por aquecimento

A reparação de membros de aço danificados geralmente requer uma combinação de aquecimento em V, aquecimento por faixas, aquecimento em linha ou aquecimento pontual. Uma série de diferentes métodos de aquecimento, aplicada consecutivamente como um grupo, é chamada de padrão de aquecimento. A ordem em que esses aquecimentos individuais são conduzidos é chamada de sequência de aquecimento. O processo de conduzir um padrão de aquecimento completo e permitir que ele arrefeça é chamado de ciclo de aquecimento.

7.6.2.7 Encurvadura segundo o eixo forte

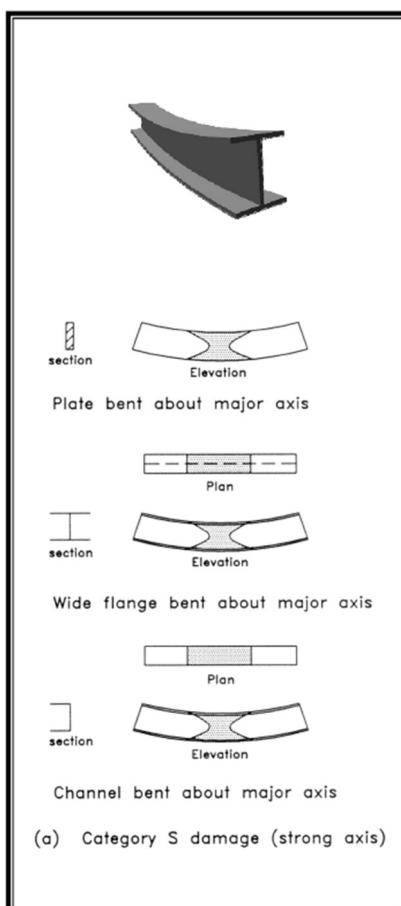


Figura 60 Elemento sujeito a encurvadura segundo o eixo forte (FHWA, 2008)

O padrão de aquecimento típico para reparação desta deformação é o V de profundidade total, conforme mostra a imagem abaixo. Como a mudança na curvatura após um padrão de aquecimento é pequena, são necessários ciclos de aquecimento e arrefecimento para endireitar completamente uma placa danificada. Para cada ciclo, o V deve ser movido para um local diferente nas proximidades da região da zona de cedência, conforme sugerido pelas linhas tracejadas na Figura 61, para que o mesmo local não seja continuamente reaquecido. Deve ser colocado mais aquecimento na parte central da região de cedência e menos perto das extremidades para refletir a

diferença na curvatura do dano. Este princípio aplica-se a todos os padrões de aquecimento mencionados a seguir.

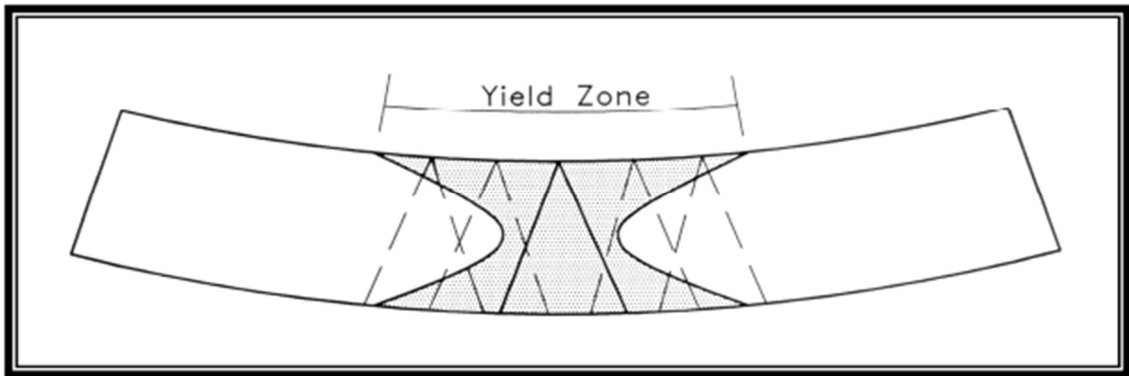


Figura 61 Aplicação de padrão de aquecimento em V e na zona de cedência (FHWA, 2008)

7.6.2.8 Encurvadura segundo o eixo fraco

O padrão de aquecimento para este caso é semelhante ao anterior, no entanto deve ser notado que os elementos primários e de reforço são invertidos. O calor em V é aplicado primeiro a ambos os banzos (simultaneamente ou um de cada vez), conforme mostrado na Figura 63. Após o aquecimento desses elementos primários, o aquecimento por faixa é aplicado à alma. A largura do aquecimento por faixa é igual à largura do calor em V no ponto de interseção. Para todos os casos, o padrão é repetido deslocando-se na vizinhança da zona de cedência até que o membro fique reto.

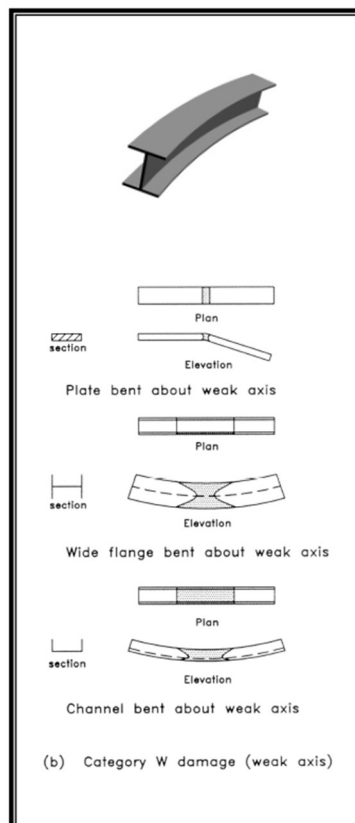


Figura 62 Elemento sujeito a encurvadura segundo o eixo fraco (FHWA, 2008)

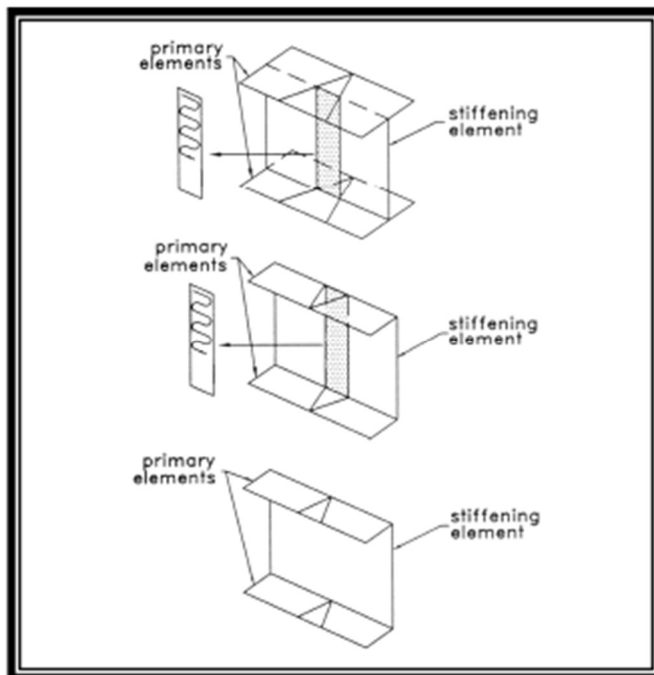


Figura 63 Padrão de aquecimento sobre os banzos e a alma de um perfil para reparação da encurvadura segundo o eixo fraco (FHWA, 2008)

7.6.2.9 Membros estruturais sujeitos a torção

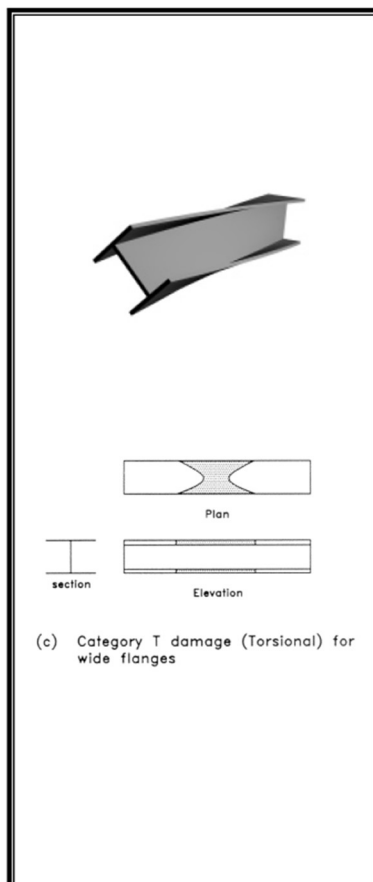


Figura 64 Elemento sujeito a torção (FHWA, 2008)

O padrão de aquecimento para este caso é mostrado na Figura 65. O aquecimento em V nos banzos superior e inferior são invertidos para refletir as diferentes direções de curvatura dos banzos opostos. Os aquecimentos em V são aplicados primeiro e, em seguida, o aquecimento por faixa. Para a alma, o aquecimento por faixa só necessita ser aplicado até metade da profundidade.

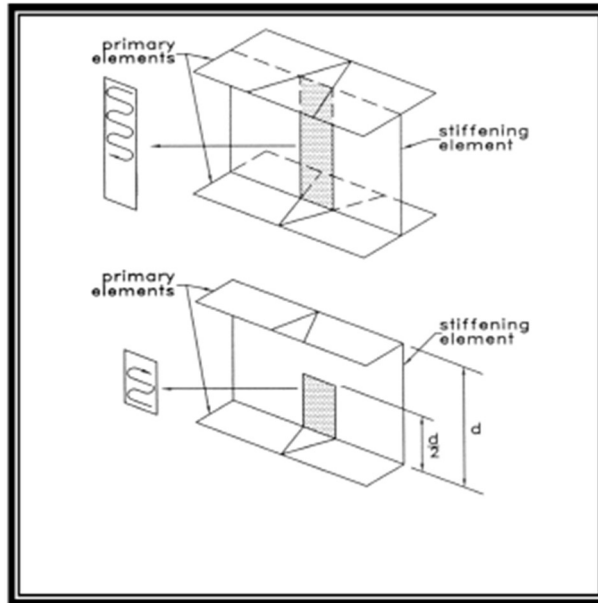


Figura 65 Padrão de aquecimento sobre banzos e alma para reparação de torção (FHWA, 2008)

7.6.2.10 Banzos e almas com deformações localizadas

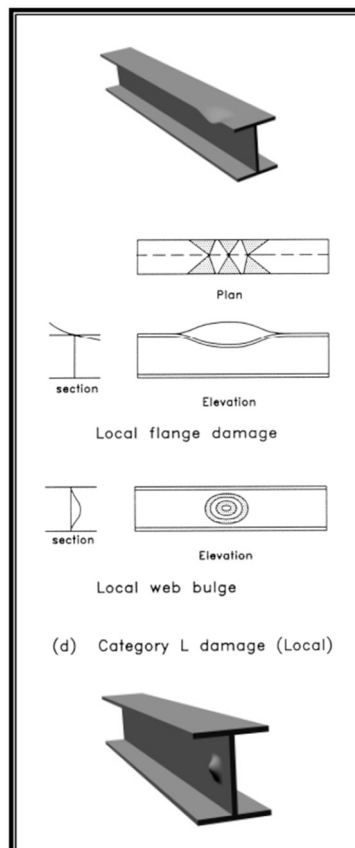


Figura 66 Elementos estruturais sujeitos a deformações localizadas (FHWA, 2008)

Uma curvatura ou protuberância local reflete um alongamento do material. A restauração requer que a área protuberante seja encurtada. Uma série de aquecimentos em V, aquecimento em linha ou aquecimento pontual podem ser usada para esta finalidade, conforme mostrado na figura 67. Na maioria dos casos, o padrão de aquecimento em linha com pouco ou nenhum aquecimento em V tende a ser mais eficaz. Como os danos no banzo tendem a ser assimétricos, são necessários mais ciclos de aquecimento no lado com mais danos.

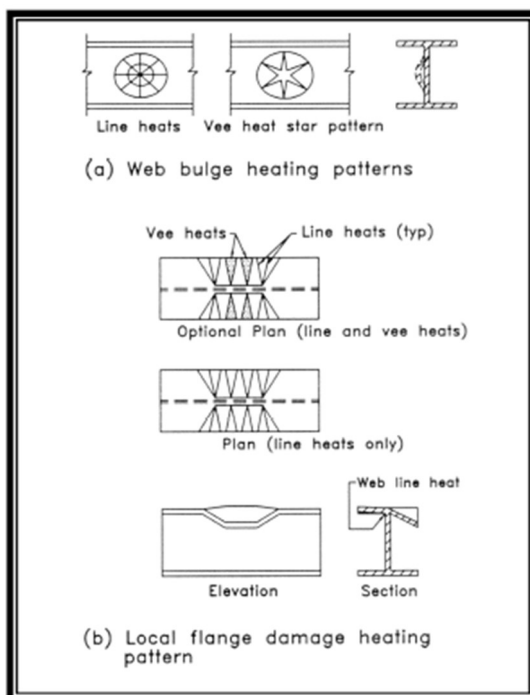


Figura 67 Padrões de aquecimento típicos para deformações localizadas (FHWA, 2008)

7.6.3 Método Stop-hole

O método *stop-hole*, furo de paragem em tradução livre, é uma técnica simples e económica usada para retardar ou até mesmo parar a propagação de uma fissura de fadiga. O método é eficaz para reparar componentes estruturais que não podem ser substituídos imediatamente após a deteção da fissura. O seu princípio é introduzir um furo próximo da ponta da fissura para transformá-la num entalhe, evitando assim a propagação e o seu efeito de gerar tensões internas. O aumento da vida à fadiga que pode ser conseguido por este método pode ser considerado igual ao número de ciclos necessários para reiniciar a fissura na raiz do furo resultante.

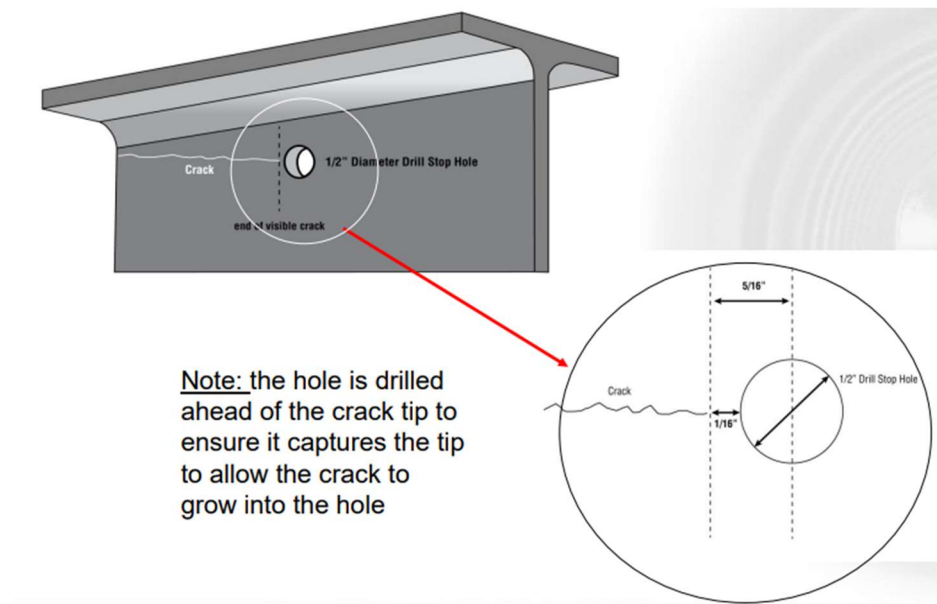


Figura 68 Princípio do método stop-hole em elemento estrutural (Reid, L., 2013)

7.6.4 Substituição de elementos

O uso de novos elementos mais resistentes, por substituição dos existentes, é à partida uma solução evidente. No limite, esta solução levaria à substituição de todos os elementos que apresentam problemas. No entanto, este raciocínio é inviável, quanto mais não seja pelo seu carácter totalmente antieconómico. A substituição de elementos pode ser total ou parcial.

A título de exemplo, a *Alberta Transportation* mostra que quando não é viável endireitar por calor uma viga danificada, e se o dano for essencialmente na face inferior da viga (secção em T inferior) pode optar-se pela substituição. As figuras abaixo demonstram uma das intervenções de substituição da secção T inferior da viga de uma ponte realizada pelo organismo canadiano.



Figura 69 Corte da secção T inferior da viga de uma ponte com vista à sua substituição parcial (Alberta Transportation, 2004)

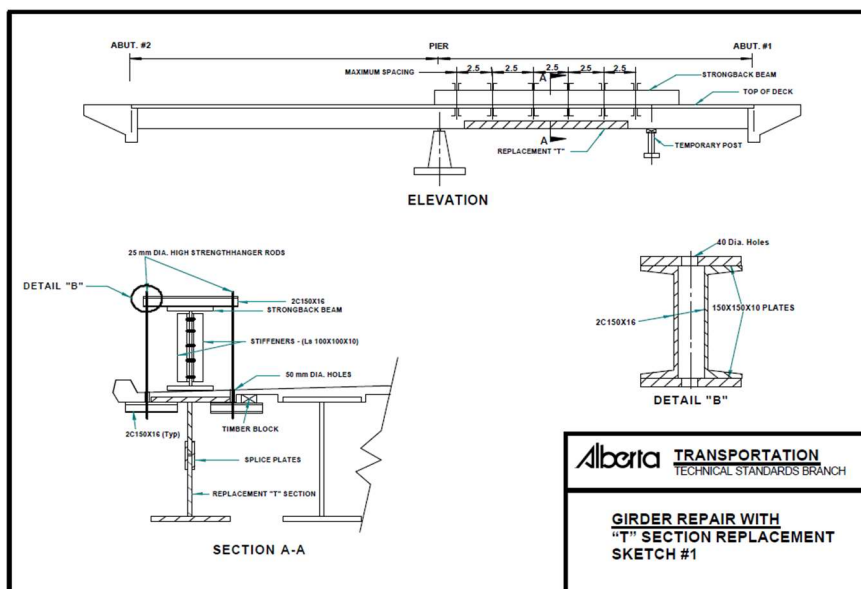


Figura 70 Princípio esquemático da substituição da secção T inferior de uma viga, com recurso a chapas de emenda (Alberta Transportation, 2004)

7.6.5 Reforço

O uso de reforços é também um método popular e eficaz para melhorar a capacidade de carga do aço. A figura abaixo mostra o detalhe do uso de enrijecedores numa viga de aço, que pode ser conseguido por soldadura.

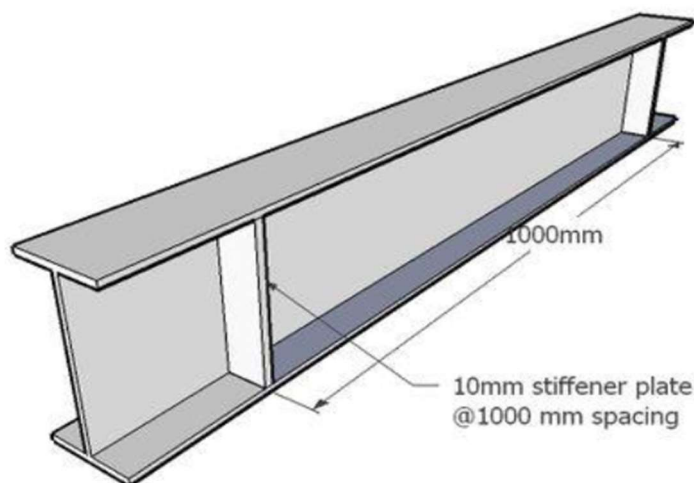


Figura 71 Utilização de "enrijecedor" em viga (Islam, M. et al, 2019)

Algumas intervenções de complexidade reduzida resultam em eficientes melhorias de resistência e comportamento da estrutura. A utilização de reforços é há largos anos adotada na reparação de elementos estruturais em pontes metálicas.

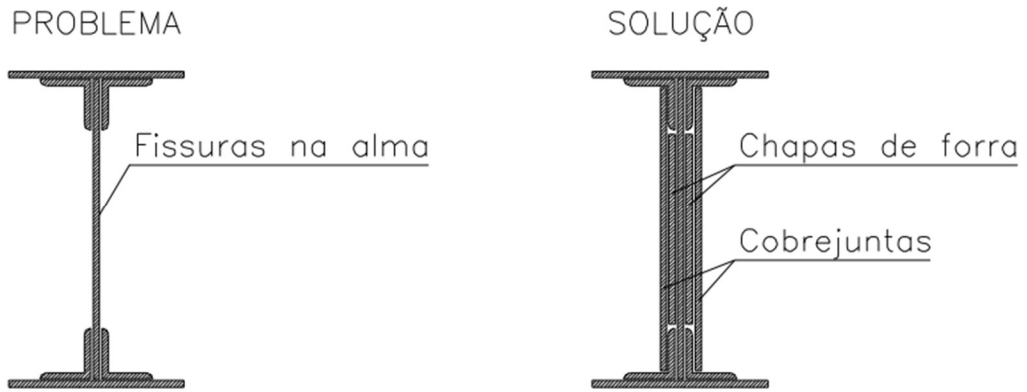


Figura 72 Exemplo de reforço em viga de ponte em estrutura metálica (Santos, N. E., 1998)

Outros métodos inovadores têm também suscitado interesse. Narmashiri (Narmashiri K. et al., 2001) mostrou que o reforço de vigas I de aço pode ser melhorado usando polímero reforçado com fibra de carbono (CFRP). Foi verificado que diferentes tipos e espessuras de placas de CFRP influenciam a capacidade de carga e deformação das vigas.

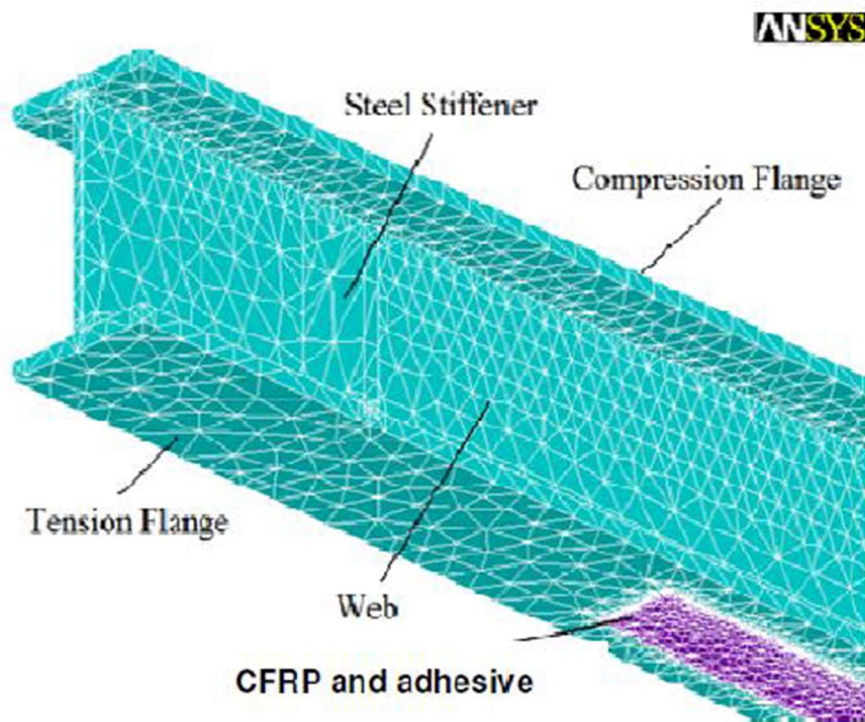


Figura 73 Simulação 3D com recurso ao software ANSYS do reforço de viga com CFRP (Islam, M. et al, 2019)

8 CASO DE ESTUDO

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No caso de estudo proposto, tomou-se como referência a estrutura hipotética de uma nave industrial, localizada em zona de interface industrial-florestal. A estrutura foi dimensionada com recurso ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA)*. A nave é constituída por 8 pórticos, com uma profundidade de 70 metros, sendo o afastamento entre pórticos de 10 metros. Cada pórtico tem um vão de 20 metros. Foi definido que os pilares e as vigas deveriam ser constituídos por perfis das séries HEA e IPE, respetivamente. O aço é da classe S275.

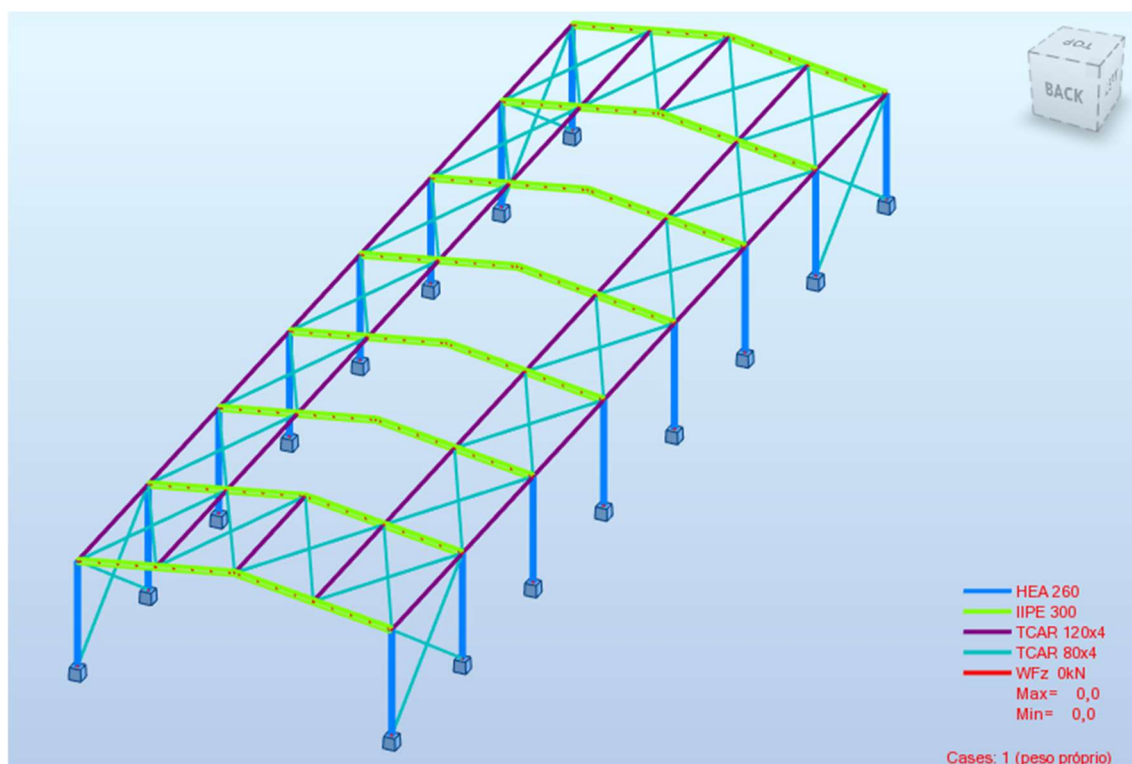


Figura 74 Estrutura da nave industrial dimensionada no ARSA

Considera-se, no entanto, que a estrutura esteve sujeita a uma carga de fogo, sendo que se pretende estudar a possibilidade de reabilitação/reutilização da mesma. O foco de incêndio localizou-se junto ao pórtico 1 da estrutura e a temperatura máxima atingida foi de 750°C. Assume-se que a linearidade da estrutura não foi afetada, ou pôde ser recuperada por meio de métodos de endireitamento térmico. Pretende-se que os elementos da estrutura apresentem estabilidade ao fogo durante 30 minutos (R30), em caso de eventual novo incêndio.

Neste estudo, considerou-se uma análise por elementos, tendo sido escolhido o pórtico 1 da estrutura, e procedeu-se ao dimensionamento ao fogo segundo o Eurocódigo 3. Foi usada como referência a curva de incêndio padrão ISO 834.

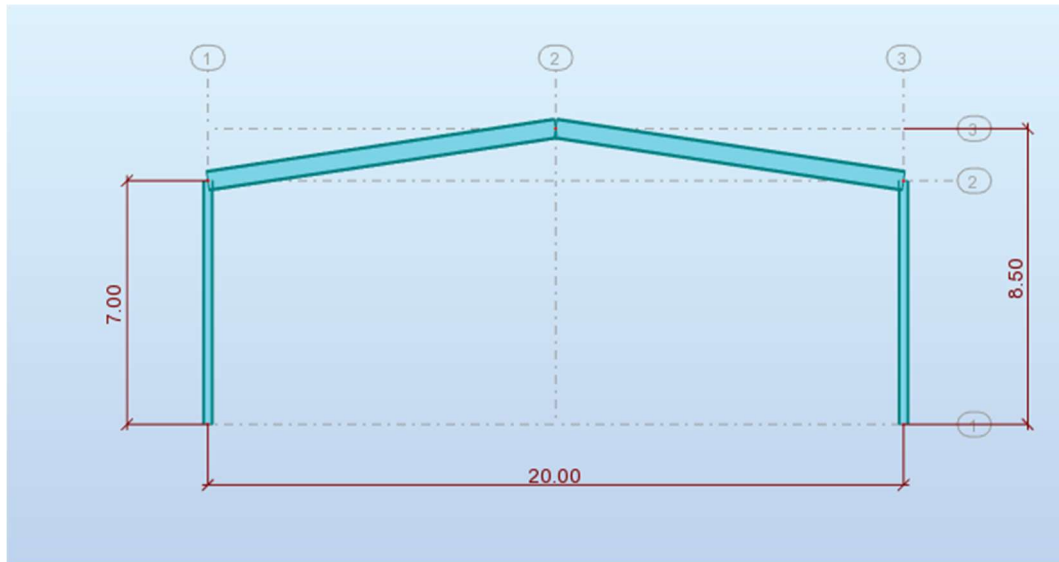


Figura 75 Pórtico tipo da estrutura

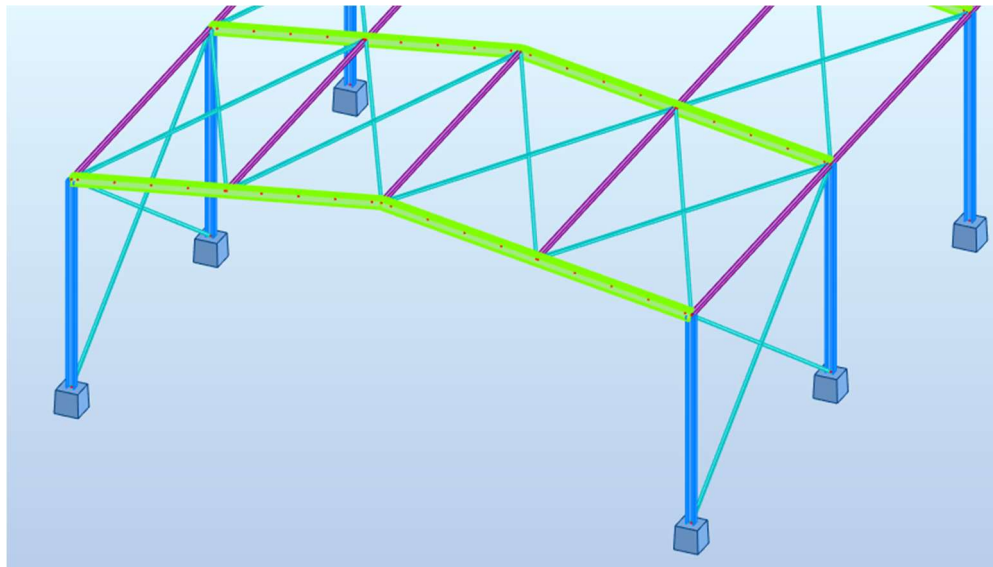


Figura 76 Sistema de contraventamentos em perfis quadrados 80x4 (elementos em X) e perfis quadrados 120x4 (barras longitudinais)

Numa primeira fase, recorre-se às fórmulas propostas por Maraveas (Maraveas et al., 2015) para estimar as propriedades do aço, após o evento de incêndio. Assim, tem-se que:

Tensão de cedência:

$$\frac{f_y T}{f_y} = 1,504 - \frac{750}{1200} = 0,879$$

Tensão de rotura:

$$\frac{f_u T}{f_u} = 1,208 - \frac{750}{2900} = 0,949$$

Módulo de elasticidade:

$$\frac{E_s T}{E_s} = 1,431 - \frac{750}{1400} = 0,895$$

Assume-se, desta forma, que a tensão de cedência após o evento de fogo será de $0,879 \times 275 = 241,7$ MPa. Pelo que se adotou a classe de resistência S235 para efeitos de cálculo estrutural. Esta simplificação baseia-se no estudo desenvolvido por Ambroziak (Ambroziak A. et al., 2019), que analisou a viabilidade de reutilização de elementos metálicos atingidos por fogo num edifício industrial. Nessa pesquisa, foram estudadas vigas I da classe 355 MPa. A realização de ensaios laboratoriais determinou a redução de 30% da tensão de cedência do aço. Com base nesses resultados, os investigadores assumiriam a classe S235 para efeitos de cálculo numérico por método computacional.

Características da estrutura passível de reutilização/reabilitação:

- Vão: 20 metros;
- Comprimento da nave: 70 metros;
- Distância entre pórticos: 10 metros;
- Altura dos pilares: 7 metros;
- Perfis de Aço da classe S235

8.2 AÇÕES SOBRE A ESTRUTURA

Neste caso de estudo, recorreu-se a várias simplificações e foram admitidos determinados pressupostos conforme será indicado abaixo. Previamente importa referir que, relativamente às ações sobre a estrutura, foi desprezado o efeito da ação da neve, bem como o efeito da dilatação térmica.

8.2.1 Superfícies

Uma grande parte das cargas na estrutura atua, na prática, sobre o revestimento da mesma, como são disso exemplos, as cargas da neve, do vento, a sobrecarga e o peso próprio dos revestimentos. Para tal, o ARSA prevê a utilização de superfícies, denominadas de *claddings*, que fazem de forma automática a distribuição de esforços aos elementos adjacentes, sendo possível definir quais os elementos que se querem analisar e em que direção (ou direções) se pretende que estas distribuam os esforços.

De modo geral, estas superfícies são aplicadas nos locais onde existem tetos e paredes. Neste estudo, por simplificação, foi desprezada a existência de revestimento na fachada, sendo que apenas se considerou o revestimento da cobertura. Foi adotada a distribuição de esforços nas duas direções (xx e yy).

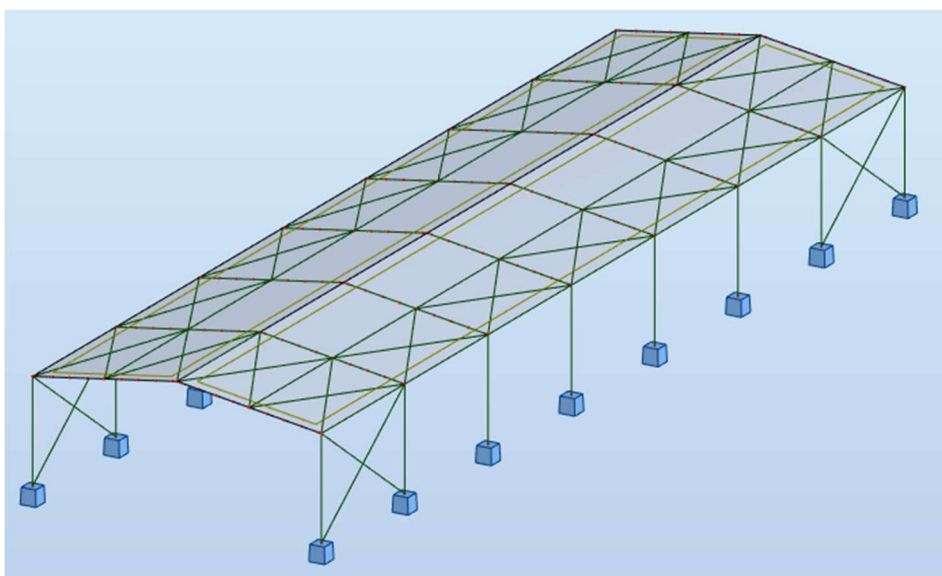


Figura 77 Representação da modelação das superfícies exteriores do pavilhão

8.2.2 Peso próprio

Na inserção das cargas, o ARSA disponibiliza a opção de aplicar o peso próprio a todas as barras da estrutura, tendo em conta a secção para elas escolhida. No entanto, no que toca aos painéis de revestimento, é necessário inserir o seu peso manualmente, visto que as superfícies (*claddings*) são elementos sem peso nem rigidez, cuja única função é distribuir as cargas. Assim, nas superfícies que delimitam a cobertura foi inserida a carga relativa ao peso dos painéis de revestimento, incluindo as madres. Por simplificação, arbitrou-se que este conjunto apresenta o valor de $0,3 \text{ kN/m}^2$.

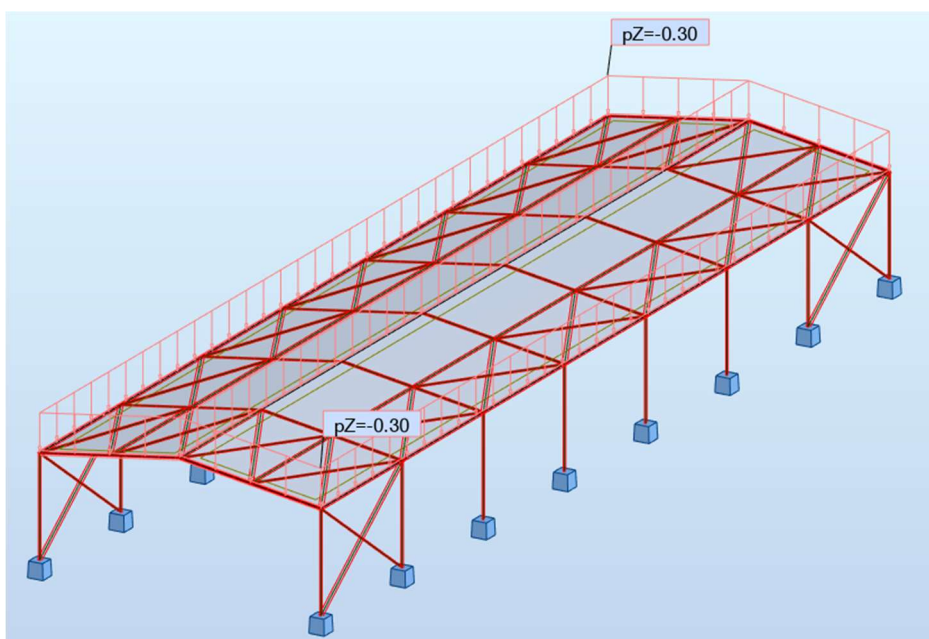


Figura 78 Representação do peso próprio dos painéis de revestimento da cobertura, incluindo as madres

8.2.3 Sobrecarga

A sobrecarga é determinada a partir do Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – parte 1-1. Na secção 6.3.4, as coberturas são classificadas em três categorias (H, I e J), de acordo com o quadro 6.9. Admite-se que este pavilhão se enquadra na categoria H, “coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes” e as sobrecargas para esta categoria são indicadas no quadro 6.10 do mesmo documento. Estes valores são também recomendados pelo Anexo Nacional.

$$q_k = 0.4KN/m^2$$

Em que:

q_k – Valor característico de uma carga uniformemente distribuída

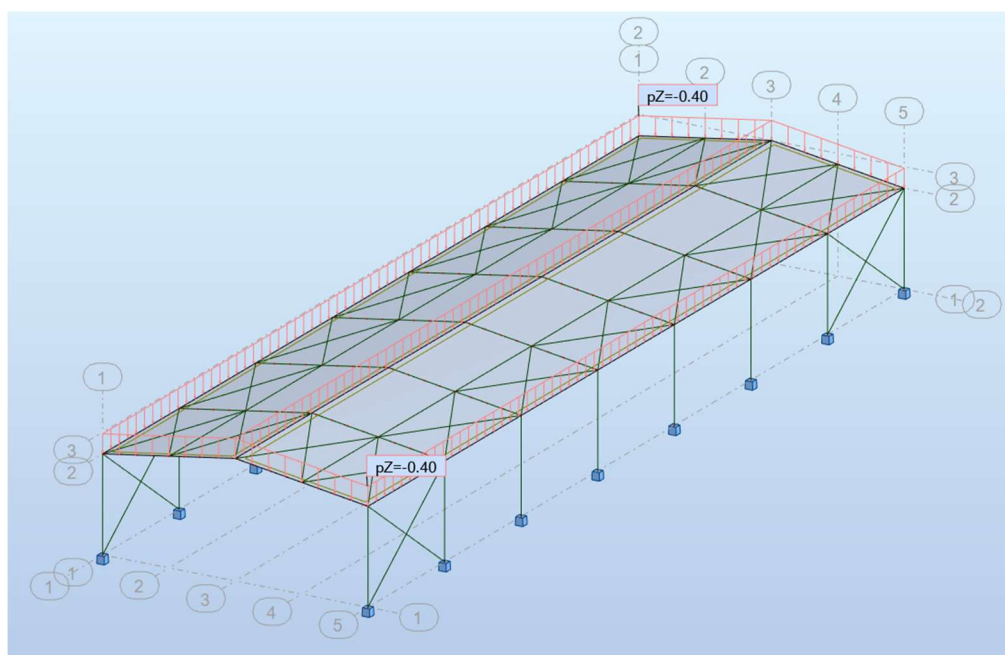


Figura 79 Representação da sobrecarga a atuar sobre a cobertura

8.2.4 Vento

O ARSA possui uma função que permite fazer a simulação das cargas de vento automaticamente, sendo que, por uma questão de simplificação, se recorreu a este método. Os parâmetros necessários para a referida simulação são a velocidade média do vento, a altura relativa ao nível do solo a que se deseja realizar a simulação, as direções do vento a considerar, os elementos a analisar, e escolher se se consideram as aberturas nos painéis abertas ou fechadas aquando da realização da simulação. Quanto às direções, foram escolhidas as 8 direções possíveis apresentadas pelo software. Os restantes parâmetros arbitrados estão representados na figura 81.

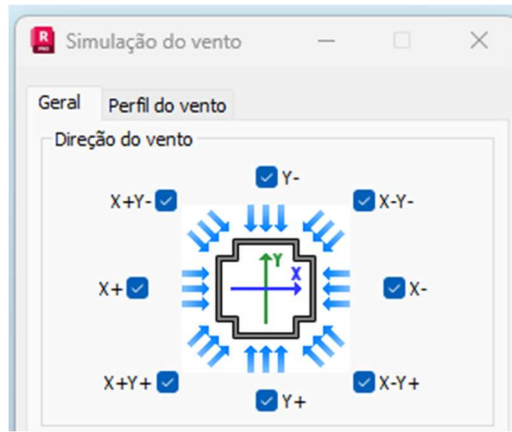


Figura 80 Interface de entrada do ARSA para cálculo da ação do vento: direção do vento

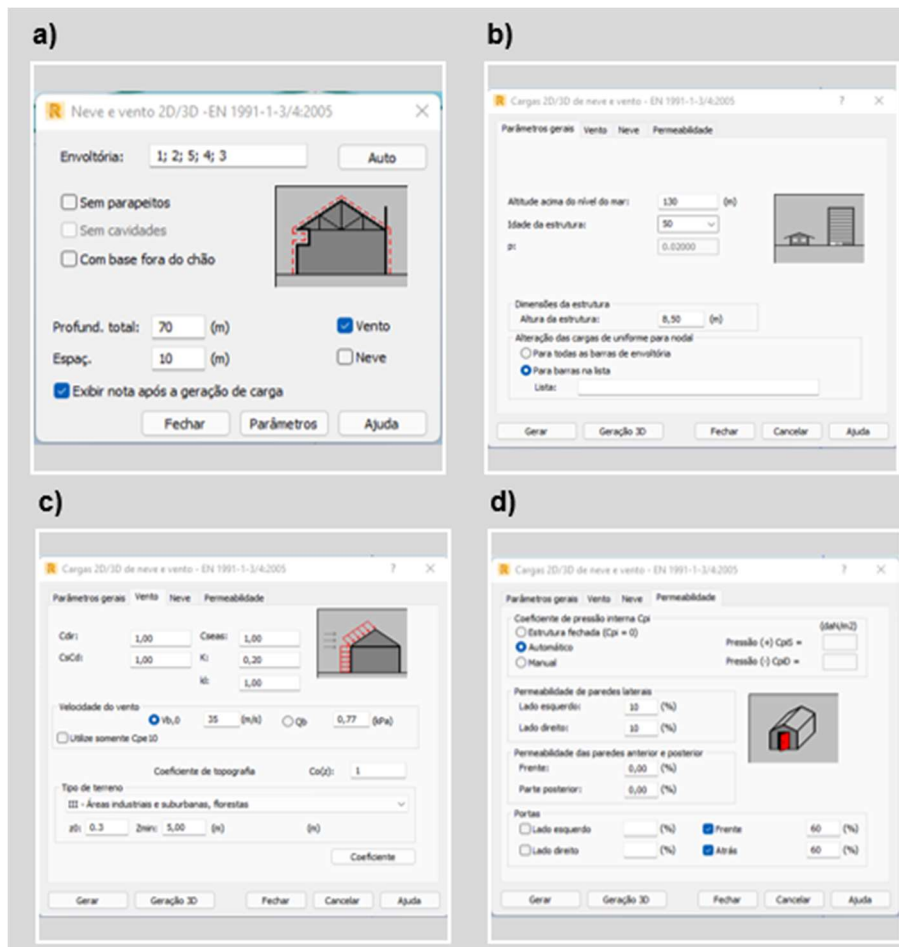


Figura 81 Interface de entrada do ARSA para cálculo da ação do vento: a) profundidade: 70m, espaçamento: 10m; b) altitude: 130m, altura da estrutura: 8,50m; c) velocidade do vento: 35m/s, coeficiente de topografia: 1, tipo de terreno: Áreas industriais e suburbanas, florestas; d) permeabilidade da estrutura.

O programa gerou 24 cargas possíveis devido à ação do vento. Por uma questão de simplificação, para reduzir o número de combinações a considerar, arbitrou-se que a carga característica da ação do vento, é dado pela carga “Vento L/R pres. (-) Cpe –”, calculado automaticamente pelo ARSA, tendo sido esta considerada para efeitos de dimensionamento ao fogo.

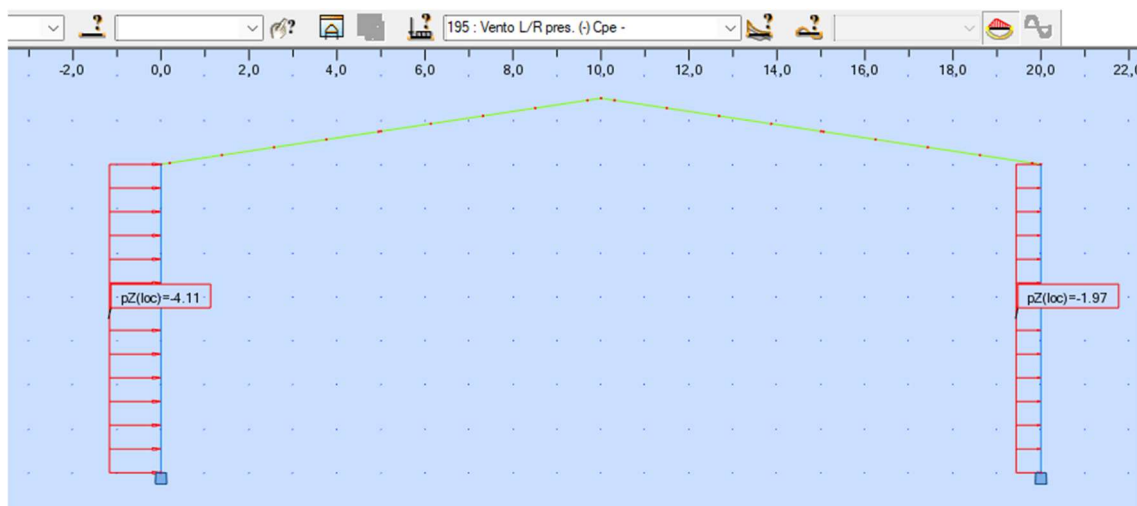


Figura 82 Carga característica “Vento L/R pres. (-) Cpe –“ aplicada no pórtico 1

8.2.5 Fogo

Conforme visto anteriormente, o valor de cálculo da ação do fogo é dado por:

$$E_{fi,d} = G_k + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Os coeficientes ψ são obtidos a partir do quadro abaixo. Por simplificação, arbitra-se que a estrutura em análise se encontra na Categoria H: coberturas.

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^(*)			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional.
^(*) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Figura 83 Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Eurocódigo 0, 2009)

Desta forma, tendo em conta os pressupostos assumidos, podemos considerar 2 combinações de ações. Na primeira combinação, considerando a sobrecarga como ação variável de base, tem-se que:

$$E_{f,i,d} = G_k + 0 \cdot q_{k,1} + 0 \cdot w_k$$

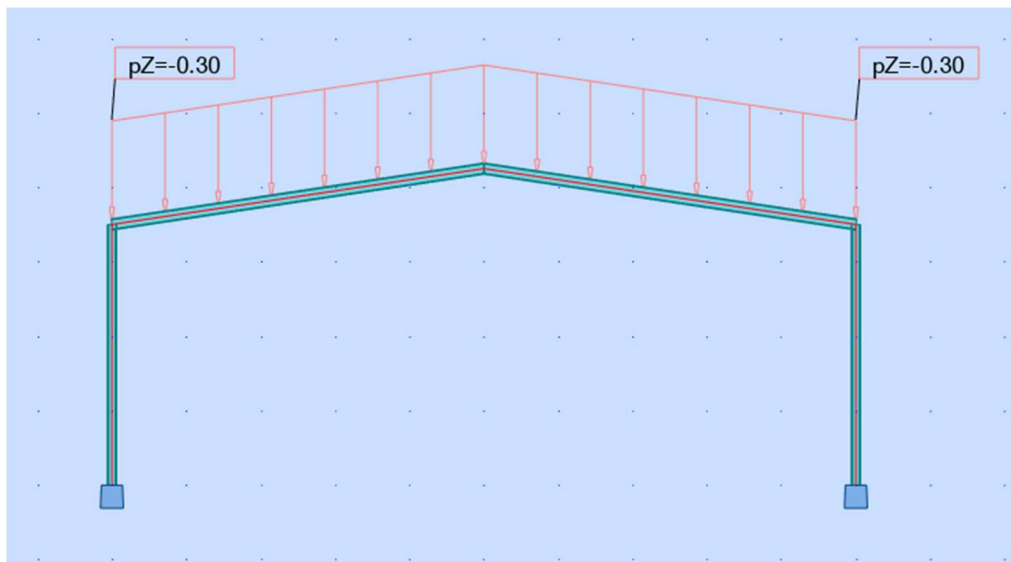


Figura 84 Carga de fogo sobre o pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base
 Obtém-se assim os seguintes diagramas de esforços:

- Esforço axial (kN):

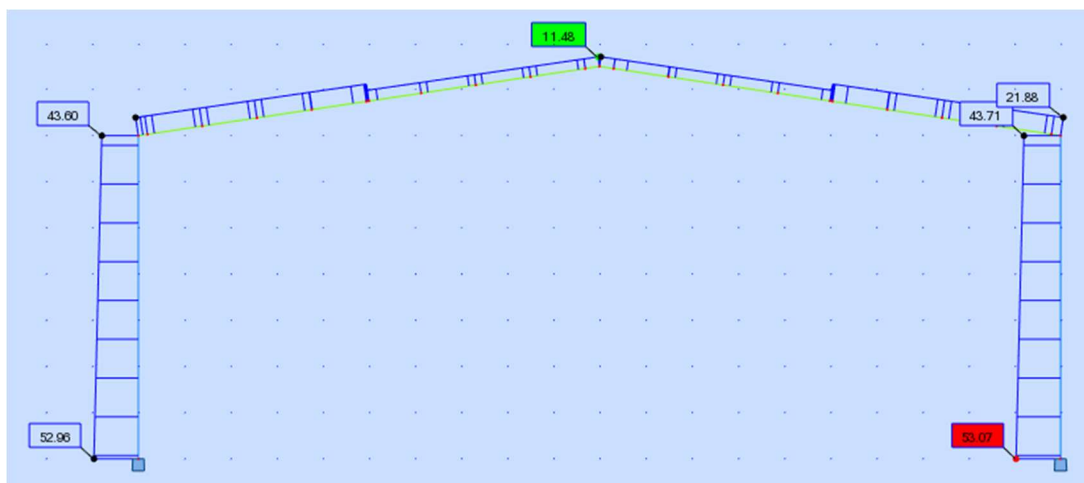


Figura 85 Diagrama de esforço axial no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base

Nota: A convenção de sinais do ARSA prevê valores positivos para compressão e negativos para tração.

- Esforço transversal (kN):

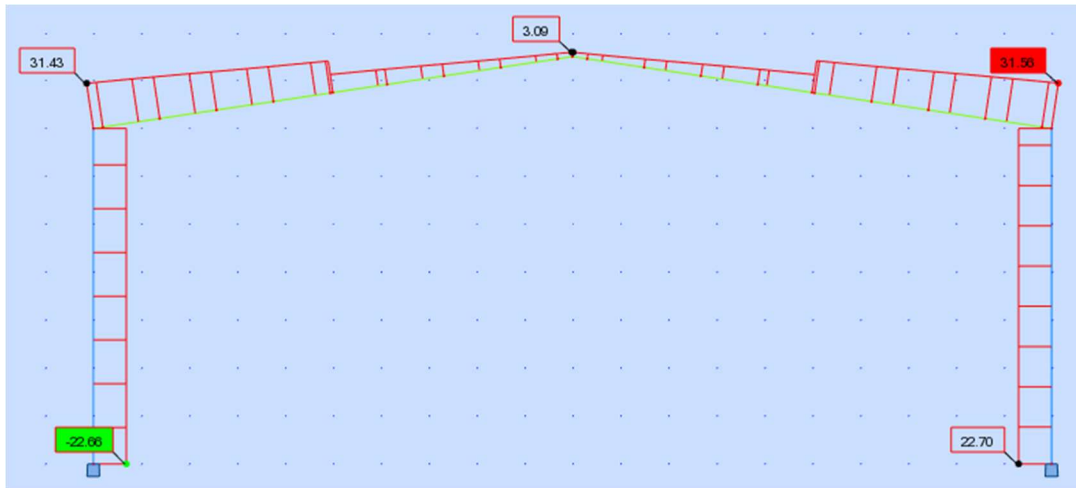


Figura 86 Diagrama de esforço transversal no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base

- Momento fletor (kN):

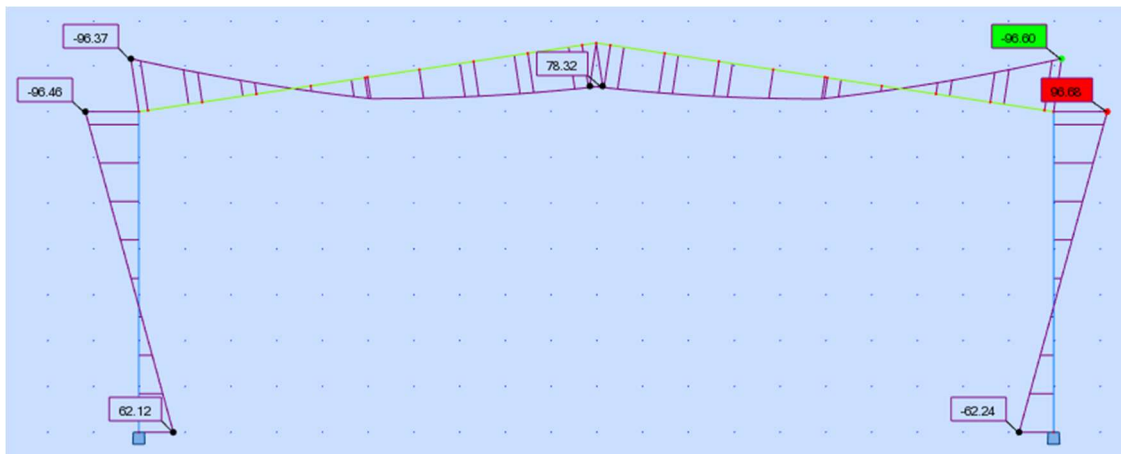


Figura 87 Diagrama de momento fletor no Pórtico 1, para a sobrecarga como ação variável de base

Na segunda combinação, considerando o vento como ação variável base tem-se que:

$$E_{fi,d} = G_k + 0,2 \cdot w_k + 0 \cdot q_k$$

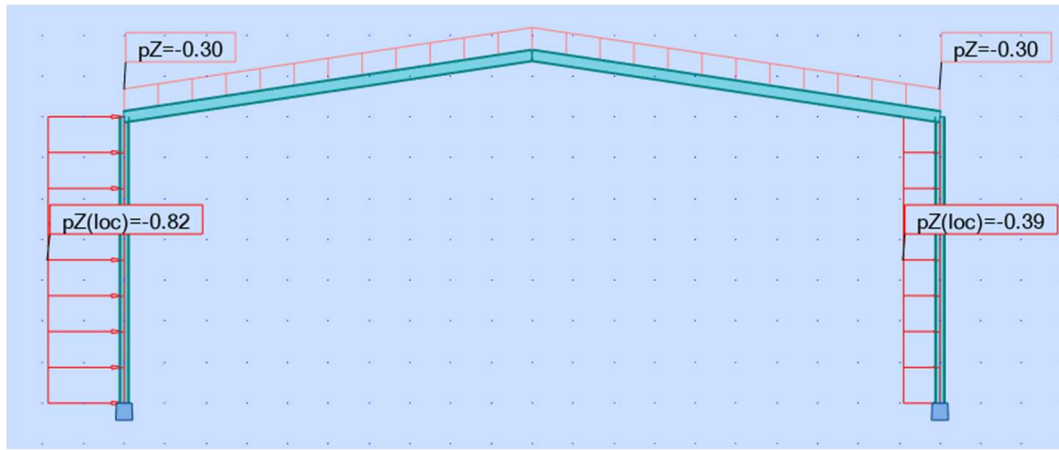


Figura 88 Carga de fogo sobre o pórtico 1, para o vento como ação variável de base

Obtém-se assim os seguintes diagramas de esforços:

- Esforço axial (kN):

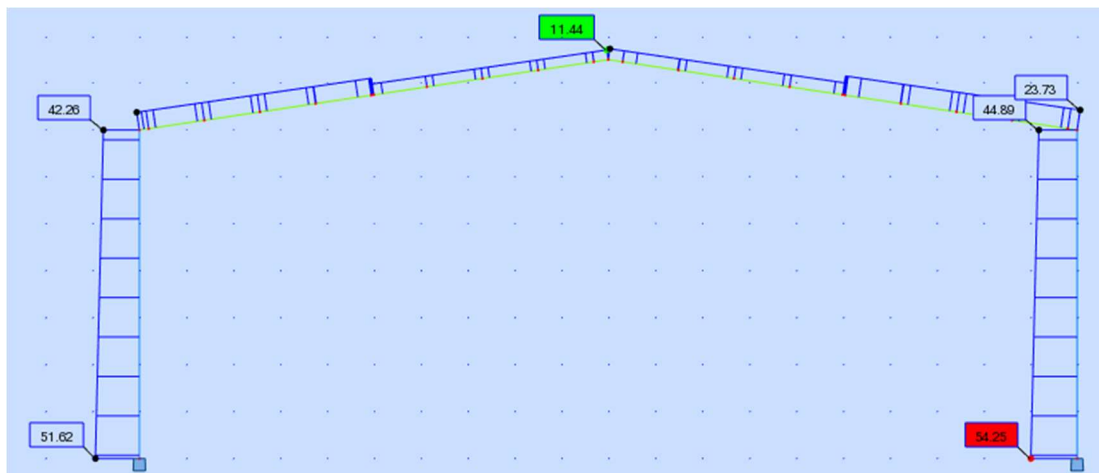


Figura 89 Diagrama de esforço axial no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base

Nota: A convenção de sinais do ARSA prevê valores positivos para compressão e negativos para tração.

- Esforço transverso (kN):

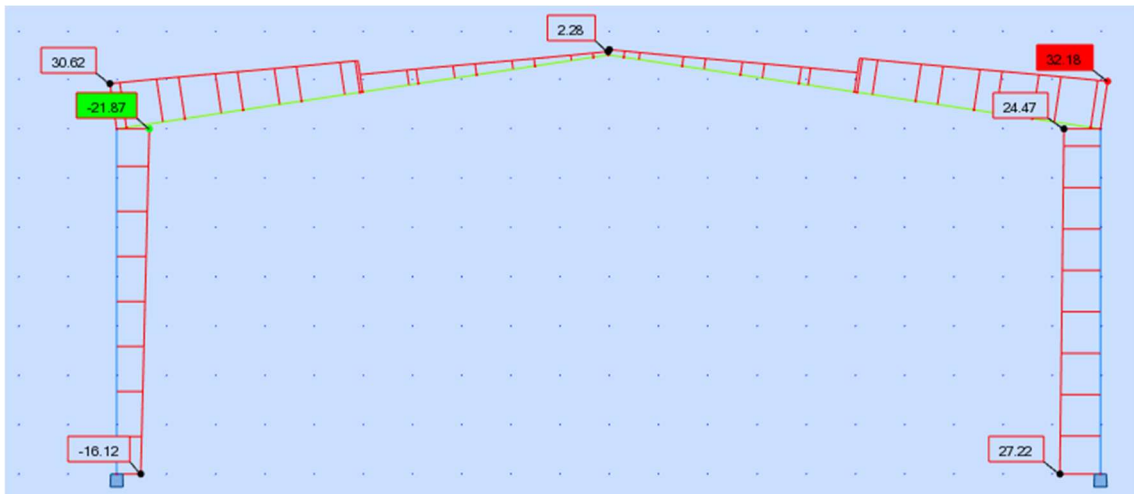


Figura 90 Diagrama de esforço transverso no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base

- Momento fletor (kN):

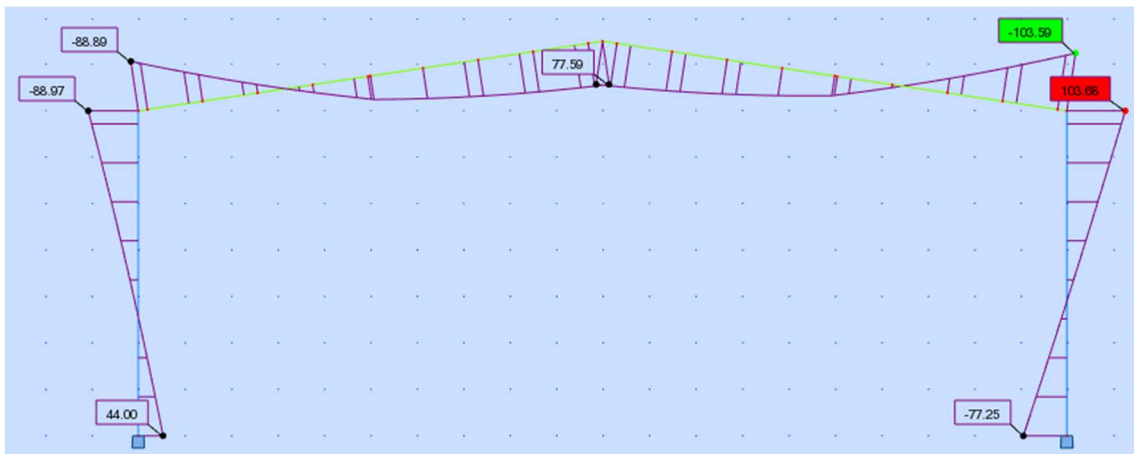


Figura 91 Diagrama de momento fletor no Pórtico 1, para o vento como ação variável de base

8.3 VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO VERTICAL (SUJEITOS A TRAÇÃO E COMPRESSÃO)

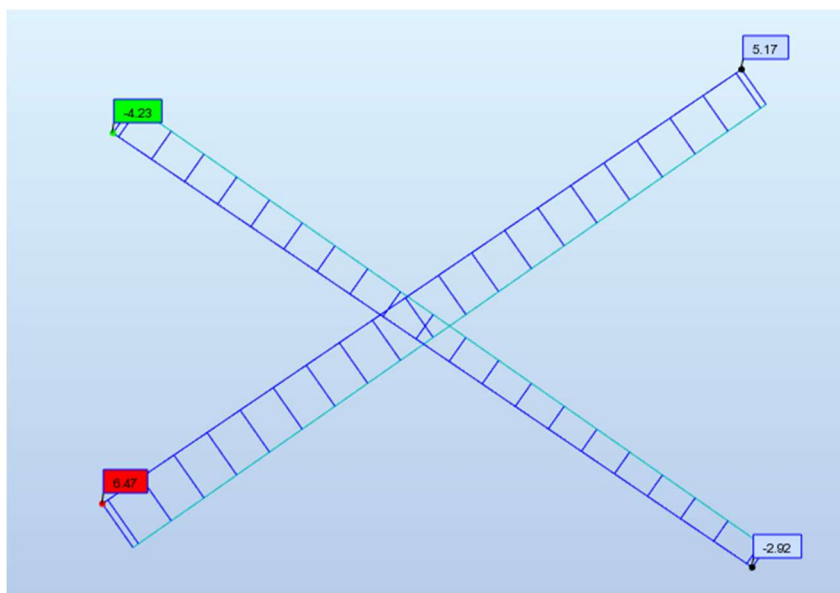


Figura 92 Diagrama de esforço axial do sistema de contraventamento vertical entre o pórtico 1 e o pórtico 2 (vento como ação variável de base)

8.3.1 Método de verificação à tração

Numa primeira fase, determina-se o fator de massividade, $\frac{A_m}{V}$. A partir deste valor, recorre-se à tabela 15 (Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834), para determinar a temperatura do aço ao fim de 30 minutos. Posteriormente, recorre-se à tabela 16 (fatores de redução), para determinar o fator de redução da tensão de cedência do aço, $k_{y,\theta}$, à temperatura determinada. De seguida, determina-se o valor de cálculo da resistência da secção transversal, $N_{pl,Rd}$, a partir da expressão:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M,0}}$$

Em que:

A – Área da secção transversal do elemento em análise

f_y – Tensão de cedência do elemento em análise

Concluídos os passos anteriores, obtém-se o valor de cálculo da resistência do elemento tracionado, $N_{fi,\theta,Rd}$, considerando a temperatura uniforme, θ_a , a partir da expressão:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \right]$$

Em que:

$k_{y,\theta}$ – Fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a , atingida no instante t ;

N_{Rd} – Valor de cálculo da resistência da secção transversal $N_{pl,Rd}$ à temperatura normal, de acordo com a EN 1993-1-1;

$\gamma_{M,0}$ – Fator parcial de segurança da resistência das secções transversais ($\gamma_{M,0} = 1,0$);

$\gamma_{M,fi}$ – Fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi} = 1,0$).

A verificação realiza-se no domínio da resistência estrutural. Assim, determina-se a relação entre o valor de cálculo da resistência da secção, $N_{fi,\theta,Rd}$, e o valor máximo da tração atuante sobre o elemento, $N_{fi,d,t}$, obtido a partir do diagrama de esforço axial. Para que seja verificada a segurança, o esforço resistente deve ser superior ao esforço atuante.

8.3.2 Cálculos de verificação à tração

Por análise da figura 92, conclui-se que o sistema de contraventamento encontra-se sujeito a uma tração axial máxima em situação de incêndio de $N_{fi,d,t} = 4,23 \text{ kN}$

Sendo o contraventamento um perfil de secção quadrada (SHS) 80x4 pode obter-se os seguintes parâmetros (de acordo com as tabelas técnicas):

Área da secção: $11,99 \text{ cm}^2$

Área da superfície: $32,91 \text{ m}^2/\text{t}$

Peso: $9,41 \text{ Kg/m}$

Assim podemos definir:

Área da superfície por metro: $32,91 / 1000 \times 9,41 = 0,31 \text{ m}^2/\text{m}$

A massividade do perfil SHS 80x4 é dada por:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{0,31}{11,99 * 10^{-4} * 1} = 258,5 \text{ m}^{-1}$$

Através da tabela 15, para um fator de massividade de $258,5 \text{ m}^{-1}$ e ao fim de 30 minutos obtém-se, por interpolação, uma temperatura de 831°C .

A_p^*/V [m^{-1}]	400	200	100	60	40	25
V/A_m^* [mm]	2.5	5.0	10.0	16.7	25.0	40.0
Time [min.]	Steel temperature in °C					
0	20	20	20	20	20	20
5	430	291	177	121	90	65
10	640	552	392	276	204	142
11	661	587	432	308	228	159
12	678	616	469	340	253	177
13	693	642	503	371	278	194
14	705	663	535	402	303	212
15	716	682	565	432	328	230
16	725	698	591	460	353	249
17	732	711	616	487	377	267
18	736	721	638	513	401	286
19	743	729	658	538	425	304
20	754	734	676	561	447	323
21	767	738	692	583	470	341
22	780	744	706	604	491	360
23	790	754	717	623	512	378
24	799	767	726	641	532	396
25	807	780	732	658	551	414
26	813	792	735	674	570	431
27	820	803	740	688	588	449
28	826	813	746	701	604	466
29	831	821	756	712	621	482
30	837	828	767	721	636	498
31	842	835	780	728	651	514
32	847	841	793	733	665	530
33	852	846	805	736	678	545
34	856	851	816	740	690	559
35	861	856	827	745	701	573
36	865	861	836	753	711	587
37	870	866	844	763	719	601
38	874	870	852	774	726	614
39	878	874	859	786	731	626
40	882	878	865	798	734	638
45	900	897	890	852	761	692

Tabela 15 Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834 (Mesquita, A., 2013)

Através da tabela 16, para uma temperatura de 831 °C obtém-se um fator de redução para a tensão de cedência efetiva de $k_{y,\theta} = 0,0945$.

Temperatura do aço θ_a	Factores de redução à temperatura θ_a referidos ao valor de f_y ou E_a a 20 °C		
	Factor de redução (referido a f_y) para a tensão de cedência efectiva $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Factor de redução (referido a f_y) para a tensão limite de proporcionalidade $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Factor de redução (referido a E_a) para a inclinação da recta que representa o domínio elástico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTA: Para os valores intermédios da temperatura do aço, poderá efectuar-se uma interpolação linear.

Tabela 16 Fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço a temperaturas elevadas (NP EN 1990, 2009)

Assim tem-se que:

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M,0}} = 1199 * \frac{0,235}{1,0} = 281,77kN$$

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = 0,0945 * 281,77 * \left[\frac{1,0}{1,0} \right] = 26,6kN$$

$$N_{fi,\theta,Rd} \geq N_{fi,d,t}$$

Logo, conclui-se que é verificada a segurança. De referir que, embora esta verificação tenha sido realizada no domínio da resistência estrutural, podia ter sido feita também no domínio temporal ou da temperatura.

8.3.3 Método de verificação à compressão

Inicia-se o processo pela determinação da classe da secção do perfil em análise (neste caso, verifica-se que a secção pertence à classe 1).

De seguida, determina-se o valor de cálculo do esforço de compressão resistente no instante $t=0$, através da expressão:

$$N_{b,fi,0,Rd} = \chi_{fi} A f_y$$

Em que:

χ_{fi} – Coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio

Posteriormente, é determinado o grau de utilização, de acordo com a expressão:

$$\mu_0 = \frac{N_{b,fi,d}}{N_{b,fi,0,Rd}}$$

Em que:

$N_{b,fi,d}$ – Valor máximo de compressão atuante sobre o elemento, obtido a partir do diagrama de esforço axial.

De seguida, determina-se a temperatura crítica do elemento a partir da expressão:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Importa referir que a determinação da temperatura crítica é um processo iterativo, visto que que o coeficiente de esbelteza adimensional modificado, $\bar{\lambda}_\theta$, depende da temperatura. Assim, começa-se com o cálculo deste coeficiente para a temperatura de 20°C, sendo que por iterações sucessivas se procura a convergência, até que esta temperatura seja igual à temperatura crítica.

A partir daqui, determina-se o fator de massividade modificado, $k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$, a partir da expressão:

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$$

Em que:

k_{sh} – Fator de correção para o efeito de sombra

Por fim, recorre-se à tabela 15 (Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834) e, com recurso a interpolação, determina-se a temperatura

atuante no elemento ao fim de 30 minutos, θ_d , para o valor do fator de massividade modificado determinado.

A verificação efetua-se no domínio da temperatura. Assim, verifica-se a relação entre a temperatura crítica do elemento, $\theta_{a,cr}$, e a temperatura a que o elemento está sujeito ao fim de 30 minutos, θ_d . Para que seja verificada a segurança, a temperatura crítica deve ser superior à temperatura atuante.

8.3.4 Cálculos de verificação à compressão

Por análise da figura 92, conclui-se que o sistema de contraventamento encontra-se sujeito a uma compressão axial máxima em situação de incêndio de $N_{b,fi,d} = 6,47 \text{ kN}$.

Tratando-se de um aço do tipo S235, tem-se que:

$$\varepsilon = 0,85 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,85$$

Numa secção tubular retangular ou quadrada o comprimento útil de uma aba pode ser estimado por:

$$c = b - 3t$$

Pelo que:

$$\frac{c}{t} \approx \frac{80 - 3 * 4}{4} = 17 < 33\varepsilon$$

Logo a secção é de classe 1.

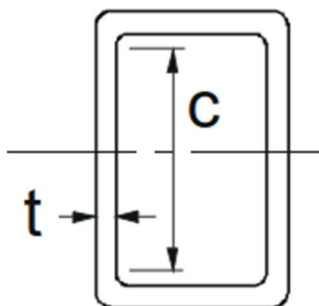


Figura 93 Parâmetros de cálculo da classe da secção de um perfil tubular (NP EN 1993-1-1, 2010)

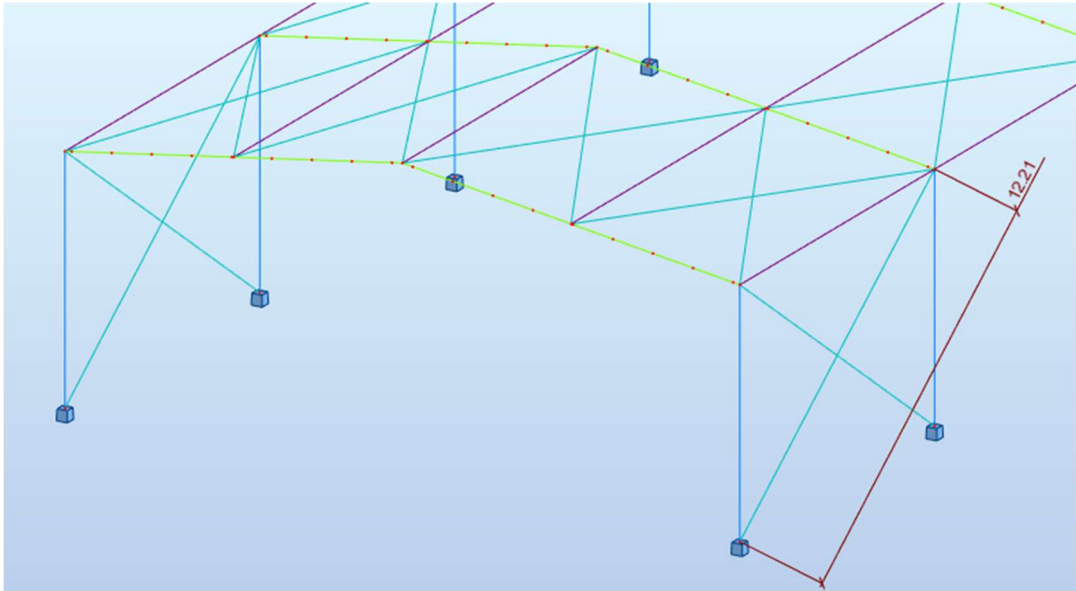


Figura 94 Dimensão dos elementos de contraventamento

O coeficiente de esbelteza adimensional modificado depende da temperatura, pelo que é necessário recorrer a um processo iterativo para determinação da temperatura crítica. Começando por efetuar o cálculo para 20°C.

A esbelteza à temperatura ambiente vale:

$$\lambda = \frac{l_{fi}}{i_z} = \frac{12210}{3,09 * 10} = 395,15$$

A esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$ é dada por:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{395,15}{93,9} = 4,21$$

Logo,

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5} = 4,21 * \left[\frac{1,01}{1,0} \right]^{0,5} = 4,21$$

O fator de redução para a encurvadura deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{10,73 + \sqrt{10,73^2 - 4,21^2}} = 0,0485$$

Com

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] = \frac{1}{2} * [1 + 0,65 * 4,21 + 4,21^2] = 10,73$$

E ainda

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65$$

Vindo o valor de cálculo do esforço de compressão resistente no instante $t = 0$

$$N_{b,fi,0,Rd} = \chi_{fi} A f_y = 0,0485 * 1199 * 0,235 = 13,67 \text{ KN}$$

Vindo o grau de utilização

$$\mu_0 = \frac{N_{b,fi,d}}{N_{b,fi,0,Rd}} = \frac{6,47}{13,67} = 0,473$$

A que corresponde a temperatura crítica de

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,473^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 594^\circ\text{C}$$

θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$	φ_θ	χ_{fi}	$N_{b,fi,0,Rd}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
20	1,000	1,000	4,210	10,730	0,0485	13,678	0,473	594
594	0,490	0,329	5,140	15,381	0,0335	9,431	0,449	602
602	0,465	0,307	5,187	15,640	0,0329	9,270	0,456	599
599	0,472	0,312	5,178	15,591	0,0330	9,300	0,455	600
600	0,471	0,311	5,182	15,611	0,0330	9,288	0,455	600

Tabela 17 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica a que estão sujeitos os contraventamentos verticais

Assim, após convergência do processo iterativo obteve-se a temperatura crítica de

$$\theta_{a,cr} = 600^\circ\text{C}$$

A massividade do perfil SHS 80x4 é dada por:

$$\frac{A_m}{V} = 258,5 \text{ m}^{-1}$$

O fator de massividade calculado como se o perfil tivesse proteção em caixa vale

$$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{4 * 80 * 10^{-3}}{11,99 * 10^{-4} * 1} = 266,9 \text{ m}^{-1}$$

Pelo que o fator k_{sh} vale

$$k_{sh} = 0,9 * \frac{\left[\frac{A_m}{V} \right]_b}{\left[\frac{A_m}{V} \right]} = 0,9 * \frac{266,90}{258,50} = 0,929$$

E o fator de massividade modificado vem dado por

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right] = 0,929 * 258,5 = 240,1 \text{ m}^{-1}$$

Interpolando os valores da tabela 15, para um tempo de 30 minutos e um fator de massividade de $240,1 \text{ m}^{-1}$, obtém-se uma temperatura de

$$\theta_d = 830^{\circ}\text{C}$$

Pelo que

$$\theta_d > \theta_{cr}$$

Logo, os contraventamentos não apresentam a resistência ao fogo exigida, em situação de compressão.

8.4 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS (SUJEITAS A FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO)

Para efeito de simplificação de cálculo, admite-se que as vigas não estão sujeitas a encurvadura lateral.

8.4.1 Método de verificação à flexão composta com compressão

Inicia-se o processo pela determinação da classe da secção do perfil em análise (neste caso, verifica-se que a secção pertence à classe 1).

De seguida, determina-se o grau de utilização, μ_0 , a partir da expressão:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} f_y}$$

Em que:

- $N_{fi,Ed}$ – Esforço axial máximo na viga, obtido através dos diagramas (valor mais desfavorável);
- $\chi_{min,fi}$ – Coeficiente de redução mínimo para a encurvadura por flexão em situação de incêndio;
- k_y – Fator de interação;
- $M_{y,fi,Ed}$ – Momento fletor máximo na viga, obtido através dos diagramas (valor mais desfavorável);
- $W_{pl,y}$ – Módulo plástico de flexão da secção (valor tabelado).

Visto que é desprezado o efeito da encurvadura geral, este não foi considerado na determinação do grau de utilização.

De seguida, determina-se a temperatura crítica do elemento a partir da expressão:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Importa referir que a determinação da temperatura crítica é um processo iterativo, visto que os coeficientes de esbelteza adimensionais modificados, $\bar{\lambda}_{z,\theta}$ e $\bar{\lambda}_{y,\theta}$, dependem da temperatura. Assim, começa-se com o cálculo destes coeficientes para a temperatura de 20°C, sendo que por iterações sucessivas se procura a convergência, até que esta temperatura seja igual à temperatura crítica.

A partir daqui, determina-se o fator de massividade modificado, $k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$, a partir da expressão:

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$$

Em que:

k_{sh} – Fator de correção para o efeito de sombra

Por fim, recorre-se à tabela 15 (Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834) e, com recurso a interpolação, determina-se a temperatura atuante no elemento ao fim de 30 minutos, θ_d , para o valor do fator de massividade modificado determinado.

A verificação efetua-se no domínio da temperatura. Assim, verifica-se a relação entre a temperatura crítica do elemento, $\theta_{a,cr}$, e a temperatura a que o elemento está sujeito ao fim de 30 minutos, θ_d . Para que seja verificada a segurança, a temperatura crítica deve ser superior à temperatura atuante.

8.4.2 Cálculos de verificação à flexão composta com compressão

Inicialmente deve ser definida a classe do perfil IPE 300 em situação de incêndio.

Tratando-se de um aço do tipo S235 temos que:

$$\varepsilon = 0,85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,85$$

A classe do banzo comprimido é dada por:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{150}{2} - \frac{7,1}{2} - 15}{10,7} = 5,28 < 9\varepsilon$$

Logo o banzo comprimido é de classe 1.

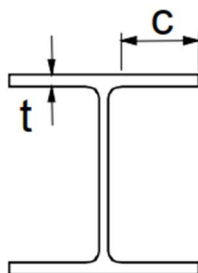


Figura 95 Parâmetros de cálculo da classe da secção do banzo comprimido (NP EN 1993-1-1, 2010)

A classe da alma fletida é dada por:

$$\frac{c}{t} = \frac{300 - 2 * 10,7 - 2 * 15}{7,1} = 35,01 < 72\varepsilon$$

Logo a alma fletida é de classe 1.

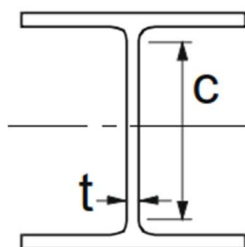


Figura 96 Parâmetros de cálculo da classe da secção da alma fletida (NP EN 1993-1-1, 2010)

Conclui-se assim que a viga IPE 300 em situação de incêndio é de **classe 1**.

As esbeltezas à temperatura ambiente valem:

- Segundo o eixo fraco: $\lambda_z = \frac{l_{fi}}{i_z} = \frac{7,00 * 10^3}{3,35 * 10} = 208,96 \text{ mm}$
- Segundo o eixo forte: $\lambda_y = \frac{l_{fi}}{i_y} = \frac{7,00 * 10^3}{12,46 * 10} = 56,18 \text{ mm}$

Desta forma, as esbeltezas adimensionais são dadas por:

- Segundo o eixo fraco: $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{208,96}{93,9} = 2,225$
- Segundo o eixo forte: $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{56,18}{93,9} = 0,598$

Pelo que

$$\bar{\lambda}_{z,20^{\circ}\text{C}} = \bar{\lambda}_z \left[\frac{k_{y,20^{\circ}\text{C}}}{k_{E,20^{\circ}\text{C}}} \right]^{0,5} = \bar{\lambda}_z = 2,225$$

e

$$\bar{\lambda}_{y,20^{\circ}\text{C}} = \bar{\lambda}_y \left[\frac{k_{y,20^{\circ}\text{C}}}{k_{E,20^{\circ}\text{C}}} \right]^{0,5} = \bar{\lambda}_y = 0,598$$

Os fatores de redução para a encurvadura χ_{fi} à temperatura ambiente são:

- Segundo o eixo fraco:

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha * \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right]$$

Onde

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Tal que

$$\varphi_{z,20^{\circ}\text{C}} = \frac{1}{2} \left[1 + 0,65 * 2,225 + 2,225^2 \right] = 3,698$$

E

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}}$$

Tal que

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{3,698 + \sqrt{3,698^2 - 2,225^2}} = 0,150$$

- Segundo o eixo forte:

$$\varphi_{y,20^{\circ}\text{C}} = \frac{1}{2} \left[1 + 0,65 * 0,598 + 0,598^2 \right] = 0,873$$

e

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{0,873 + \sqrt{0,873^2 - 0,598^2}} = 0,663$$

Considerando $M_{z,fi,Ed} = 0$, e como se trata de uma secção de classe 1, o grau de utilização é dado por

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A f_y} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} f_y}$$

em que

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

Com

$$\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44\beta_{M,y} + 0,29 \leq 0,8$$

Através da tabela 18 retira-se

$$\beta_{M,y} = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$$

Sendo

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 * \left(\frac{-34,97}{37,47} \right) = 2,453$$

Pelo que

$$\beta_{M,y} = 2,453 + \frac{37,47}{(34,97 + 37,47)} (1,4 - 2,453) = 1,908$$

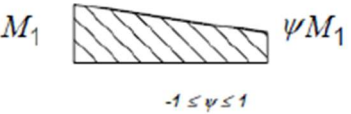
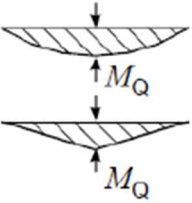
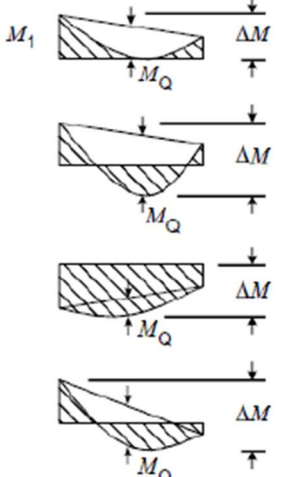
Diagrama de momentos	Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M
<p>Momentos nas extremidades</p> 	$\beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano</p> 	$\beta_{MQ} = 1,3$ $\beta_{MQ} = 1,4$
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano e a momentos nas extremidades</p> 	$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$ $M_Q = \max M \text{ devido unicamente à carga lateral}$ $\Delta M \begin{cases} \max M & \text{para o diagrama de momentos} \\ & \text{sem mudança de sinal} \\ \max M + \min M & \text{para o diagrama de momentos} \\ & \text{com mudança de sinal} \end{cases}$

Tabela 18 Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M (NP EN 1993-1-2, 2010)

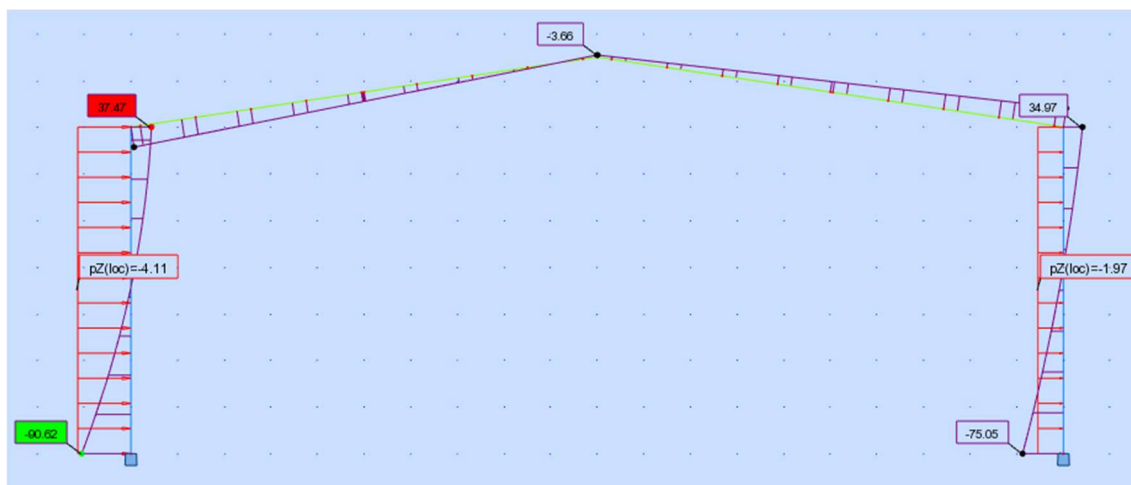


Figura 97 Diagrama de momentos relativos à carga característica do vento (carga lateral ao plano)

Desta forma, temos que

$$\mu_y = (2 * 1,908 - 5) * 0,59 + 0,44 * 1,908 + 0,29 \leq 0,8 \Leftrightarrow \mu_y = 0,421 \leq 0,8$$

E

$$k_y = 1 - \frac{0,421 * 23,73 * 10^3}{0,663 * 5381 * 1,0 * \frac{235}{1,0}} \leq 3 \Leftrightarrow k_y = 0,988 \leq 3$$

Vindo o grau de utilização dado por

$$\mu_0 = \frac{23,73 * 10^3}{0,150 * 5381 * 235} + \frac{0,988 * 103,59 * 10^6}{628,40 * 10^3 * 235} = 0,818$$

A este valor corresponde a temperatura crítica de

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 490^\circ\text{C}$$

No entanto, esta não é a temperatura crítica real, pois foi obtida com base em esbeltezas correspondentes à temperatura ambiente e não à temperatura crítica. Assim, recorrendo a um processo iterativo vem:

- Primeira iteração:

Para $\theta_{a,cr} = 490^\circ\text{C}$ os fatores de redução de tensão de cedência e do módulo de Young valem:

$$k_{y,490^\circ\text{C}} = 0,802$$

$$k_{E,490^\circ\text{C}} = 0,610$$

Vindas as esbeltezas adimensionais corrigidas

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5}$$

Tal que

$$\bar{\lambda}_{z,490^\circ\text{C}} = 2,225 * \left[\frac{0,802}{0,610} \right]^{0,5} = 2,551$$

$$\bar{\lambda}_{y,490^\circ\text{C}} = 0,598 * \left[\frac{0,802}{0,610} \right]^{0,5} = 0,686$$

Os fatores de redução para a encurvadura χ_{fi} à temperatura de 490°C valem

- Segundo o eixo fraco:

$$\varphi_{z,490^{\circ}\text{C}} = \frac{1}{2} [1 + 0,65 * 2,551 + 2,551^2] = 4,583$$

E

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{4,583 + \sqrt{4,583^2 - 2,551^2}} = 0,119$$

- Segundo o eixo forte:

$$\varphi_{y,490^{\circ}\text{C}} = \frac{1}{2} [1 + 0,65 * 0,686 + 0,686^2] = 0,958$$

E

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{0,958 + \sqrt{0,958^2 - 0,686^2}} = 0,615$$

O valor de μ_y corrigido vale:

$$\mu_y = (2 * 1,908 - 5) * 0,686 + 0,44 * 1,908 + 0,29 \leq 0,8 \Leftrightarrow \mu_y = 0,317 \leq 0,8$$

E

$$k_y = 1 - \frac{0,317 * 23,73 * 10^3}{0,615 * 5381 * 0,686 * 235} \leq 3 \Leftrightarrow k_y = 0,986 \leq 3$$

Vindo o grau de utilização

$$\mu_0 = \frac{23,73 * 10^3}{0,119 * 5381 * 235} + \frac{0,986 * 103,59 * 10^6}{628,40 * 10^3 * 235} = 0,849$$

A que corresponde a temperatura crítica de:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,849^{3.833}} - 1 \right] + 482 = 479^{\circ}\text{C}$$

Após a primeira iteração, não se verificou convergência da temperatura, pelo que se procedeu a nova iteração. A tabela abaixo resume o processo iterativo.

θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
20	1,000	1,000	2,225	0,598	3,698	0,150	0,873	0,663	0,421	0,988	0,818	490
490	0,802	0,610	2,551	0,686	4,583	0,119	0,958	0,615	0,317	0,986	0,849	479
479	0,825	0,621	2,566	0,690	4,626	0,118	0,962	0,613	0,313	0,986	0,851	479

Tabela 19 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica das vigas

Após a segunda iteração a temperatura crítica converge para o seguinte valor

$$\theta_{a,cr} = 479^\circ\text{C}$$

É agora possível avaliar a resistência ao fogo do elemento para os vários domínios de verificação.

Para um perfil IPE 300 temos as seguintes características:

Área da secção: 53,81 cm²

Área da superfície: 1,160 m²/m

A massividade do perfil IPE 300 é dada por:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{1,160}{53,81 * 10^{-4} * 1} = 215,6 \text{ m}^{-1}$$

O fator de massividade calculado como se o perfil tivesse proteção em caixa vale

$$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{2 * (300 + 150) * 10^{-3}}{53,81 * 10^{-4} * 1} 167,3 = \text{m}^{-1}$$

Pelo que o fator k_{sh} vale

$$k_{sh} = 0,9 * \frac{\left[\frac{A_m}{V}\right]_b}{\left[\frac{A_m}{V}\right]} = 0,9 * \frac{167,3}{215,6} = 0,698$$

E o fator de massividade modificado vem dado por

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V}\right] = 0,698 * 215,6 = 150,5 \text{ m}^{-1}$$

Para fazer a verificação, no domínio da temperatura, para um tempo de 30 minutos e um fator de massividade de 150,50 m⁻¹, obtém-se por interpolação dos valores da tabela 15 uma temperatura de $\theta_d = 797^\circ\text{C}$.

Pelo que

$$\theta_d > \theta_{a,cr}$$

Logo, a viga não tem a resistência ao fogo exigida. De referir ainda que, embora esta verificação tenha sido realizada no domínio da temperatura, podia ter sido feita também no domínio temporal ou da resistência estrutural.

8.5 VERIFICAÇÃO DOS PILARES (SUJEITOS À COMPRESSÃO)

Considera-se por simplificação, que os pilares se encontram apenas sujeitos a compressão.

8.5.1 Método de verificação à compressão

Inicia-se o processo pela determinação da classe da secção do perfil em análise (neste caso, verifica-se que a secção pertence à classe 2).

De seguida, determina-se o valor de cálculo do esforço de compressão resistente no instante $t=0$, através da expressão:

$$N_{b,fi,0,Rd} = \chi_{fi} A f_y$$

Em que:

χ_{fi} – Coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio

Posteriormente, é determinado o grau de utilização, de acordo com a expressão:

$$\mu_0 = \frac{N_{b,fi,d}}{N_{b,fi,0,Rd}}$$

Em que:

$N_{b,fi,d}$ – Valor máximo de compressão atuante sobre o elemento, obtido a partir do diagrama de esforço axial.

De seguida, determina-se a temperatura crítica do elemento a partir da expressão:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

Importa referir que a determinação da temperatura crítica é um processo iterativo, visto que o coeficiente de esbelteza adimensional modificado, $\bar{\lambda}_\theta$, depende da temperatura. Assim, começa-se com o cálculo deste coeficiente para a temperatura de 20°C, sendo que por iterações sucessivas se procura a convergência, até que esta temperatura seja igual à temperatura crítica.

A partir daqui, determina-se o fator de massividade modificado, $k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$, através da expressão:

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V} \right]$$

Em que:

k_{sh} – fator de correção para o efeito de sombra

Por fim, recorre-se à tabela 15 (Temperatura em secções não protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834) e, com recurso a interpolação, determina-se a temperatura atuante no elemento ao fim de 30 minutos, θ_d , para o valor do fator de massividade modificado determinado.

A verificação efetua-se no domínio da temperatura. Assim, verifica-se a relação entre a temperatura crítica do elemento, $\theta_{a,cr}$, e a temperatura a que o elemento está sujeito ao fim de 30 minutos, θ_d . Para que seja verificada a segurança, a temperatura crítica deve ser superior à temperatura atuante.

8.5.2 Cálculos de verificação à compressão

Comece-se por determinar a classe do perfil HEA 260 em situação de incêndio.

Tratando-se de um aço do tipo S235

$$\varepsilon = 0,85 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,85$$

A classe do banzo comprimido é

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{260}{2} - \frac{7,5}{2} - 24}{12,5} = < 10\varepsilon$$

Logo o banzo comprimido é de classe 2.

A classe da alma fletida é dada por:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{250 - 2 * 12,5 - 2 * 24}{7,5} = 23,6 < 72\varepsilon$$

Logo a alma fletida é de classe 1.

Conclui-se assim que o pilar HEA 260 em situação de incêndio é de **classe 2**.

O coeficiente de esbelteza adimensional modificado depende da temperatura, pelo que é necessário recorrer a um processo iterativo para determinação da temperatura crítica. Começando por efetuar o cálculo para 20°C.

A esbelteza à temperatura ambiente vale:

$$\lambda = \frac{l_{fi}}{i_z} = \frac{0,7 * 7000}{6,50 * 10} = 75,38$$

A esbelteza adimensional $\bar{\lambda}$ é dada por

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{75,38}{93,9} = 0,803$$

Logo

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5} = 0,803 * \left[\frac{1,0}{1,0} \right]^{0,5} = 0,803$$

O fator de redução para a encurvadura deve ser determinado de acordo com:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{1,083 + \sqrt{1,083^2 - 0,803^2}} = 0,553$$

Com

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right] = \frac{1}{2} * [1 + 0,65 * 0,803 + 0,803^2] = 1,083$$

E

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{235}} = 0,65$$

Valor de cálculo do esforço de compressão resistente no instante $t = 0$

$$N_{b,fi,0,Rd} = \chi_{fi} A f_y = 0,553 * 8682 * 0,235 = 1128,27KN$$

Vindo o grau de utilização

$$\mu_0 = \frac{N_{b,fi,d}}{N_{b,fi,0,Rd}} = \frac{54,25}{1128,27} = 0,048$$

A que corresponde a temperatura crítica de

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 * 0,048^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 939^\circ C$$

O processo iterativo para determinação da temperatura crítica encontra-se indicado abaixo.

θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$	φ_θ	χ_{fi}	$N_{b,fi,0,Rd}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
20	1,000	1,000	0,803	1,083	0,552	1126,82	0,048	939
939	0,052	0,059	0,757	1,033	0,576	1176,02	0,046	945
945	0,051	0,057	0,757	1,033	0,576	1176,02	0,046	945

Tabela 20 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica dos pilares HEA 260

Assim, após convergência do processo iterativo obteve-se a temperatura crítica de

$$\theta_{a,cr} = 945^\circ\text{C}$$

Para um perfil HEA 260 temos as seguintes características:

Área da secção: 86,82 cm²

Área da superfície: 1,484 m²/m

A massividade do perfil HEA 260 é dada por:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{1,484}{86,82 * 10^{-4} * 1} = 170,9m^{-1}$$

O fator de massividade calculado como se o perfil tivesse proteção em caixa vale

$$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b = \frac{2 * (250 + 260) * 10^{-3}}{86,82 * 10^{-4} * 1} = 117,5m^{-1}$$

Pelo que o fator k_{sh} vale

$$k_{sh} = 0,9 * \frac{\left[\frac{A_m}{V}\right]_b}{\left[\frac{A_m}{V}\right]} = 0,9 * \frac{117,5}{170,9} = 0,619$$

E o fator de massividade modificado vem dado por

$$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V}\right] = 0,619 * 170,9 = 105,8m^{-1}$$

Interpolando os valores da tabela 15, para um tempo de 30 minutos e um fator de massividade de 105,8m⁻¹, obtém-se uma temperatura de

$$\theta_d = 770^\circ\text{C}$$

Pelo que

$$\theta_d < \theta_{cr}$$

Logo, os pilares apresentam a resistência ao fogo exigida.

8.6 UTILIZAÇÃO DE MATERIAL DE PROTEÇÃO

8.6.1 Vigas

8.6.1.1 Argamassa projetada

Resistência ao fogo R30

Uma vez que as vigas em perfis IPE 300 não cumprem a resistência ao fogo pretendida R30, procurou-se estudar alternativas de proteção.

Optou-se por estudar uma solução em material projetado de alta densidade constituído por Vermiculite/perlite e gesso. Pretende-se determinar a espessura necessária, considerando uma secção aberta exposta ao fogo. Para esta situação o elemento tem um fator de massividade de $215,6m^{-1}$, conforme visto anteriormente.

Para a situação não protegida, obteve-se uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 479^{\circ}C$

A tabela 21 fornece os seguintes dados relativamente a este material:

$$\lambda_p = 0,12 W/(m.K)$$

$$c_p = 1100J/(Kg.K)$$

$$p_p = 650Kg/m^3$$

$$p = 15\% \text{ (valor de cálculo do teor de humidade)}$$

Consultando a tabela 21, verifica-se que para um tempo de 30 minutos, a temperatura máxima tabelada é de $421^{\circ}C$, que está abaixo da temperatura crítica. Portanto decidiu-se usar esta temperatura como referência. Assim, tem-se que:

$$\frac{A_p \lambda_p}{V d_p} \leq 2000W/(m^3 * K)$$

Daqui é possível obter o valor teórico da espessura do material de proteção

$$d_p \geq 0,0129m = 12,9mm$$

Material	Densidade $\rho_p [Kg/m^3]$	Teor humidade $p \%$	Condutividade térmica $\lambda_p [W/m \cdot K]$	Calor específico $c_p [J/(Kg \cdot K)]$
Materiais de projeção				
• Fibra mineral	300	1	0.12	1200
• Cimento de vermiculite	350	15	0.12	1200
• Perlite	350	15	0.12	1200
Materiais de projeção de alta densidade				
• Vermiculite/perlite e cimento	550	15	0.12	1100
• Vermiculite/perlite e gesso	650	15	0.12	1100
Placas				
• Vermiculite/perlite e cimento	800	15	0.20	1200
• Silicato fibroso ou silicato de cálcio fibroso	600	3	0.15	1200
• Fibrocimento	800	5	0.15	1200
• Placas de gesso	800	20	0.20	1700
Placas de fibras compactas				
• Silicato fibroso, lã mineral, lã de rocha	150	2	0.20	1200
Materiais cerâmicos				
• Betão	2300	4	1.60	1000
• Betão leve	1600	5	0.80	840
• Blocos de betão	2200	8	1.00	1200
• Tijolo cerâmico vazado	1000	-	0.40	1200
• Tijolo cerâmico não vazado	2000	-	1.20	1200

Tabela 21 Propriedades de materiais mais comuns utilizados como proteção contra fogo (Mesquita, A., 2013)

Esta espessura pode ser corrigida para ter em conta a capacidade calorífica da secção. Para tal, há que calcular ϕ de acordo com a expressão

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$$

Sendo

c_p calor específico do material de proteção contra incêndio independente da temperatura [$J/(Kg * K)$]

c_a calor específico do aço dependente da temperatura [$J/(Kg * K)$]

ρ_p massa específica do material de proteção contra incêndio [Kg/m^3]

ρ_a massa específica do aço [$7850 Kg/m^3$]

d_p espessura do material de proteção contra incêndio [m]

k_p [W/m^2K]	200	400	600	800	1200	2000
Time [min.]	Steel temperature in °C					
0	20	20	20	20	20	20
10	37	54	70	85	113	163
20	60	97	130	160	215	304
30	84	139	188	232	306	421
40	108	181	244	298	388	514
50	132	222	296	359	459	589
60	156	260	345	414	520	650
70	179	298	391	465	573	699
80	202	333	433	510	620	730
90	225	367	472	552	661	743
100	247	399	509	589	695	773
110	268	430	542	623	721	816
120	289	459	573	654	734	859
130	310	486	602	681	744	900
140	330	512	629	705	765	935
150	349	537	654	723	795	965
160	368	560	677	733	828	990
170	386	582	697	739	861	1013
180	404	603	714	751	892	1032
190	422	623	727	769	921	1049
200	439	642	734	792	948	1065
210	455	660	738	817	972	1078
220	471	677	747	843	993	1090
230	487	692	760	869	1013	1101
240	502	706	777	893	1031	1112

Tabela 22 Temperatura em secções protegidas sujeitas ao incêndio padrão ISO 834 (Mesquita, A., 2013)

Como $\theta_{a,cr} = 479^\circ\text{C}$, temos que

$$c_a = 425 + 7,73 * 10^{-1} * \theta_a - 1,69 * 10^{-3} * \theta_a^2 + 2,22 * 10^{-6} * \theta_a^3 = 407,77 \text{ J/Kg} * K$$

E obter uma nova espessura d_p através da expressão corrigida

$$\frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}} \leq 1963 \text{ W}/(\text{m}^3 * K) \Leftrightarrow d_p \geq \frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{1963} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}}$$

Apresenta-se abaixo o resultado do processo iterativo para determinação da espessura do material de proteção.

d_p	$\phi = \frac{c_p \rho_p A_p}{c_a \rho_a d_p V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{1963} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}}$
0,0129	0,6230	0,0099
0,0099	0,4750	0,0105
0,0105	0,5034	0,0103
0,0103	0,4977	0,0104
0,0104	0,4988	0,0104

Tabela 23 Processo iterativo para determinação da espessura da argamassa projetada para R30

Assim, tendo em conta a capacidade calorífica da secção deve usar-se uma espessura de 10,4 milímetros. Vale a pena recordar que esta espessura foi determinada para uma temperatura inferior à temperatura crítica, pelo que o dimensionamento do material de proteção é conservador.

Resistência ao fogo R180

Admita-se agora que se pretende que as vigas tenham uma resistência ao fogo de 180 minutos (R180) e que se pretende recorrer ao mesmo material.

Consultando a tabela 22, para uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 479^\circ\text{C}$ e para um tempo regulamentar de 180 minutos, por interpolação, obtém-se

$$\frac{A_p \lambda_p}{V d_p} \leq 275\text{W}/(\text{m}^3 * \text{K})$$

Daqui tira-se que

$$d_p \geq 0,094\text{m} = 94\text{mm}$$

Recorreu-se a um processo iterativo por forma a corrigir a espessura do material de proteção, devido à capacidade calorífica da secção.

d_p	$\phi = \frac{c_p \rho_p A_p}{c_a \rho_a d_p V}$	$d_p \geq \frac{A_p \lambda_p}{V} * \frac{1}{1963} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}}$
0,0940	4,52	0,0288
0,0288	1,39	0,0555
0,0555	2,67	0,0403
0,0403	1,94	0,0478
0,0478	2,30	0,0438
0,0438	2,11	0,0458
0,0458	2,21	0,0447
0,0447	2,15	0,0453
0,0453	2,18	0,0450
0,0450	2,17	0,0452
0,0452	2,17	0,0451
0,0451	2,17	0,0451

Tabela 24 Processo iterativa para determinação da espessura da argamssa projetada para R180

Assim, tendo em conta a capacidade calorífica da secção deve usar-se uma espessura de 45,1 milímetros de material.

Deve-se também ter em conta o tempo de atraso devido ao teor de humidade do material de proteção. Assim

$$t_v = \frac{\rho \rho_p d_p^2}{5 \lambda_p}$$

ρ teor de humidade [%]

λ_p condutibilidade térmica do sistema de proteção contra incêndio [$W/(m * K)$]

Tal que

$$t_v = \frac{20 * 800 * 0,0451^2}{5 * 0,2} = 33 \text{ minutos}$$

Logo, as vigas protegidas com 45,1mm de material projetado à base de vermiculite/perlite e gesso apresentam uma resistência ao fogo de $180 + 33 = 213$ minutos.

8.6.1.2 Alteração da secção

Resistência ao fogo R30

Pretende-se agora estudar a possibilidade da alteração do perfil da viga, por uma secção que cumpra a resistência ao fogo R30. Assim recorreu-se a um processo iterativo. Começou-se por verificar a possibilidade de alterar a viga por outra secção da série IPE. No entanto, o mesmo não foi possível, visto que mesmo para a secção “mais pesada”, IPE 600, não é possível cumprir a verificação ao fogo sem material de proteção. Desta forma, procurou usar-se uma secção da série HEB, sendo que após iteração se verificou que o perfil HEB 360 cumpre a verificação, sem necessidade de elementos de proteção.

IPE 330	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	2,100	0,544	3,388	0,165	0,825	0,692	0,485	0,989	0,639	543
	543	0,647	0,475	2,857	0,740	5,511	0,098	1,014	0,585	0,253	0,993	0,709	523
	523	0,709	0,533	2,791	0,723	5,301	0,102	0,996	0,595	0,274	0,993	0,702	525
	525	0,703	0,528	2,797	0,724	5,320	0,102	0,998	0,594	0,272	0,993	0,703	525

Tabela 25 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 330

IPE 360	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	1,967	0,499	3,074	0,184	0,787	0,717	0,539	0,990	0,504	584
	584	0,520	0,356	3,062	0,727	6,182	0,087	1,001	0,592	0,268	0,994	0,590	557
	557	0,603	0,435	2,914	0,693	5,694	0,094	0,965	0,611	0,310	0,993	0,577	561
	561	0,591	0,423	2,933	0,697	5,754	0,093	0,969	0,609	0,304	0,993	0,578	561

Tabela 26 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 360

IPE 500	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	1,730	0,365	2,559	0,225	0,685	0,790	0,697	0,992	0,238	699
	699	0,232	0,132	3,703	0,880	8,559	0,061	1,173	0,513	0,088	0,999	0,343	643
	643	0,367	0,233	3,312	0,787	7,060	0,075	1,065	0,561	0,198	0,997	0,317	656
	656	0,336	0,209	3,369	0,800	7,269	0,073	1,081	0,554	0,182	0,997	0,320	654
	654	0,340	0,213	3,359	0,798	7,234	0,073	1,078	0,555	0,184	0,997	0,320	654

Tabela 27 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 500

IPE 600	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	1,600	0,307	2,300	0,253	0,647	0,822	0,766	0,994	0,150	768
	768	0,148	0,103	2,310	0,443	3,918	0,141	0,742	0,748	0,605	0,995	0,171	749
	749	0,148	0,103	2,310	0,443	3,918	0,141	0,742	0,748	0,605	0,995	0,171	749

Tabela 28 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção IPE 600

HEB 300	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	0,983	0,574	1,303	0,464	0,851	0,676	0,450	0,995	0,250	692
	692	0,249	0,144	1,696	0,991	2,490	0,232	1,313	0,460	-0,043	1,001	0,266	682
	682	0,273	0,162	1,654	0,966	2,405	0,241	1,280	0,472	-0,014	1,000	0,265	683
	683	0,271	0,161	1,658	0,968	2,412	0,240	1,283	0,471	-0,016	1,000	0,265	683

Tabela 29 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 300

HEB 320	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	0,985	0,540	1,305	0,463	0,821	0,694	0,490	0,996	0,218	712
	712	0,216	0,125	1,696	0,930	2,490	0,232	1,235	0,489	0,029	1,000	0,232	703
	703	0,226	0,129	1,731	0,949	2,562	0,225	1,259	0,479	0,006	1,000	0,233	702
	702	0,228	0,129	1,735	0,951	2,569	0,224	1,262	0,478	0,003	1,000	0,233	702

Tabela 30 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 320

HEB 340	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	0,990	0,509	1,312	0,460	0,795	0,711	0,527	0,996	0,195	729
	729	0,195	0,118	1,632	0,839	2,362	0,246	1,125	0,534	0,136	0,998	0,207	720
	720	0,206	0,122	1,672	0,859	2,440	0,237	1,149	0,523	0,112	0,999	0,208	719
	719	0,207	0,122	1,676	0,862	2,449	0,236	1,151	0,522	0,109	0,999	0,208	719

Tabela 31 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 340

HEB360	θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	$\varphi_{\theta,z}$	$\chi_{z,fi}$	$\varphi_{\theta,y}$	$\chi_{y,fi}$	μ_y	k_y	μ_0	$\theta_{a,cr}$
	20	1,000	1,000	0,995	0,482	1,318	0,458	0,773	0,726	0,559	0,996	0,176	744
	744	0,177	0,112	1,569	0,760	2,240	0,260	1,036	0,575	0,230	0,998	0,185	736
	736	0,187	0,116	1,608	0,779	2,315	0,251	1,056	0,565	0,207	0,998	0,186	736

Tabela 32 Processo iterativo para determinação da temperatura crítica para vigas com secção HEB 360

Perfil	IPE 330	IPE 360	IPE 500	IPE 600	HEB 300	HEB 320	HEB 340	HEB 360
c/t banzo	5,07	4,96	4,62	4,21	6,18	5,72	5,44	5,19
c/t alma	36,13	37,33	41,76	42,83	18,91	19,57	20,25	20,88
Classe da secção	1	1	1	1	1	1	1	1
λ_z	197,18	184,70	162,41	150,21	92,35	92,47	92,96	93,46
λ_y	51,06	46,82	34,26	28,81	53,89	50,65	47,78	45,28
$\bar{\lambda}_{z,20^\circ\text{C}}$	2,10	1,97	1,73	1,60	0,98	0,98	0,99	1,00
$\bar{\lambda}_{y,20^\circ\text{C}}$	0,54	0,50	0,36	0,31	0,57	0,54	0,51	0,48
$\frac{A_m}{V}$	200,29	186,03	151,00	129,17	116,16	109,80	105,91	102,38
$\left[\frac{A_m}{V}\right]_b$	156,52	145,74	121,21	105,13	80,48	76,88	74,90	73,09
k_{sh}	0,70	0,71	0,72	0,73	0,62	0,63	0,64	0,64
$k_{sh} \left[\frac{A_m}{V}\right]$	140,87	131,17	109,09	94,62	72,43	69,19	67,41	65,78
θ_d	789	784	772	761	735	732	730	728
$\theta_{a,cr}$	525	561	654	749	683	702	719	736
Verificação	Não cumpre!	Não cumpre!	Não cumpre!	Não cumpre!	Não cumpre!	Não cumpre!	Não cumpre!	Cumpre!

Tabela 33 Resumo do processo iterativo para determinação da secção que cumpre a verificação ao fogo, sem material de proteção

8.6.2 Contraventamento vertical

8.6.2.1 Pintura intumescente

Resistência ao fogo R30

Procurou-se estudar a utilização de uma solução de proteção dos contraventamentos verticais (SHS 80x4) com pintura intumescente. Neste caso, recorreu-se à utilização de tabelas disponibilizadas pelo fornecedor da tinta, para determinação da espessura a aplicar. A tinta proposta é a Teclack-W da Mercor Tecresa. O fornecedor

disponibiliza tabelas, sendo que as mesmas apenas consideram a temperatura crítica de 500°C.

PINTURA IGNÍFUGA TECLACK-W®

mercor tecresa

Data de versão: 15/04/2021
Nº de versão: 3

DESCRÇÃO

Teclack-W® é uma pintura ignífuga, intumescente e solúvel na água, para estruturas de aço.

CERTIFICADOS

Certificado de avaliação Técnica Europeia (ETA) segundo ETAG 018-parte-2, e referido no informe ETA-16 / 0359 de 27.05.2016

CR 61-01 / 06.12.2015

Eme A-2/1998

Fires CR-208-12-AUPE2

Figura 98 Ficha técnica da tinta Teclack-W da Mercor Tecresa (mercortecresa.com)

Pretendeu-se determinar a espessura necessária, considerando uma secção aberta exposta ao fogo. Conforme visto, para esta situação o elemento tem um fator de massividade de $258,5m^{-1}$.

Para a situação não protegida, obteve-se uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 600^{\circ}C$.

Assim, para um tempo de 30 minutos, uma temperatura crítica de 500°C e uma massividade de $258,5m^{-1}$, é possível por análise da tabela obter uma espessura de 250µm.

É importante referir que esta espessura foi determinada para uma temperatura inferior à temperatura crítica, pelo que o dimensionamento do material de proteção é conservador.

TABELA DE ESPESSURAS PINTURAS TECLACK-W® PARA PERFIS FECHADOS (CIRCULARES E RETANGULARES OCOS)						
As espessuras que figuram nesta tabela são as que figuram no informe CR-61-01. Tabela valida para temperatura de desenho de 500 °C. Para outras temperaturas consultar ao departamento técnico. (* Espessuras de pintura intumescente Teclack W® expressados em µm) R 90 min R 120 min						
Massividade (m ⁻¹)	R 15 min	R 30 min	R 45 min	R 60 min	R 90 min	R 120 min
57	250	250	293	638	1328	2017
60	250	250	293	638	1328	2017
65	250	250	359	767	1585	2403
70	250	250	359	767	1585	2403
75	250	250	426	901	1851	2801
80	250	250	426	901	1851	2801
85	250	250	496	1039	2126	3213
90	250	250	496	1039	2126	3213
95	250	250	568	1182	2410	3639
100	250	250	568	1182	2410	3639
105	250	250	642	1330	2705	-
110	250	250	642	1330	2705	-
115	250	250	720	1483	3010	-
120	250	250	720	1483	3010	-
125	250	250	800	1642	3326	-
130	250	250	800	1642	3326	-
135	250	250	883	1806	3654	-
140	250	250	883	1806	3654	-
145	250	250	969	1977	-	-
150	250	250	969	1977	-	-
155	250	250	1059	2155	-	-
160	250	250	1059	2155	-	-
165	250	250	1152	2339	-	-
170	250	250	1152	2339	-	-
175	250	250	1248	2531	-	-
180	250	250	1248	2531	-	-
185	250	250	1349	2730	-	-
190	250	250	1349	2730	-	-
195	250	250	1454	2938	-	-
200	250	250	1454	2938	-	-
205	250	250	1563	3155	-	-
210	250	250	1563	3155	-	-
215	250	250	1677	3381	-	-
220	250	250	1677	3381	-	-
225	250	250	1797	3617	-	-
230	250	250	1797	3617	-	-
235	250	250	1921	-	-	-
240	250	250	1921	-	-	-
245	250	250	2051	-	-	-
250	250	250	2051	-	-	-
255	250	250	2188	-	-	-
260	250	250	2188	-	-	-
265	250	250	2331	-	-	-
270	250	250	2331	-	-	-
275	250	250	2482	-	-	-
280	250	250	2482	-	-	-
285	250	250	2640	-	-	-
290	250	250	2640	-	-	-

Figura 99 Tabela para determinação de espessura da pintura Teclack-W da Mercor Tecresa (mercortecresa.com)

8.6.2.2 Argamassa projetada

Resistência ao fogo R30

Procurou-se também estudar a utilização de uma solução de proteção dos contraventamentos verticais (SHS 80x4) com argamassa projetada. Neste caso, recorreu-se à utilização de tabelas disponibilizadas pelo fornecedor da argamassa, para determinação da espessura a aplicar. O produto proposto é o Biofire da Tria. Trata-se de uma argamassa pastosa, para proteção de elementos estruturais, composta por inertes leves de perlite e vermiculite expandidos, ligantes hidráulicos, controladores de presa e aditivos para melhorar a projeção. O fornecedor disponibiliza tabelas para cálculo das espessuras a aplicar.

BIOFIRE

descrição

Biofire é uma argamassa pastosa, para proteção de elementos estruturais. Composta por inertes leves de perlite e vermiculite expandidos, ligantes hidráulicos, controladores de presa e aditivos para melhorar a projeção. Não contém asbestos.

campo de aplicação

Proteção contra incêndios em estruturas metálicas e mistas (vigas e pilares) lajes colaborantes, estruturas de betão, estruturas de madeira e construções em tabique. Está ensaiado para diferentes temperaturas críticas, perfis abertos e fechados, pilares e vigas. Para cálculo de espessuras, ver tabela ou consultar o nosso departamento técnico.

aplicação

Preparação de superfícies

Os perfis metálicos a proteger com Biofire devem estar limpos de poeiras e gorduras. Caso o suporte não proporcione boas condições de aderência, deverá ser aplicada uma malha metálica antes da projeção.

Método de aplicação

Máquina de projeção por via húmida / Aplicação manual Biofire é aplicado em uma ou várias camadas até à obtenção da espessura necessária à estabilidade ao fogo requerida.

Acabamento

Rugoso ou liso. Biofire pode ser pintado após secagem total, com os sistemas de pintura vulgarmente utilizados sobre superfícies em gesso.

especificações

Base	Gesso
Cor	Branco
Densidade aparente	600-760 Kg/m ³
Densidade da argamassa endurecida	850-900 Kg/m ³
pH	12
Aderência	≥ 0.10 N/mm ² (dependend suporte)
Força de compressão	≥ 2 N/mm ²
Resistência à flexão	≥ 1 N/mm ² (depois de 28 d)
Rendimento teórico	8.5 Kg/m ² /cm
Temperatura de aplicação	Entre 3 °C e 30 °C
Reação ao fogo	A1
Amianto	Sem amianto
Condutividade térmica	0.122 W/mK
Absorção sonora (αw)	0.55(H) Classe D espessura 25 mm
Apresentação	20kg /saco. 54 sacos / pallet (1,120 Kg)

Os valores contidos nesta tabela são informativos.



Figura 100 Ficha técnica da argamassa Biofire da Tria (www.tria.pt)

Pretendeu-se determinar a espessura necessária, considerando uma secção aberta exposta ao fogo. Conforme visto, para esta situação o elemento tem um fator de massividade de $258,5m^{-1}$.

Para a situação não protegida, obteve-se uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 600^{\circ}C$.

Assim, para um tempo de 30 minutos, uma temperatura crítica de $600^{\circ}C$ e uma massividade de $258,5m^{-1}$, é possível por análise da tabela obter uma espessura de 13 milímetros.

TABELA DE ESPESSURAS DE BIOFIRE

Classificação de Resistência ao Fogo das Secções Ocas								
Fator forma	Espessura mínima (mm) para uma temperatura de projeto de 600 °C							
(Am/V (m ⁻¹))	R15	R30	R45	R60	R90	R120	R180	R240
240	12	12	14	17	26	36	53	-
245	12	12	14	17	26	36	54	-
250	13	13	14	18	28	36	54	-
255	13	13	14	18	28	36	54	-
260	13	13	14	19	28	36	55	-
265	13	13	14	19	28	36	55	-
270	13	13	14	19	28	36	55	-
275	13	13	14	19	28	36	55	-
280	13	13	14	19	28	38	55	-
285	13	13	14	19	28	38	55	-
290	13	13	14	19	28	38	56	-
295	13	13	14	19	29	38	56	-

Tabela 34 Tabela para determinação de espessura da argamassa Biofire da Tria (www.tria.pt)

8.6.3 Pilares**8.6.3.1 Placas de gesso****Resistência ao fogo R180**

Admita-se agora que os pilares devem ter uma resistência ao fogo de 180 minutos e que, para tal, se utilizam placas de gesso.

Pretende-se determinar a espessura necessária, considerando uma proteção em caixão.

Para esta situação o elemento tem um fator de massividade de $117,5m^{-1}$.

Para a situação não protegida, obteve-se uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 945^{\circ}C$

A tabela 21 fornece os seguintes dados relativamente a placas de gesso:

$$\lambda_p = 0,20 W/(m.K)$$

$$c_p = 1700J/(Kg.K)$$

$$p_p = 800Kg/m^3$$

$$p = 20\% \text{ (valor de cálculo do teor de humidade)}$$

Consultando a tabela 22, para uma temperatura crítica de $\theta_{a,cr} = 945^{\circ}C$ e para um tempo regulamentar de 180 minutos, por interpolação, obtém-se

$$\frac{A_p \lambda_p}{V d_p} \leq 1503W/(m^3 * K)$$

Daqui tira-se que

$$d_p \geq 0,0156m = 15,6mm$$

Esta espessura pode ser corrigida se se tiver em conta a capacidade calorífica da secção. Para tal, há que calcular ϕ de acordo com a expressão

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$$

Como $\theta_{a,cr} = 945^\circ\text{C}$, temos que

$$c_a = 650 \text{ J/Kg} \cdot \text{K}$$

E obter uma nova espessura d_p através da expressão corrigida

$$\frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}} \leq 1963 \text{ W/(m}^3 \cdot \text{K)} \Leftrightarrow d_p \geq \frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{1963} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}}$$

Apresenta-se abaixo o resultado do processo iterativo para determinação da espessura.

d_p	$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$	$d_p \geq \frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{1963} * \frac{1}{1 + \frac{\phi}{2}}$
0,0156	0,4897	0,0076
0,0076	0,2377	0,0084
0,0084	0,2645	0,0083
0,0083	0,2614	0,0084
0,0084	0,2617	0,0084

Tabela 35 Processo iterativo para determinação da espessura das placas de gesso para R180

Assim, tendo em conta a capacidade calorífica da secção deve usar-se uma espessura de 8,4 milímetros. Visto que as placas de gesso têm uma espessura *standard* de 12,5mm, assume-se que será suficiente a utilização de 1 placa.

Deve-se também ter em conta o tempo de atraso devido ao teor de humidade do material de proteção. Assim

$$t_v = \frac{\rho \rho_p d_p^2}{5 \lambda_p}$$

Tal que

$$t_v = \frac{20 * 800 * 0,0125^2}{5 * 0,2} = 2,5 \text{ minuto}$$

Logo, para placas de gesso com uma espessura de 12,5 milímetros obtém-se um tempo de resistência ao fogo de $180 + 2,5 = 182,5$ minutos.

8.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste caso de estudo não foi proceder a um cálculo exaustivo da estrutura em situação de incêndio. Os elementos de aço foram verificados por meio de métodos simplificados que, ainda que de fácil execução, permitem uma aproximação conservadora, logo pelo lado da segurança, relativamente à resistência ao fogo. Foi desprezado o efeito do envolvimento dos perfis metálicos por elementos não estruturais, tais como alvenaria, painéis de revestimento, entre outros. Não foi considerado também o aumento diferencial da temperatura numa secção.

É importante ainda referir o fator económico. Por norma, a utilização de material de proteção é mais económica do que a utilização de perfis com menor massividade. Um exemplo claro foi a solução estudada para as vigas. Verificou-se que, para uma resistência ao fogo R30, seria necessário substituir os perfis IPE 300 por perfis HEB 360. Esta alteração representa um acréscimo de 99,8Kg por metro linear de viga. Considerando preços “grosseiros”, conforme imagem abaixo, esta alteração corresponderia a um acréscimo de $99,80\text{Kg} \times 2,13\text{€} = 212,57\text{€}$ por metro linear de viga.

EAV010 kg Aço em vigas.		2,13€			
Aço EN 10025 S275JR, em vigas formadas por peças simples de perfis laminados a quente das séries IPN, IPE, HEB, HEA, HEM ou UPN, acabamento com primário antioxidante, com ligações soldadas em obra, a uma altura de até 3 m. O preço inclui as soldaduras, os cortes, os desperdícios, as peças especiais, os casquilhos e os elementos auxiliares de montagem.					
Unitário	Ud	Descrição	Rend	Preço unitário	Importância
m107ala010dab	kg	Aço laminado EN 10025 S275JR, em perfis laminados a quente, peças simples, para aplicações estruturais, das séries IPN, IPE, HEB, HEA, HEM ou UPN, acabamento com primário antioxidante. Trabalhado e montado em oficina, para colocar com ligações soldadas em obra.	1,000	1,44	1,44
mq08sol020	h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldadura elétrica.	0,018	3,42	0,06
mo047	h	Oficial de 1ª montador de estruturas metálicas.	0,010	21,01	0,38
mo094	h	Ajudante de montador de estruturas metálicas.	0,010	20,51	0,21
	%	Custos directos complementares	2,000	2,09	0,04
Custo de manutenção decenal: 0,06€ nos primeiros 10 anos.				Total:	2,13

Figura 101 Preço indicativo do Kg de aço (www.geradordeprecos.info)

Por outro lado, caso se optasse pela proteção das vigas com argamassa projetada, tendo em conta a superfície por metro linear de um perfil IPE 300, esta proteção corresponderia a um acréscimo de $1,16\text{m}^2 \times 17,13\text{€} = 19,87\text{€}$ por metro linear de viga. Ou seja, menos de 10% do custo da alteração da secção dos pilares, por perfis “mais pesados”.

RRR010 m² Argamassa ignífuga.		17,13€			
Argamassa ignífuga projectada, reacção ao fogo classe A1.					
Unitário	Ud	Descrição	Rend	Preço unitário	Importância
m141mg010a	m²	Argamassa ignífuga projectada, reacção ao fogo classe A1, segundo EN 13501-1, composta de cimento em combinação com fonólito ou vermiculite.	1,000	6,78	6,78
mo028	h	Oficial de 1ª aplicador de produtos isolantes.	0,301	16,08	4,84
mo063	h	Ajudante de aplicador de produtos isolantes.	0,301	15,62	4,70
	%	Meios auxiliares	2,000	16,30	0,33
	%	Custos indirectos	3,000	16,63	0,50
Custo de manutenção decenal: 3,94€ nos primeiros 10 anos.				Total:	17,13

Figura 102 Preço indicativo do m² da argamassa ignífuga projetada (www.geradordeprecos.info)

Importa ainda referir que em caso da utilização de novos perfis para as vigas, será necessário fazer um novo dimensionamento, pelo que outros elementos estruturais poderão sofrer alterações, tais como pilares, podendo o custo ser ainda maior.

Este cálculo, ainda que simplista, permite ter uma ideia da solução mais vantajosa do ponto de vista económico, em última análise, o fator mais importante para qualquer Dono de Obra.

9 CONCLUSÕES

Os incêndios florestais são um problema de dimensão colossal no nosso país, conforme ficou evidenciado pela destruição causada pelos mega-incêndios de 2017. Em particular, as zonas industriais foram severamente afetadas, o que causou danos incalculáveis nas infraestruturas de diversas empresas.

Estes factos vieram alertar para a necessidade de proteger melhor estas estruturas, nomeadamente as que se encontram na interface industrial-florestal. Visto que a maioria dos edifícios industriais é constituída por estrutura metálica, surgiu também o interesse pelo estudo da reutilização destas estruturas após um evento de fogo.

As normas de projeto (nomeadamente os Eurocódigos) fornecem diretrizes para a verificação ao fogo. É possível utilizar métodos simplificados de cálculo, que ainda assim permitem uma avaliação conservadora das propriedades resistentes dos materiais. O caso de estudo desta dissertação recorreu a métodos simplificados preconizados no Eurocódigo 3 para avaliação da resistência ao fogo de elementos estruturais de uma nave industrial.

Quando a verificação ao fogo não é efetuada, ou quando se pretende aumentar a resistência estrutural ao fogo, devem ser utilizados materiais e/ou sistemas de proteção passiva. Nesta dissertação foram referidos diversos materiais, tais como materiais projetados, materiais rígidos, pinturas intumescentes, betão, entre outros. O caso de estudo desta dissertação permitiu estudar a incorporação de material de proteção passiva, por forma a aumentar a estabilidade ao fogo de elementos estruturais. A utilização deste tipo de materiais é, por norma, mais económica do que utilizar perfis metálicos mais pesados (com menor massividade).

No que toca à reutilização de estruturas atingidas pelo fogo, a legislação é omissa, existindo apenas algumas recomendações na legislação britânica. No entanto, vários estudos procuraram avaliar a reutilização de estruturas metálicas após incêndio, sendo que existe já alguma bibliografia com informações relevantes.

Após um evento de fogo, deve ser feita uma avaliação completa do estado da estrutura. O processo de avaliação deve começar com a recolha de informações sobre a gravidade do incêndio. É necessária uma inspeção inicial para examinar as evidências físicas observadas no local. Posteriormente, devem ser realizadas medições específicas, preferencialmente com recurso a técnicas não destrutivas. Também podem ser utilizados ensaios destrutivos, tais como ensaios de tração que, no entanto, requerem mais cuidados para que a integridade da estrutura não seja comprometida. É importante avaliar as condições pós-incêndio, já que isso permite conhecer as condições de fogo a que a estrutura esteve sujeita. Podem ser feitas avaliações da composição química do material, que também podem ajudar a perceber a temperatura máxima atingida, a forma como se processou o arrefecimento, a dureza do material, entre outros.

De seguida, devem ser avaliadas as propriedades mecânicas pós-incêndio, de acordo com os resultados encontrados na literatura, enquanto a capacidade geral da estrutura

pode ser verificada através da realização de análises estruturais. O procedimento é concluído com a sugestão de reforço ou substituição de membros críticos da estrutura. Para isso podem ser utilizados métodos tais como endireitamento térmico, reforço com recurso a soldadura, substituição (com corte e soldadura), entre outros.

No caso de estudo proposto foi verificada a viabilidade de reutilização de uma estrutura metálica (nave industrial) que esteve sujeita a um evento de fogo. Pretendeu-se verificar a capacidade da estrutura reutilizada para resistir ao fogo durante 30 minutos (R30), em caso de eventual nova situação de incêndio. Numa primeira fase, procurou-se estimar a capacidade remanescente dos elementos metálicos. Para isso, recorreu-se às equações propostas por Maraveas (Maraveas et al., 2015). Estas equações, ainda que de fácil utilização, permitem uma aproximação às propriedades resistentes da estrutura após incêndio. A aplicação destas fórmulas permitiu concluir que a tensão de cedência reduziu cerca de 12%, a tensão de rotura reduziu aproximadamente 5% e o módulo de elasticidade reduziu cerca de 10%. Em situações reais deve procurar verificar-se a fidedignidade destes resultados, através da realização de ensaios (destrutivos e/ou não-destrutivos).

Deve ser dada especial atenção às estruturas que estiveram sujeitas a uma situação de fogo anterior, devido ao impacto desse evento sobre as suas propriedades mecânicas. Por um lado, é reduzido o patamar de cedência, ou seja, a estrutura passa a apresentar deformações permanentes e irreversíveis a uma tensão inferior à original. Por outro lado, é reduzido o módulo de elasticidade. A estrutura perde assim elasticidade, tornando-se mais frágil. Estes fatores conjugados, junto com a diminuição da tensão de rotura, podem levar a uma maior dificuldade na deteção de uma rotura iminente.

Os perfis metálicos da estrutura original pertenciam à classe S275, no entanto, com a redução em 12% da tensão de cedência, assumiu-se que a classe de resistência dos perfis passou para a classe S235. Foi esta a classe utilizada para efeitos de cálculo de resistência ao fogo.

Numa primeira fase, verificou-se a resistência dos contraventamentos verticais, constituídos por perfis ocós de secção quadrada (SHS) 80x4. Ainda que estes cumpram na verificação de capacidade resistente à tração, não cumprem na verificação à compressão. Para a situação de compressão foi determinada uma temperatura crítica de 600°C, sendo que ao fim 30 minutos o perfil estaria sujeito a uma temperatura atuante de 830°C. Assim, para cumprir a capacidade resistente R30, propôs-se a utilização de duas alternativas: pintura intumescente ou argamassa projetada.

Relativamente à pintura intumescente, o produto considerado foi a tinta Teclack-W da Mercor Tecresa. Determinou-se ser necessário uma espessura de 250µm deste produto para cumprir o requisito R30, com base na tabela do fabricante. Esta espessura foi determinada para uma temperatura crítica de 500°C, logo, abaixo da temperatura crítica real, sendo, portanto, conservadora. Por sua vez, a argamassa projetada proposta foi a Biofire da Tria. Determinou-se ser necessária uma espessura

de 13 milímetros deste material para cumprir o requisito R30, com base na tabela do fabricante.

Posteriormente, foi verificada a resistência das vigas, constituídas por perfis metálicos IPE 300. As vigas estavam sujeitas a flexão composta e compressão, sendo que, por simplificação, foi considerado que não estariam sujeitas a encurvadura lateral. Foi determinada que a temperatura crítica seria de 479°C. Visto que a temperatura atuante ao fim de 30 minutos seria de 797°C, não foi verificada a segurança. Assim, para cumprir a capacidade resistente R30, propôs-se duas alternativas: a utilização de argamassa projetada ou alteração da secção do perfil utilizado.

Relativamente à argamassa, considerou-se um material projetado de alta densidade constituído por vermiculite/perlite e gesso. Calculou-se ser necessária uma espessura aproximada de 11 milímetros para garantir a capacidade resistente R30. A determinação desta espessura foi obtida de forma analítica, recorrendo aos valores tabelados para as propriedades da argamassa. Estudou-se ainda a possibilidade de utilização deste material para aumentar a capacidade resistente ao fogo para 180 minutos (R180). Neste caso, determinou-se que, com cerca de 45 milímetros de espessura deste material, é possível obter uma capacidade resistente superior a 200 minutos.

Relativamente à alteração da secção do perfil das vigas, o objetivo seria escolher um perfil “mais pesado”, com menor massividade, que por si só garantisse a resistência R30. Primeiramente, analisaram-se outros perfis da série IPE, sendo que nenhum permitiu obter a resistência pretendida. Alterou-se, então, para a série HEB. Após algumas iterações, determinou-se que o perfil HEB 360 garante a capacidade resistente R30 sem necessidade de material de proteção. Salvo algum eventual erro de cálculo que tenha empoado este resultado, verifica-se que é necessário um aumento elevado do peso de aço para cumprir a resistência ao fogo. Neste caso, foi necessário incrementar o peso do aço em cerca de 100Kg por metro linear de perfil. Desta forma, podemos concluir que a alteração da secção do perfil é um método muito pouco interessante do ponto de vista económico, quando comparado com a utilização de materiais de proteção.

Por fim, foi verificada a capacidade resistente dos pilares, constituídos por perfis HEA 260. Considerou-se que os pilares estiveram sujeitos apenas a esforços de compressão. Foi determinada que a temperatura crítica seria de 945°C. Por sua vez, ao fim de 30 minutos os pilares estariam sujeitos a uma temperatura atuante de 770°C. Concluiu-se assim que os pilares em perfis HEA 260 garantem a capacidade resistente R30, sem necessidade de material de proteção. No entanto, procurou-se ainda verificar a possibilidade de aumentar a resistência dos pilares para 180 minutos (R180), com recurso a placas de gesso. Recorrendo a métodos analíticos, e com base nos valores tabelados das propriedades das placas de gesso, determinou-se que 1 placa de gesso *standard* (12,5mm de espessura), garante a capacidade resistente R180 dos pilares.

9.1 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Esta dissertação recorreu a um conjunto de simplificações e generalizações, para que não fosse incrementado um grau de complexidade a ponto de se perder o foco no tema central. Assim, para que se possam obter resultados mais próximos da realidade outras abordagens poderão ser feitas no futuro. Nesse sentido, destacam-se possíveis desenvolvimentos a efetuar:

- Estudo de modelos de incêndio que permitam simular de forma mais adequada os incêndios de interface. Utilizar curvas de fogo mais realistas, nomeadamente com recurso a curvas paramétricas, para obter uma melhor aproximação ao tipo de incêndio verificado em infraestruturas industriais. Estudar a vertente do fogo vindo do exterior e o fogo que deflagra no interior devido à projeção de partículas. Recorrer a *software* específico e adequado à simulação da carga de fogo sobre elementos metálicos;
- Estudar o aquecimento diferencial da secção de perfis metálicos, sujeitos a carga de fogo na interface-industrial florestal, devido ao envolvimento por painéis de fachada/cobertura, alvenaria, entre outros;
- Realização de ensaios de fogo, seguidos de ensaios de carga (compressão e tração) para confirmação das fórmulas obtidas por Maraveas (Maraveas et. al., 2015) para determinação das propriedades residuais de elementos de aço, nomeadamente para o aço estrutural;
- Ensaios laboratoriais de recuperação da linearidade de elementos metálicos danificados pelo fogo, com recurso a métodos de *heat-straightening*. Verificar a viabilidade do método. Realizar ensaios de carga sobre elementos reparados, para confirmar a influência do método nas propriedades do aço;
- Estudar a possibilidade de reforço de estruturas metálicas com recurso a CFRP;
- Estudar a combinação de diferentes métodos de reparação (por exemplo, *heat-straightening*, reforço por soldadura de rijidificadores, reforço com CFRP, substituição parcial, etc.) em elementos danificados/deformados pelo fogo, por forma a restituir a capacidade inicial de um elemento.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comissão Técnica Independente (CTI), (2017). *Análise e apuramento dos factos relativos aos incêndios que ocorreram em Pedrógão Grande, Castanheira de Pera, Ansião, Alvaiázere, Figueiró dos Vinhos, Arganil, Góis, Penela, Pampilhosa da Serra, Oleiros e Sertã, entre 17 e 24 de junho de 2017*. Assembleia da República, Lisboa.

Comissão Técnica Independente (CTI2), (2018). *Avaliação dos incêndios ocorridos entre 14 e 16 de outubro de 2017 em Portugal Continental*. Assembleia da República, Lisboa.

Viegas, X. (2019). *Análise dos Incêndios Florestais ocorridos a 15 de outubro de 2017*. Centro de estudos sobre incêndios florestais para o Desenvolvimento da Aerodinâmica Industrial (CEIF-ADAI) da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Prates, P. (2018). *Análise dos impactes e mecanismos de propagação do fogo às instalações industriais do Concelho de Oliveira do Hospital no decurso dos incêndios de 15 e 16 de outubro de 2017*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Lopes, L. (2018). *Os Incêndios Florestais na Interface Urbano-Florestal – Caracterização em 2017 e medidas de autoproteção de aglomerados*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Letras da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Ribeiro, L. (2016). *Os incêndios na interface urbano-florestal em Portugal: uma análise de diagnóstico*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Epalanga, J. (2019). *Dimensionamento de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica Segundo o Eurocódigo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Pires, J. (2021). *Projeto Estrutural de Estruturas Metálicas segundo o Eurocódigo utilizando o software Robot Structural Analysis Professional 2020 da Autodesk®*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Simões, R. (2014). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas (3ª edição)*. CMM, Maia.

Sebenta da disciplina de Reabilitação de Estruturas de Betão Armado e de Estruturas Metálicas. *Reabilitação do espaço construído*. Luís Costa Neves, Professor Auxiliar do DEC-FCTUC. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Brito, I. (2005). *Patologia e reabilitação de construções em estrutura metálica*. Apontamentos da cadeira de Reabilitação de Edifícios da Licenciatura em Arquitetura do Instituto Superior Técnico, Lisboa.

LNEC (2009). *NP EN 1991-1-1. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. CT 115, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

LNEC (2010). *NP EN 1991-1-1-2. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-2: Ações gerais. Ações em estruturas expostas ao fogo*. CT 115, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

LNEC (2010). *NP EN 1993-1-1. Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CT 115, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

LNEC (2010). *NP EN 1993-1-2. Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço. Parte 1-2: Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo*. CT 115, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

Tide, R. (1998). *Integrity of structural steel after exposure to fire*. Engineering Journal, first quarter.

Maraveas, C. et al (2017). *Mechanical properties of high and very high steel at elevated temperatures and after cooling down*. Fire Science Reviews.

Maraveas, C. et al (2015). *Post-fire assessment and reinstatement of steel structures*. Journal of structural fire engineering, may.

Real, P. (2004). *Dimensionamento de estruturas metálicas em situação de incêndio segundo o EC3*. Apresentação na Universidade Nova de Lisboa, em 21 de abril.

Mesquita, A. (2013). *Verificação da resistência de estruturas de aço ao fogo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Patrício, H. et al (2011). *Estruturas metálicas – Guia Técnico de Recomendações: Requisitos de durabilidade, processos de degradação, métodos de inspeção e reparação*. Projeto DURATINET.

Khadivi, A. (2017). *A study of steel structures subjected to fire using non-destructive testing*. 4th Iranian International NDT Conference, Iran.

Fujita, M. et al (2014). *Application of various NDT methods for evaluation of building steel structures for reuse*. Journal Materials (www.mdpi.com).

CEN / TC 250 (2008). *EUR 23252 EN. Assessment of existing steel structures: recommendations for estimation of remaining fatigue life*. JRC – ECCS cooperation agreement for the evolution of Eurocode 3, first edition.

Marques, B. (2017). *Aplicação da técnica de correntes parasitas para deteção de defeitos em aço Duplex 2205 com diferentes tratamentos térmicos*. Projeto de graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

Filippin, C. et al (2017). *Emissão acústica. Conceitos e aplicações*. UEGA e LACTEC, Curitiba.

Lopes, A. (2018). *Inspeção e manutenção de pontes ferroviárias em estrutura metálica*. Relatório de estágio para obtenção do grau de mestre, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Seito, A. et al (2008). *A segurança contra incêndio no Brasil*. Projeto Editora, São Paulo.

Soares, E. (2014). *Aspetos gerais dos sistemas de proteção contra incêndio em estruturas metálicas*. Trabalho de curso, Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, UniCEUB – Centro Universitário de Brasília.

Panononi, F. (2007). *Coletânea do uso do aço. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio*. (4ª edição). Gerdau.

Real, P. (2016). *Proteção passiva de estruturas metálicas em situação de incêndio – a importância do conhecimento da temperatura crítica*. Proteger 2016, 5ª Conferência de segurança, no Centro de Congressos do Estoril.

Mofizul, I. et al (2019). *Strengthening techniques of steel structure: na overview*. World Scientific News, WSN 118 (2019) 181-193.

Alberta Transportation (2004). Repair of bridge structural steel elements manual – version 1.0.

Wu, H. et al (2009). *On the modeling of the stop-hole crack repair method*. Contribuição técnica para o 64º Congresso Anual ABM, Belo Horizonte, MG, Brasil.

FHWA (2008). *Guide for heat-straightening of damaged steel bridge members*. FHWA-IF-08-999, Federal Highway Administration, EUA.

Ambroziak, A. et al (2019). *Assessment of technical condition and repair of steel structure elements on the example of fire damage in a warehouse building*. International Conference on Structural Failures.

Reid, L. (2013). *Arresting cracks in steel bridges*. Western Bridge Preservation Partnership, San Diego, Califórnia, EUA.

ASI (2022). <https://www.steel.org.au/what-we-do/focus-areas/steel-and-fire/fire-damage-assessment-and-reinstatement-of-steel/>. Australian Steel Institute, Pymble NSW.