



**Thiago Dias de
Araújo e Silva**

**COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA EM
PÓRTICOS METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE
INCÊNDIO**

**BUCKLING LENGTHS IN STEEL FRAMES EXPOSED
TO FIRE**



**Thiago Dias de
Araújo e Silva**

COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA EM PÓRTICOS METÁLICOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Doutor Luciano Mendes Bezerra, Professo Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília.

Apoio financeiro do programa “Ciências sem Fronteiras” do Ministério da Educação do Brasil em parceria com a CAPES, sendo o número do processo 19128/12-6 e o ano 2013.

o júri
presidente

Prof. Doutor Fernando Manuel dos Santos Ramos
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Miguel Rosa Pereira Silvestre
professor associado do Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa

Prof. Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago
professora auxiliar da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Paulo Alexandre Gonçalves Piloto
professor adjunto do Instituto Politécnico de Bragança

Doutor Carlos André Soares Couto
Investigador da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor do meu destino, meu guia, socorro presente na hora da angústia.

À minha esposa Marina e aos meus filhos Davi e Lucas, pessoas com quem amo partilhar a vida. Com vocês tenho me sentido mais vivo de verdade. Obrigado pelo carinho, a paciência e por sua capacidade de me trazer paz na correria destes 3 anos e ao meus pais Waldir e Fátima a quem eu agradeço todas as noites a minha existência.

Com enorme admiração e respeito ao meu orientador Professor Paulo Vila Real, que além de se mostrar sempre disponível na orientação científica do trabalho, demonstrou também enorme companheirismo e amizade ao longo do doutoramento.

Aos meus coorientadores Professor Nuno Lopes e Professor Luciano Bezerra pela ajuda e pelas valiosas sugestões fornecidas durante a execução desta tese.

Ao Doutor Carlos Couto, que disponibilizou sempre todos os meios para que o trabalho prosseguisse, sempre amigo e incentivando, nunca mediu esforços para me ajudar, serei eternamente grato a você.

A todos os colegas e amigos da Universidade de Aveiro, em particular a André Monteiro, Márcia Lima, Flávio Arrais, Tiago Silva, Cláudia Amaral, António Figueiredo, Dimas de Castro e André Reis, pelo carinho e atenção dados a mim nestes anos.

Aos professores e funcionários do Programa de Doutoramento em Engenharia Civil da Universidade de Aveiro por sua preciosa colaboração na construção deste trabalho.

Aos meus colegas do Instituto Federal do Tocantins-IFTO e do Tribunal de Contas do Tocantins-TCE-TO pelo apoio e incentivo.

À comunidade da Igreja Batista de Aveiro, pois foi nesse meio que desenvolvi o valor da minha fé em Jesus Cristo.

A todos familiares e amigos que de alguma forma estiveram e estão próximos de mim, fazendo esta vida valer cada vez mais a pena.

Muito Obrigado

palavras-chave

Fogo; Aço; Colunas; Estruturas; Encurvadura, Estabilidade

resumo

As exigências estruturais referentes à segurança de estruturas metálicas em situação de incêndio construídas em território europeu e brasileiro são delimitadas, respectivamente, pela EN 1993-1-2 e pela ABNT NBR 14323:2013.

Em situação de incêndio, ambas as normas não são claras quando se refere ao comprimento de encurvadura a utilizar na verificação da resistência ao fogo de uma coluna pertencente a um pórtico não contraventado, indicando apenas que em regra geral deve ser determinado da mesma forma que à temperatura normal. Contudo, no caso de um pórtico contraventado no qual cada pavimento constitua um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, o Eurocódigo 3 e a ABNT NBR 14323:2013 sugerem valores específicos para os comprimentos de encurvadura. A Parte 1-2 do Eurocódigo 3 também não especifica quais esforços devem ser considerados na verificação do tempo de resistência ao fogo, não define o que são estruturas contraventadas e não deixa claro se as formulações adotadas no método simplificado de cálculo de elementos podem ser estendidas ao incêndio natural.

O presente estudo tem como objetivo avaliar o fenômeno de instabilidade de pórticos metálicos sujeitos à ação do fogo, a fim de determinar os comprimentos de encurvadura mais apropriados para a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio, através dos programas de elementos finitos SAFIR, CAST3M associado com o Cload+. Pretende-se ainda propor uma metodologia de cálculo para análise de estruturas metálicas em situação de incêndio.

keywords

Fire; Steel; Column; Frame; Buckling, Stability

abstract

Structural requirements concerning the safety of structures in case of fire built within Europe and Brazil are defined, respectively, by EN 1993 -1-2 and the ABNT NBR 14323:2013.

In fire conditions, both standards are unclear about the buckling length to use on the verification of fire resistance of columns of unbraced frames, only mentioning that it should be determined at normal temperature. However, in the case of a braced frame where each floor can be treated as a separate fire compartment with sufficient fire resistance, Eurocode 3 and ABNT NBR 14323:2013 suggest values for the buckling lengths. Part 1-2 of Eurocode 3 also does not specify what efforts should be considered when checking the fire resistance time, does not define what braced structures are and is not clear if the formulations adopted in simplified method of calculation elements can be extended to natural fire.

The present study is aimed to evaluate the instability phenomenon of steel frames subjected to the fire action in order to obtain the most appropriate buckling lengths when calculating the fire resistance of structures, using the finite element program SAFIR, CAST3M associated with Clod+. Another objective is to propose a design methodology for the analysis of steel structures in fire situation.

CONTEÚDO

LISTA DE FIGURAS	XV
LISTA DE TABELAS	XIII
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
ABREVIACÕES	XVIII
1. INTRODUÇÃO.....	3
1.1. Conceitos gerais.....	3
1.2. Contextualização.....	7
1.3. Objetivos.....	9
1.4. Organização da tese	10
2. CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	15
2.1. Introdução	15
2.2. Análise estrutural de pórticos metálicos	15
2.2.1. Níveis de análise e estabilidade estrutural.....	15
2.2.2. Determinação de cargas críticas	19
2.2.3. Disposições regulamentares EN1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008	22
2.3. Resistência mecânica em situação de incêndio.....	28
2.3.1. Análise térmica.....	29
2.3.2. Análise mecânica.....	32
2.3.3. Métodos de cálculo simplificados	36
3. DIMENSIONAMENTO À TEMPERATURA NORMAL DOS CASOS DE ESTUDO	41
3.1. Introdução	41
3.2. Características geométricas dos pórticos e dimensionamento	41
3.3. Metodologia utilizada no dimensionamento dos pórticos.....	46
3.3.1. Ações.....	46
3.3.2. Imperfeições e Carregamento.....	52
3.4. Metodologia utilizada no dimensionamento dos pórticos de contraventamento	55
4. COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA	61
4.1. Introdução	61
4.2. Pórticos sujeitos à curva nominal ISO 834	61
4.2.1. Análise térmica.....	61
4.2.2. Metodologia utilizada para determinar os comprimentos de encurvadura em situação de incêndio.....	65
4.2.3. Metodologia utilizada para determinar a coluna crítica do pórtico à temperatura normal (20°C) e em situação de incêndio.....	66
4.2.4. Resultados dos Pórticos de Múltiplos Andares sujeitos ao Incêndio Nominal	67
4.2.5. Resultados dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos a um incêndio nominal ...	87
4.3. Pórticos Sujeitos ao Incêndio Natural (Curvas Paramétricas)	95
4.3.1. Análise térmica.....	95
4.3.2. Evolução da temperatura na secção do perfil	96
4.3.3. Resultados dos Pórticos de Múltiplos Andares Sujeitos a Incêndio Natural.....	97

5.	CÁLCULO DO TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO.....	113
5.1.	Introdução	113
5.2.	Metodologia utilizada na verificação da estrutura em situação de incêndio.....	113
5.3.	Verificação da resistência ao fogo para os diversos casos de incêndio nominal-curva ISO-834.....	114
5.4.	Verificação da resistência ao fogo para as diversas situações de incêndio natural	121
6.	CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO QUANTO À SUA MOBILIDADE.....	131
6.1.	Introdução	131
6.2.	Classificação da Estruturas em Situação de Incêndio	131
6.3.	Metodologia de cálculo.....	132
6.4.	Resultados	133
6.4.1.	Resultado do Pórtico P1-1x3	133
6.4.2.	Resultado do Pórtico P2-2x3	137
6.4.3.	Resultado do Pórtico P2-3x3	141
6.4.4.	Resultado do Pórtico P2-4x3	148
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	157
7.1.	Conclusões	157
7.2.	Trabalhos Futuros	159
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	161

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise, (Adaptado de Nethercot, 2000)..... 16

Figura 2.2 - Coluna de Euler (Adaptado de Reis e Camotim, 2012). 17

Figura 2.3 - Carregamento proporcional. 18

Figura 2.4 - Modos de instabilidade de pórticos, (Reis e Camotim, 2012). 19

Figura 2.5 - Pórtico equivalente de Wood, (Reis e Camotim, 2012). 21

Figura 2.6 - Métodos de verificação da segurança baseados na resistência das secções transversais, EN1993-1-1. 25

Figura 2.7 - Método de dimensionamento considerando os comprimentos de encurvadura, segundo EN1993-1-1. 26

Figura 2.8 - Método de dimensionamento segundo a ABNT NBR8800/2008. 27

Figura 2.9 - Domínio bidimensional correspondente a um perfil em I aquecido em quatro lados. 31

Figura 2.10 - Diagramas tensão-extensão para várias temperaturas do aço carbono (EC3-1-1). 34

Figura 2.12 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos contraventados. 38

Figura 3.1 - Estrutura dos pórticos analisados (dimensões em metros) e secções dimensionadas. 43

Figura 3.2 - Planta de localização dos pórticos metálicos de múltiplos andares 44

Figura 3.3 - Planta de localização dos pórticos metálicos de travessas inclinadas (dimensões em metro)..... 45

Figura 3.4 - Zoneamento da ação do vento sobre os alçados/paredes. 49

Figura 3.5 - Zoneamento da ação do vento sobre a cobertura. 49

Figura 3.6 - Coeficiente de pressão externa sobre as paredes e cobertura. 51

Figura 3.7 - Distribuição das ações verticais. 53

Figura 3.8 - Distribuição das ações horizontais. 53

Figura 3.9 - Esquema de aplicação das forças horizontais no contraventamento. 55

Figura 3.10 - Planta baixa com a definição da área de influência do contraventamento. 56

Figura 3.11 - Geometria dos Pórticos de Contraventamento. 58

Figura 4.1 - Discretização da secção transversal em elementos finitos. 62

Figura 4.2 - Exposição das secções ao incêndio nominal ISO 834. 62

Figura 4.3 - Casos de Incêndio. 64

Figura 4.4 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Nominal 68

Figura 4.5 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3. 75

Figura 4.6 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3. 77

Figura 4.7 - Comparação entre secções aquecidas em 3 ou 4 lados. 78

Figura 4.8 - Incêndio generalizado no pavimento 0 do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados 80

Figura 4.9 - Coeficiente de encurvadura do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados. 81

Figura 4.10 - Incêndio generalizado no pavimento 1 do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios rotulados	83
Figura 4.11 - Coeficiente de encurvadura do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios rotulados.	84
Figura 4.12 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos não contraventados com apoios rotulados.....	85
Figura 4.13 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos não contraventados com apoios encastrados.....	85
Figura 4.14 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos contraventado.	86
Figura 4.15 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de Travessas Inclinadas sujeitos a um Incêndio Nominal	87
Figura 4.16 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura dos pórticos de travessa inclinada.....	91
Figura 4.17 - Variação do coeficiente de encurvadura com a temperatura da coluna mais crítica dos pórticos de travessa inclinada com apoios encastrados e rotulados para um incêndio nominal.	94
Figura 4.18 - Exposição das secções ao incêndio natural	95
Figura 4.19 - Comparação da evolução da temperatura nas secções das colunas críticas dos pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 (Curva ISO834 x Curva Paramétrica) em cada pavimento.....	97
Figura 4.20 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de múltiplos andares sujeitos a um incêndio natural.....	98
Figura 4.21 - Variação do parâmetro crítico de carga do pórtico P2-3x3 não contraventados com apoios rotulados para um incêndio natural e para um incêndio nominal para o caso-6 ($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$).	103
Figura 4.22 - Variação da temperatura em função do tempo dos perfis do pavimento 0 do Pórtico P2-3x3 para um incêndio natural de um edificado tipo escritório.	103
Figura 4.23 - Variação do parâmetro crítico de carga dos pórticos não contraventados, com apoios rotulados para um incêndio generalizado no pavimento 0, Incêndio Natural x Nominal.	104
Figura 4.24 - Variação do parâmetro crítico de carga dos pórticos não contraventados, com apoios rotulados para um incêndio generalizado no pavimento 1, Incêndio Natural x Nominal.	105
Figura 4.25 - Evolução do comprimento de encurvadura com a temperatura do pórtico P2-3x3, contraventado e não contraventado com apoios encastrados e rotulados para um incêndio natural.....	109
Figura 5.1 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Nominal.....	115
Figura 5.2 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos a um incêndio nominal.....	116
Figura 5.3 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 6,9,10,11 e 12 com incêndio em 1 pavimento por vez e 2 pavimentos simultaneamente (1º método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.....	118
Figura 5.4 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para o caso 6, com incêndio em 2 pavimentos simultaneamente (2º método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.....	118
Figura 5.5 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 3 e 7, com incêndio em 1 pavimento e 2 pavimentos simultaneamente (método simplificado (k=1.0 e 2.0) vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.....	119
Figura 5.6 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 3 e 7, com incêndio em 1 pavimento e 2 pavimentos simultaneamente (método simplificado (k=0.5 e 0.7) vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.....	119

Figura 5.7 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 4 e 8, com incêndio em 1 pavimento por vez (método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.	120
Figura 5.8 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os pórticos de travessas inclinadas (método simplificado vs método avançado de cálculo).	120
Figura 5.9 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para o caso 6, com incêndio em 1 pavimento por vez (método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares (P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3) contraventados.	121
Figura 5.10 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Natural	122
Figura 5.11 - Curva paramétrica de um incêndio no pavimento 2 do pórtico P2-3x3 para o cenário 1 de um edificado tipo hotel.	123
Figura 5.12 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3, para um incêndio natural de um edificado tipo hotel.	123
Figura 5.13 - Variação do parâmetro crítico de carga do pórtico não contraventado P2-3x3, com apoios encastrados e rotulados para um incêndio nominal, para o cenário 1 e 2.	124
Figura 5.14 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio natural) dos pórticos não contraventados.	125
Figura 5.15 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio nominal) dos pórticos não contraventados.	126
Figura 5.16 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio natural) dos pórticos contraventados.	126
Figura 5.17 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio nominal) dos pórticos Contraventados.	127
Figura 6.1 - Deslocamento do pórtico P1-1x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.	136
Figura 6.2 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1.	140
Figura 6.3 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2.	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço em situação de incêndio (EN1993-1-2 e ABNT NBR14323:2013).	34
Tabela 3-1 - Características geométricas dos pórticos metálicos.	42
Tabela 3-2 - Ações Verticais utilizadas no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares.	47
Tabela 3-3 - Ações verticais utilizadas no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas.	48
Tabela 3-4 - Coeficientes de pressão externa nas paredes.	50
Tabela 3-5 - Coeficientes de pressão externa na cobertura dos pórticos de travessas inclinadas.	50
Tabela 3-6 - Força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos considerando pressão interna de -0.3.	51
Tabela 3-7 - Força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos considerando pressão interna de +0.2.	51
Tabela 3-8 - Força do vento na cobertura utilizada no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas considerando pressão interna de -0.3.	52
Tabela 3-9 - Força do vento na cobertura utilizada no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas considerando pressão interna de +0.2.	52
Tabela 3-10 - Imperfeições geométricas equivalentes utilizadas na análise global dos pórticos.	53
Tabela 3-11 - Combinações no estado limite último, de serviço e de acidente para os pórticos de múltiplos andares.	54
Tabela 3-12 - Combinações no estado limite último, de serviço e de acidente para os pórticos de travessas inclinadas.	54
Tabela 3-13 - Cargas horizontais devido ao vento.	56
Tabela 3-14 - Cargas horizontais devido as imperfeições globais.	56
Tabela 3-15 - Dimensionamento dos contraventamentos.	57
Tabela 4-1 - Características de cada caso de incêndio.	63
Tabela 4-2 - Colunas Críticas dos pórticos de múltiplos andares não contraventados e contraventados à Temperatura Normal (20 °C).	68
Tabela 4-3 - Modo crítico de instabilidade do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados e rotulados no instante t=0 min.	69
Tabela 4-4 - Coluna crítica do pórtico P2-3X3 não contraventado, à temperatura normal.	69
Tabela 4-5 - Coluna Crítica dos Pórticos não contraventados e contraventados em Situação de Incêndio.	70
Tabela 4-6 - Modo crítico de instabilidade do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.	71
Tabela 4-7 - Coluna crítica dos pórticos não contraventados de travessas inclinadas à temperatura normal (20 °C) e em situação de incêndio.	88
Tabela 4-8 - Modo crítico de instabilidade dos pórticos de travessas inclinadas com apoios encastrados e rotulados no instante t=0 min.	88
Tabela 4-9-Áreas dos pavimentos e das aberturas.	96
Tabela 4-10 - Modo crítico de instabilidade dos pórticos não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante t= 0 min.	99
Tabela 4-11 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P1-1x2, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.	100

Tabela 4-12 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P1-2x3, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.....	100
Tabela 4-13 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P2-3x3, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.....	101
Tabela 5-1 - Número de casos em que não houve colapso para o incêndio natural	123
Tabela 6-1 - Variação do α_{cr} com a temperatura.	132
Tabela 6-2 - Deslocamento do pórtico P1-1x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.....	135
Tabela 6-3 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P1-1x3.	135
Tabela 6-4 - Dados referentes a combinação de incêndio.	136
Tabela 6-5 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.....	138
Tabela 6-6 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.....	139
Tabela 6-7 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-2x3 para um incêndio no pavimento 0.....	139
Tabela 6-8 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-2x3 para um incêndio no pavimento 1.....	139
Tabela 6-9 - Dados referentes a combinação de incêndio.	140
Tabela 6-10 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.....	143
Tabela 6-11 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.....	144
Tabela 6-12 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 2.....	145
Tabela 6-13 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 0.....	146
Tabela 6-14 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 1.....	146
Tabela 6-15 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 2.....	146
Tabela 6-16 - Dados referentes a combinação de incêndio.	146
Tabela 6-17 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.....	150
Tabela 6-18 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.....	151
Tabela 6-19 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 2.....	152
Tabela 6-20 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 3.....	153
Tabela 6-21 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 0.....	153
Tabela 6-22 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 1.....	154
Tabela 6-23 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 2.....	154
Tabela 6-24 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 3.....	154
Tabela 6-25 - Dados referentes a combinação de incêndio do pórtico P2-4x3.....	154

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas latinas

A_d	valor de cálculo da ação de acidente;
A	área da secção bruta;
B_1	Coefficiente de amplificação dos esforços de 2º ordem locais segundo ABNT NBR 8800:2008;
B_2	Coefficiente de amplificação dos esforços de 2º ordem globais segundo ABNT NBR 8800:2008;
E	módulo de elasticidade;
E_a	módulo de elasticidade do aço à temperatura normal;
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço à temperatura elevada, θ_a ;
$E_{fi,d}$	valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio;
$E_{fi,d,t}$	valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio no instante t ;
F_{ed}	valor de cálculo da carga que atua na estrutura;
$F_{Gi,k}$	valor característico das ações permanentes diretas;
$F_{Q,exc}$	valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;
$F_{Q,k}$	valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;
F_{cr}	valor crítico da carga associado à instabilidade elástica num modo global, determinado com base no valor da rigidez elástica inicial;
G_k	valor característico de uma ação permanente;
L	comprimento teórico do elemento;
$L_{cr,i}$	comprimento de encurvadura de uma barra genérica i ;
H_i	forças horizontais aplicadas ao nível de cada pavimento;
I	inercia da secção transversal;
$N_{b,fi,t,Rd}$	valor de cálculo do esforço de compressão resistente em situação de incêndio;
N_{ed}	valor de cálculo do esforço de compressão atuante à temperatura normal;
N_{cr}	Carga crítica de Euler;
$N_{cr,fi}$	Carga crítica de Euler em função da temperatura;
N_{Rd}	valor de cálculo da resistência da secção transversal à temperatura normal, de acordo com a EN 1993-1-1;
$Q_{fi,k}$	valor característico da carga de incêndio;
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável principal;
$Q_{k,i}$	valor característico das outras ações variáveis;
$R_{fi,d,t}$	valor de cálculo da resistência em situação de incêndio no instante t ;
P	carregamento;
P_E	carga crítica de Euler;
P_f	carga de colapso;
P_p	carregamento plástico;
P_{cr}	carga crítica elástica;

Letras minúsculas latinas

b	largura da secção transversal do perfil metálico;
$e_{0,d}$	valor de cálculo da amplitude de uma imperfeição local;
$f_{p,q}$	Tensão limite de proporcionalidade do aço à temperatura elevada θ_a ;
f_y	tensão de cedência a 20 °C;
$f_{y,\theta}$	tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θ_a ;
h	altura do perfil metálico; altura de um pórtico;
h_i	altura do andar i ;
$K_{y,\theta}$	fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ atingida no instante t ;
$K_{E\theta}$	fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ atingida no instante t ;
K_θ	valor relativo de uma propriedade de resistência ou de deformação do aço a temperaturas elevadas θ ;
K_{fi}	Coefficiente de encurvadura em situação de incêndio;
K	Coefficiente de encurvadura a 20°C;
l	comprimento de encurvadura a um elemento a 20°C;
l_{fi}	comprimento de encurvadura de um elemento em situação de incêndio;
l_{cr}	comprimento crítico de encurvadura de um elemento 20°C;
$l_{cr,fi}$	comprimento crítico de encurvadura de um elemento em situação de incêndio;
$L_{e,cr,fi}$	comprimento de encurvadura de uma coluna em situação de incêndio segundo a ABNT NBR 14323:2013;
q	deslocamento transversal;
m	número de colunas num alinhamento;
t	tempo de exposição ao incêndio;
$t_{r,fi}$	Valor de cálculo da resistência ao fogo com base no incêndio nominal ISO834;

Letras maiúsculas do alfabeto grego

Δt	intervalo de tempo;
Δl	alongamento induzido pela temperatura;
$\Delta\theta_{a,t}$	aumento da temperatura na secção do aço durante o intervalo de tempo Δt ;
$P-\Delta$	efeitos de segunda ordem globais;

Letras minúsculas do alfabeto Grego

α_{cr}	parâmetro crítico de carga a temperatura normal;
$\alpha_{cr,fi}$	parâmetro crítico de carga em situação de incêndio;
α_h	coeficiente de redução para tomar em consideração a altura h do pórtico;
α_m	coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento;
γ_g	coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
γ_{gi}	coeficiente de ponderação as ações permanentes diretas;
γ_{M0}	Fator parcial de segurança da resistência das secções transversais ($\gamma_{M0} = 1.0$);
γ_{M1}	Fator parcial de segurança da resistência do elemento a fenómenos de instabilidade ($\gamma_{M1} = 1.0$);
$\gamma_{M,fi}$	fator parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi} = 1.0$);
$\bar{\lambda}$	esbelteza adimensional;
$\bar{\lambda}_\theta$	esbelteza adimensional à temperatura θ ;
λ_0	Índice de esbelteza reduzido de barras comprimidas;
$\lambda_{0,fi}$	esbelteza normalizada em situação de incêndio;
θ	temperatura [°C];
θ_a	temperatura do aço [°C];
$\theta_{cr,d}$	valor de cálculo da temperatura crítica do aço [°C];
ψ_i	fator das cargas de incêndio protegidos;
$\psi_{1,1}$	fator de combinação para o valor frequente da ação variável;
$\psi_{2,i}$	fator de combinação para o valor quase-frequente da ação variável i ;
χ	coeficiente de redução da capacidade resistente de um elemento comprimido sujeito a encurvadura;
χ_{fi}	coeficiente de redução da capacidade resistente de um elemento comprimido sujeito a encurvadura em situação de incêndio;
δ_i	deslocamento relativo entre pavimentos;
$P-\delta$	efeitos de segunda ordem locais;
Φ	imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade;
Φ_0	valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade;

ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
CEN	Comité Europeu de Normalização;
EC3	Eurocódigo 3;
ECCS	European Convention for Constructional Steel work;
EN	Norma Europeia
LENEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
MEF	Método dos Elementos Finitos;
MCDL	Modos Com Deslocamento Lateral dos nós
MSDL	Modos Sem Deslocamento Lateral dos nós
NBR	Norma Brasileira;
SAFIR	Safety Fire Resistance. Programa baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural desenvolvido por Franssen;
SCI	Steel Construction Institute;
MAES	Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes;
RHR	Taxa de Liberação de Calor
CFD	Mecânica de Fluidos Computacionais;
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo;

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

1.1. Conceitos gerais

O fogo é uma ação devastadora que deve ser controlada, porém, quando se perde o controle, é provável a ocorrência de danos e perdas irreparáveis. Nas estruturas metálicas essa ação é mais gravosa, pois o aço apresenta um fraco desempenho quando sujeito a altas temperaturas. A sua alta condutividade térmica faz com que a temperatura se propague rapidamente, com o aumento da temperatura as propriedades mecânicas do aço degradam-se drasticamente com o aumento da temperatura. Sendo fundamental saber avaliar a resistência das estruturas metálicas quando sujeitas à ação do fogo (Vila Real, 2003). O crescimento das cidades e das indústrias intensificou-se e concentrou-se muito no uso de fontes de energia, aumentando os riscos de um incêndio. Hoje existem dados que revelam a extensão dos prejuízos económicos e a perda de vidas humanas que anualmente vêm se somar às estatísticas de incêndio, apontando para a necessidade de se conhecer e controlar cada vez melhor o problema.

Apesar da importância da segurança em situação de incêndio, ainda é possível encontrar algumas lacunas nos regulamentos nacionais e internacionais nomeadamente no que concerne ao cálculo estrutural ao fogo.

As normas EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013, dedicadas à segurança em situação de incêndio para elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios estabelecem requisitos a serem atendidos por um tempo suficiente para possibilitar: i) fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança; ii) segurança das operações de combate ao incêndio; iii) minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública.

Para isso, as estruturas devem manter sua capacidade de suporte de carga da construção como um todo ou de cada uma das suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo. Na maioria das vezes as estruturas metálicas necessitam ser protegidas contra o incêndio para garantir os requisitos regulamentares exigidos. Sendo o cálculo em situação de incêndio fundamental para determinar a proteção necessária ou para demonstrar que certas partes da estrutura não precisam de proteção passiva ou ativa para garantir a segurança

estrutural exigida regulamentarmente. A evolução da temperatura no compartimento de incêndio pode ser compreendida através das curvas de incêndio nominal ou natural.

A análise das estruturas metálicas deve envolver um estudo detalhado dos carregamentos externos verticais e horizontais, bem como os efeitos que os mesmos provocam quando a estrutura se deforma, uma vez que o aumento dos deslocamentos na estrutura provoca modificações nos esforços atuantes dos elementos estruturais influenciando de forma direta a estabilidade da estrutura.

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura depende fundamentalmente: i) das características de deformabilidade e rigidez, ii) da estabilidade global e estabilidade dos seus elementos, iii) do comportamento das secções transversais, iv) do comportamento das ligações e v) das imperfeições e deformabilidade dos apoios. Estes aspetos devem ser considerados na definição do nível da análise para dimensionamento de uma estrutura (Simões, 2007).

Em estruturas à temperatura normal deve-se ter em conta a não linearidade geométrica e do material no cálculo da sua resistência última, cuja análise implica complicações próprias destes fenómenos. Por isso, tanto a norma EN 1993-1-1 como a norma ABNT NBR 8800:2008 propõem metodologias alternativas e aproximadas para contabilizar a influência desses efeitos na determinação da capacidade resistente dos pórticos.

Em situação de incêndio, os elementos sofrem grandes deformações, uma vez que é provocada uma diminuição da rigidez do aço e uma extensão térmica do mesmo, ambos efeitos são devido ao aumento da temperatura.

Testes realizados por Li *et al.* (2000) e Liu *et al.* (2002), demonstraram que estruturas metálicas sob a ação do fogo sofrem a ação de forças axiais significativas introduzidas pelo efeito da expansão térmica das vigas e de colunas. Shepherd e Burgess (2011) sugeriram que estas forças adicionais, devido à expansão térmica, só são evitáveis se todas as colunas de todos os pavimentos estiverem aquecidas de tal modo que sofram a mesma quantidade de expansão térmica. Caso contrário, argumentam que esta força pode levar ao colapso das colunas.

Na mesma área de investigação, Sun *et al.* (2012) estudaram o comportamento do colapso de estruturas de aço bidimensionais e identificam que um dos principais fatores que governam o colapso progressivo é a encurvadura de colunas. Rackauskaite e El-Rimawi

(2014) mostraram que a expansão térmica das vigas aquecidas provoca um movimento lateral dos componentes estruturais circundantes, sendo que isto pode conduzir à instabilidade de colunas e eventualmente falha da estrutura como um todo.

Devido a estes efeitos mencionados, determinar os esforços considerando a configuração deformada (efeitos de segunda ordem) em conjunto com evolução da temperatura é demasiado complexo e impraticável, pelo que se torna necessário considerar, de forma aproximada, os efeitos da configuração deformada através do conceito de comprimento de encurvadura, considerando o modo de instabilidade global do pórtico (Couto et al, 2013). Vale ressaltar que em situação de incêndio a norma EN 1993-1-2 é omissa quanto aos esforços que devem ser tidos em conta na verificação do tempo de resistência ao fogo.

Em situação de incêndio, as normas EN 1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013 estabelecem que o comprimento de encurvadura deve ser determinado da mesma forma como no dimensionamento à temperatura normal na verificação da resistência ao fogo de uma coluna pertencente a um pórtico metálico. Contudo, conforme supracitado, a situação de incêndio resulta num aumento das deformações térmicas, além de submeter o elemento estrutural a um estado não linear, geométrico e material. Entretanto, para as colunas pertencentes a pórticos contraventados em que cada pavimento constitua um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, a EN 1993-1-2 e a ABNT NBR 14323:2013 referem que os valores a adotar são $l_{fi}=l_{cr}=0.5L$ para uma coluna pertencente a um pavimento intermédio e $l_{fi}=l_{cr}=0.7L$ para as colunas dos pavimentos superiores. Em contrapartida, para pórticos não contraventados a mesma é omissa além do facto de não definir um critério que possa classificar a estrutura em contraventada ou não contraventada.

Por fim, a resistência ao fogo de um pórtico metálico é definida, de acordo com a norma EN 1993-1-2, com base na verificação da segurança ao incêndio nominal ISO - 834 devendo a estrutura resistir durante todo o tempo definido regulamentarmente. Para um incêndio natural, a resistência estrutural é assegurada se o colapso não ocorrer durante o incêndio, incluindo a fase de declínio do fogo, ou em alternativa durante um período de tempo especificado. A norma EN1993-1-2 deixa claro que para verificar os requisitos de

resistência ao fogo nominal é suficiente uma análise por elementos. Contudo, não informa se a análise por elementos sujeita a um incêndio natural é suficiente.

Os regulamentos ao dispor dos projetistas para o cálculo em situação de incêndio devem ser práticos e de fácil aplicação, mas que retratem também de uma forma fiel o comportamento real da estrutura. Neste sentido, este trabalho visa avaliar o fenômeno de instabilidade de pórticos metálicos sujeitos à ação do fogo a fim de analisar os comprimentos de encurvadura mais apropriados e propor valores de coeficientes de encurvadura para pórticos não contraventados na verificação em situação de incêndio.

1.2. Contextualização

Neste ponto será feita uma breve introdução à revisão bibliográfica do estado da arte com intuito de contextualizar o tópico, uma mais detalhada revisão bibliográfica será feita no capítulo 2.

Segundo a norma EN 1993-1-2, o comprimento de encurvadura (l_{fi}) de uma coluna em situação de incêndio deverá em regra geral ser determinado da mesma forma que à temperatura normal. No entanto, num pórtico contraventado, o comprimento de encurvadura (l_{fi}) de um tramo de uma coluna poderá ser determinado considerando-a encastrada nos tramos das colunas dos compartimentos de incêndio por cima e por baixo, tanto para as ligações rígidas como semirígidas, desde que a resistência ao fogo dos elementos do edifício que separam estes compartimentos de incêndio não seja inferior à resistência ao fogo da coluna.

Segundo a norma ABNT NBR 14323:2013 o comprimento de encurvadura para o dimensionamento em situação de incêndio ($L_{e,fi}$) pode ser determinado como no dimensionamento à temperatura normal. Entretanto, os pilares contínuos dos andares intermediários de edifícios de vários andares podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam esse compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar e que a estrutura seja de pequena deslocabilidade. Os pilares do primeiro pavimento devem ser considerados com rotação impedida acima do compartimento incendiado e os pilares do último pavimento devem ser considerados com rotação impedida apenas abaixo do compartimento incendiado.

O estudo da Publicação nº159 do Steel Construction Institute (SCI, 1996) propõe que se utilize uma esbelteza normalizada em situação de incêndio dada por $\bar{\lambda}_p = 1.25\bar{\lambda}$ onde $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada à temperatura normal, considerando o comprimento de encurvadura igual ao comprimento teórico do elemento. Já o anexo nacional Português da parte 1-2 da EN 1993, sugere a utilização de uma temperatura crítica de 500 °C para elementos que possam ocorrer fenómenos de instabilidade.

Em Gomes et al. (2007) pode-se encontrar um estudo onde são propostas equações para o cálculo dos comprimentos de encurvadura de colunas pertencentes a pórticos

contraventados. Para pórticos em que o modo de instabilidade é um modo com deslocamentos laterais nada é referido.

Já Skowronski (1997) propõe um procedimento para determinar a carga de colapso de pórticos metálicos contraventados e não contraventados em situação de incêndio com base no método de Rankine que tem em conta a interação entre os mecanismos de colapso e os fenómenos de instabilidade (através da determinação da carga crítica elástica), considerando o efeito da temperatura. Uma abordagem semelhante pode ser encontrada em Toh (2001). Apesar da vantagem deste método em determinar o valor da carga de colapso em situação de incêndio, não é possível caracterizar individualmente o comportamento dos elementos a altas temperaturas.

De forma mais abrangente, Couto et al. (2013) através de uma análise linear de estabilidade, propõem um procedimento de cálculo para determinação do coeficiente de encurvadura, sendo possível determinar o comprimento de encurvadura de um elemento em função da carga crítica do pórtico. Verificou-se que os resultados encontrados para pórticos contraventados são bem próximos dos valores propostos pela EN1993-1-2, tendo sido proposto valores de coeficiente de encurvadura para pórticos não contraventados, uma vez que o Eurocódigo 3 é omissivo quanto a esta questão. Entretanto este estudo limitou-se à curva de incêndio ISO-834, a uma situação de incêndio e a um cenário de incêndio, ou seja, considerou-se a secção transversal das colunas aquecidas em 4 faces e das vigas em 3 faces em que o incêndio generalizado ocorria em apenas um pavimento por vez e os pórticos estudados eram regulares.

Segundo Boissonnade et al. (2006), uma estrutura metálica à temperatura normal pode ser classificada como contraventada, se o sistema de contraventamento adotado reduzir a flexibilidade lateral em pelo menos 80%. Talebi et al. (2014) afirmam que o sistema de contraventamento proporciona uma temperatura mais elevada ao colapso global do pórtico, devido a uma maior rigidez, proporcionando assim uma melhor resistência ao colapso progressivo. Além disso, observou-se que os contraventamentos são rígidos o suficiente para redistribuir a carga suportada pelas colunas aquecidas aos elementos adjacentes sem qualquer ocorrência de encurvadura no contraventamento, mantendo a estabilidade de todo o pórtico durante as fases de aquecimento e arrefecimento de fogo.

Sun et al. (2012) verificaram que os sistemas de contraventamento verticais não só aumentam a contenção lateral do pórtico como reduzem o efeito da encurvadura das colunas, sendo eficazes na prevenção do colapso progressivo em estruturas em situação de incêndio, não sendo apresentado pelos autores qual foi o critério utilizado para classificar a estrutura em situação de incêndio como contraventada.

1.3. Objetivos

Um dos principais objetivos deste trabalho de investigação é aumentar o conhecimento sobre o fenómeno de instabilidade de pórticos metálicos em situação de incêndio, com geometrias regulares e irregulares, sendo que nos irregulares exploraram-se diversos tipos de geometria, com vãos horizontais e alturas verticais entre pavimentos diferentes, com pavimentos em consola e pórticos com travessas inclinadas, para diferentes casos de incêndio. Outro objetivo deste trabalho passa por avaliar qual a melhor metodologia na análise estrutural de estruturas metálicas sob ação do fogo, para o incêndio normalizado e natural.

Os objetivos mais específicos para o presente trabalho de pesquisa são apresentados de seguida:

- i) Analisar e propor valores para o comprimento de encurvadura para pórticos não contraventados;
- ii) Validar os valores dos comprimentos de encurvadura para pórticos contraventados propostos pelas normas EN1993-1-2 e ABNT NBR14323:2013;
- iii) Fazer a verificação da resistência ao fogo de diversos pórticos metálicos, com o método simplificado, usando as formulações propostas pela EN1993-1-2 e comparar com a verificação realizada com Método de Elementos Finitos (MEF), para a situação de incêndio nominal e natural;
- iv) Propor um critério de classificação das estruturas metálicas em situação de incêndio.

A verificação com o método simplificado será realizada de duas formas:

- a. Na primeira, os esforços serão de primeira ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos serão iguais aos valores propostos neste estudo;
- b. Na segunda, os esforços serão de segunda ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos serão iguais a 1.0.

1.4. Organização da tese

O presente trabalho está dividido em 7 principais capítulos.

No **Capítulo 1 – Introdução** faz-se uma introdução geral dos diversos temas abordados neste trabalho. Os principais objetivos são também descritos, bem como os motivos para fazer este estudo. Trabalhos de investigação anteriores também são apresentados nesta secção.

O **Capítulo 2 – Conceitos e Fundamentos Teóricos**, faz uma revisão bibliográfica sobre a análise estrutural de pórticos metálicos, onde são referidos os procedimentos para realizar a análise estrutural de pórticos metálicos, dando-se particular atenção à análise linear de estabilidade. Faz-se também uma revisão bibliográfica sobre a resistência mecânica em situação de incêndio, onde abordam-se os aspetos mais relevantes a considerar no cálculo ao fogo, nomeadamente o cálculo da temperatura nas secções transversais e a verificação da resistência mecânica de elementos comprimidos.

No **Capítulo 3 – Dimensionamento à Temperatura Normal dos Casos de Estudo**, descreve-se toda metodologia utilizada no dimensionamento dos pórticos a frio, descrevendo quais as cargas, combinações, procedimentos de cálculo e os resultados encontrados.

No **Capítulo 4 – Comprimentos de Encurvadura** é apresentada a metodologia utilizada no cálculo da carga crítica em situação de incêndio e procede-se à análise linear de estabilidade de nove pórticos metálicos de múltiplos andares e três pórticos metálicos de travessas inclinadas com diferentes geometrias, graus de mobilidade lateral e condições de apoio, propondo-se procedimentos para ter em conta os fenómenos de instabilidade a altas temperaturas para o incêndio nominal e natural.

No **Capítulo 5 – Cálculo do Tempo de Resistência ao Fogo. (Método Avançado e Simplificado)**, para validar os procedimentos propostos, faz-se a comparação entre os métodos de cálculo simplificados e os métodos de cálculo avançados como previsto na Parte 1-2 do Eurocódigo 3, para elementos de estruturas metálicas ao fogo.

No **Capítulo 6 – Classificação de Estruturas Metálicas em Situação de Incêndio Quanto à sua Mobilidade**, demonstra-se que a metodologia utilizada para classificar as estruturas metálicas à temperatura normal, não pode ser estendida para estruturas metálicas em situação de incêndio, de seguida propõem-se uma metodologia para classificar estas em situação de incêndio e por fim apresentam-se os resultados encontrados para os pórticos de múltiplos andares sujeitos ao incêndio nominal.

Finalmente no **Capítulo 7 – Considerações Finais** é feita uma síntese das conclusões alcançadas com este estudo e tecem-se algumas considerações quanto a possíveis desenvolvimentos futuros ao trabalho realizado.

Capítulo 2

CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2. CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Introdução

No presente capítulo são abordados os principais aspectos relacionados com a análise estrutural de pórticos metálicos sendo feita uma descrição dos procedimentos utilizados para verificar a resistência mecânica de uma estrutura em situação de incêndio.

Inicialmente é feita uma descrição dos níveis de análise possíveis para determinar o comportamento estrutural de pórticos metálicos. Em seguida trata-se da estabilidade estrutural, assim como a apresentação da análise linear de estabilidade que possibilita determinar a carga crítica e os modos críticos de instabilidade relacionados com a instabilidade bifurcacional de pórticos metálicos. São também abordadas algumas disposições regulamentares no âmbito da análise estrutural de pórticos metálicos. Finalmente fazem-se algumas considerações gerais referentes à segurança em situação de incêndio, assim como a referência à análise térmica e aos principais aspectos da análise mecânica em situação de incêndio.

2.2. Análise estrutural de pórticos metálicos

2.2.1. Níveis de análise e estabilidade estrutural

Os projetos de estruturas dividem-se em três partes distintas e bem definidas: i) na análise do comportamento global de uma estrutura, ou seja, na determinação dos esforços e dos deslocamentos; ii) na verificação dos elementos e iii) no dimensionamento das ligações para resistir às ações. Contudo, com a intenção de melhor descrever o comportamento real da estrutura, a complexidade do nível de análise vem aumentando, fazendo com que esta divisão fique menos clara.

Considere-se um pórtico sujeito a um carregamento que pode ser traduzido pela seguinte relação entre as cargas:

$$P = f(\alpha P_i) \quad (2.1)$$

Na Figura 2.1, estão representados os diagramas carga-deslocamento do pórtico para vários níveis de análise, sendo estes a: i) Análise Elástica de Primeira Ordem, ii) Análise Elasto-

Plástica de Primeira Ordem, iii) Análise Elástica de Segunda Ordem e iv) Análise Elasto-Plástica de Segunda Ordem.

Pode-se identificar o limite dado pela carga crítica elástica como P_{cr} . Para esta carga crítica o pórtico entra em colapso apenas devido a fenómenos de instabilidade elástica, correspondendo ao valor da força para a qual a trajetória fundamental de equilíbrio passa de estável a instável. Neste ponto ocorre uma bifurcação ou divergência no equilíbrio sendo, por este facto, igualmente designada como carga crítica de bifurcação.

Na maioria dos casos os fenómenos de instabilidade e de formação de mecanismos de colapso interagem entre eles, não sendo o valor da carga de colapso dos pórticos (P_f) controlado, nem pela instabilidade (P_{cr}) nem apenas por mecanismos de colapso (P_p). Dadas estas condições, para determinar a carga de colapso do pórtico é necessário realizar uma Análise Elasto-Plástica de Segunda Ordem que inclua todos os efeitos de segunda ordem e a plasticidade do material que influenciam o comportamento estrutural.

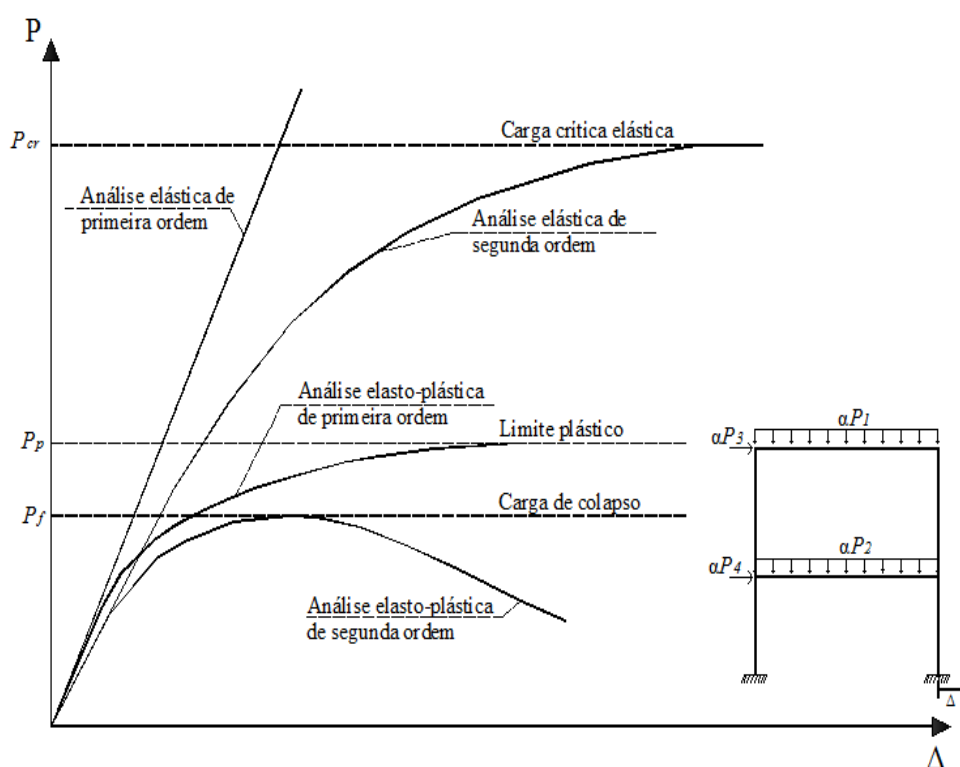
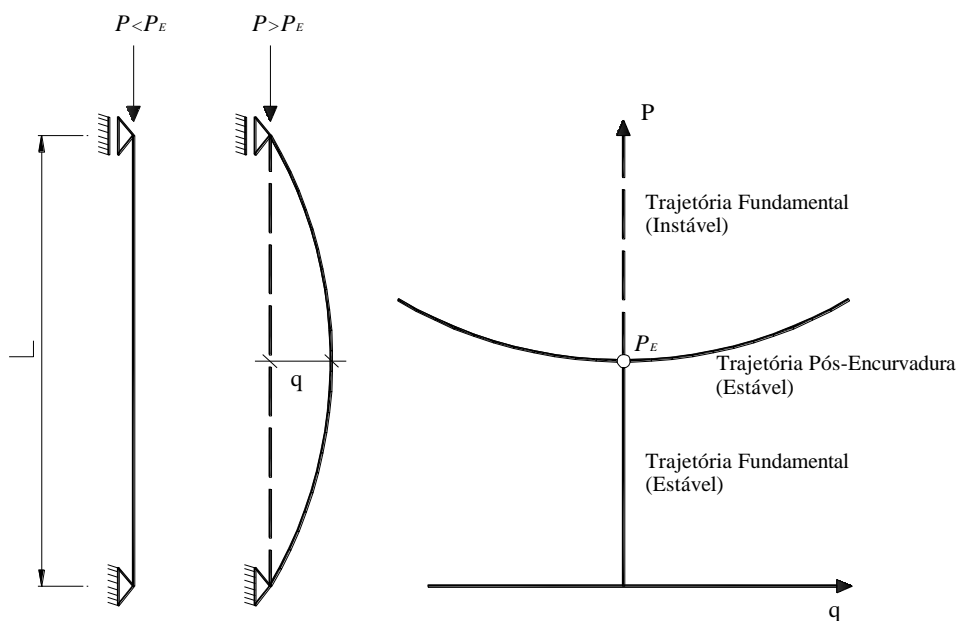


Figura 2.1 - Comportamento estrutural de acordo com diferentes níveis de análise, (Adaptado de Nethercot, 2000).

Um clássico exemplo de Instabilidade bifurcacional é o problema da coluna de Euler apresentado por Timoshenko e Gere (1961) onde esta questão é abordada e ilustrada. Para uma coluna elástica simplesmente apoiada, de comprimento L e sujeita a uma carga axial P ,

como indicado na Figura 2.2a, as trajetórias de equilíbrio são as representadas na Figura 2.2b, onde q é o valor do deslocamento transversal a meia altura (Reis e Camotim, 2012).



a) geometria e carregamento

b) trajetórias de equilíbrio

Figura 2.2 - Coluna de Euler (Adaptado de Reis e Camotim, 2012).

Segundo Chen e Lui (1987), o diagrama de carga-deslocamento genérico de um elemento comprimido é caracterizado pela existência de uma trajetória fundamental (estável ou instável) e de uma trajetória de pós-encurvadura como se indica na Figura 2.2. Como se pode observar, a trajetória fundamental e a trajetória de pós-encurvadura intersectam-se no ponto de coordenadas $q=0$ e $P=P_E$, que corresponde ao ponto de bifurcação do equilíbrio. Neste caso particular, P_E designa-se por carga crítica de Euler e é dada pela equação 2.2, onde E é o módulo de elasticidade e I é o momento de inércia da secção.

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.2)$$

Considere-se o pórtico da Figura 2.3 sujeito a um carregamento P dependente de forma linear do parâmetro α .

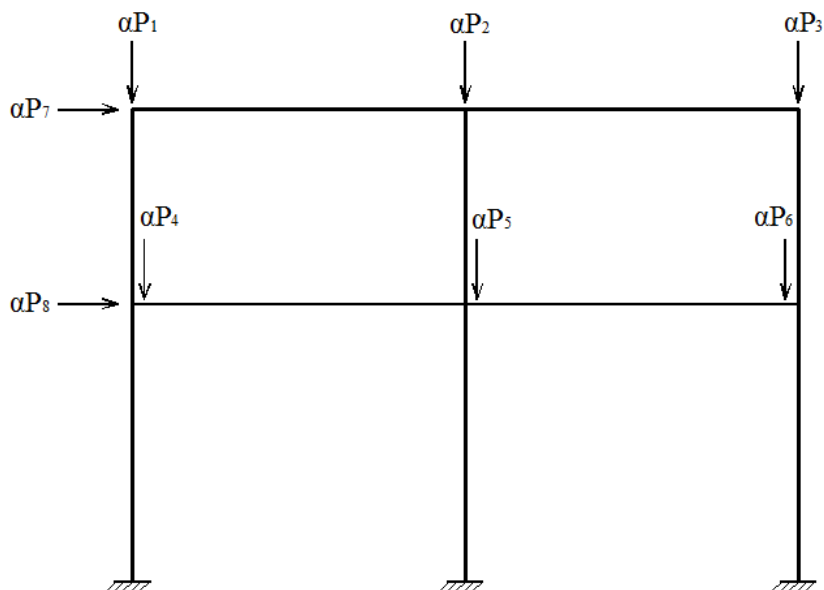


Figura 2.3 - Carregamento proporcional.

À medida que o parâmetro α aumenta, a distribuição dos esforços internos varia de forma contínua, uma vez que a rigidez à flexão das barras individuais diminui de forma desigual. Esta diminuição deve-se ao efeito do esforço axial (efeito de segunda ordem) e ao espalhamento da plasticidade. Assim, o estado de equilíbrio das barras comparativamente mais solicitadas do pórtico deixa de ser estável e o equilíbrio do pórtico no seu todo é assegurado apenas pelas barras menos solicitadas (Kollár, 1999).

O pórtico torna-se instável quando a tendência crescente de deformação das barras mais solicitadas esgota a capacidade resistente das restantes barras, sendo a instabilidade de um pórtico, regra geral, um processo que depende de todas as barras do mesmo (Kollár, 1999). Se a plasticidade for desprezada, a diminuição da rigidez do pórtico passa a depender exclusivamente dos efeitos de segunda ordem. Nestas condições, o valor da carga para o qual o pórtico instabiliza corresponde à carga crítica elástica, como representado na Figura 2.1, e o respetivo parâmetro de carga corresponde ao valor crítico do parâmetro de carga (α_{cr}), (Reis e Camotim, 2012).

O modo de instabilidade do pórtico é definido pela configuração deformada que o pórtico possui no momento em que instabiliza, ou seja, associado ao valor crítico do parâmetro de carga, e pode ser dividido, consoante estejam ou não envolvidas translações dos nós em Modos Com Deslocamentos Laterais dos nós (MCDL) e Modos Sem Deslocamentos Laterais dos nós (MSDL) (Reis e Camotim, 2012) como ilustrado pela Figura 2.4.

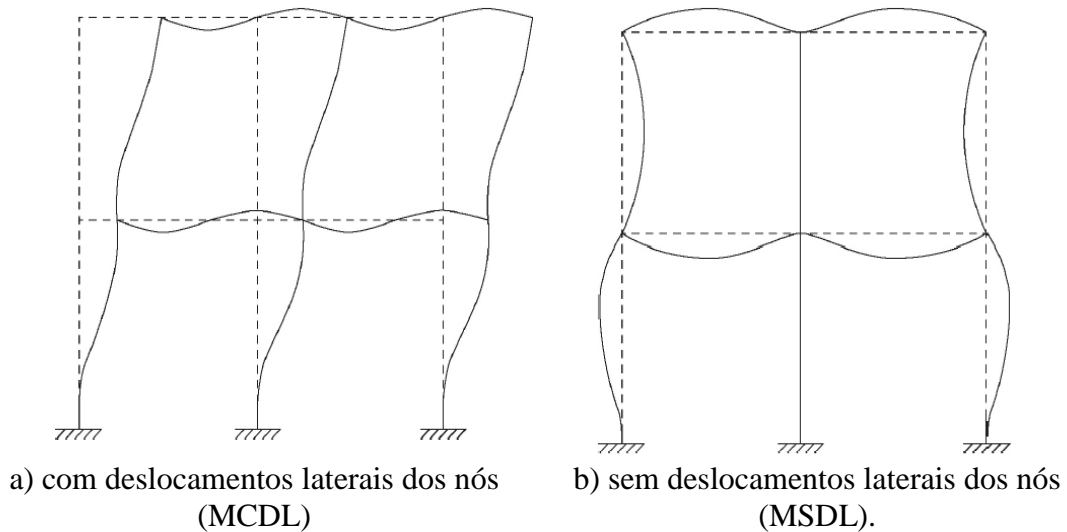


Figura 2.4 - Modos de instabilidade de pórticos, (Reis e Camotim, 2012).

2.2.2. Determinação de cargas críticas

Segundo Reis e Camotim (2012), existem vários métodos, exatos e aproximados, para efetuar a análise linear de estabilidade de pórticos e para determinar o valor crítico do parâmetro que define o seu carregamento (α_{cr}). Este pode ser determinado por três métodos, nomeadamente: i) pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), o método mais eficiente e versátil, ii) pelo Método de Horne e iii) pelo método de Wood.

De uma forma geral o MEF permite resolver problemas complexos através da discretização de sistemas contínuos em elementos mais simples (elementos finitos) ligados entre si nas suas extremidades (nós).

Segundo Horne *et al.* (1965), o Método de Horne é um método aproximado para calcular cargas críticas, apenas aplicável a pórticos regulares e ortogonais, ou seja, o qual está submetido a um carregamento equilibrado unicamente por forças axiais e linearmente dependente do parâmetro α e não contraventados, conforme a Figura 2.3. A formulação do método baseia-se em considerações de natureza energética e conduz à determinação de α_{cr} recorrendo unicamente aos resultados de uma análise linear de estruturas. Este é calculado conforme a equação 2.3. Esse procedimento exige, assim, o cálculo do α_{cr} para cada combinação de ações.

$$0,00833 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i^2 / h_i} \leq \alpha_{cr} \leq 0,01 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i^2 / h_i} \quad (2.3)$$

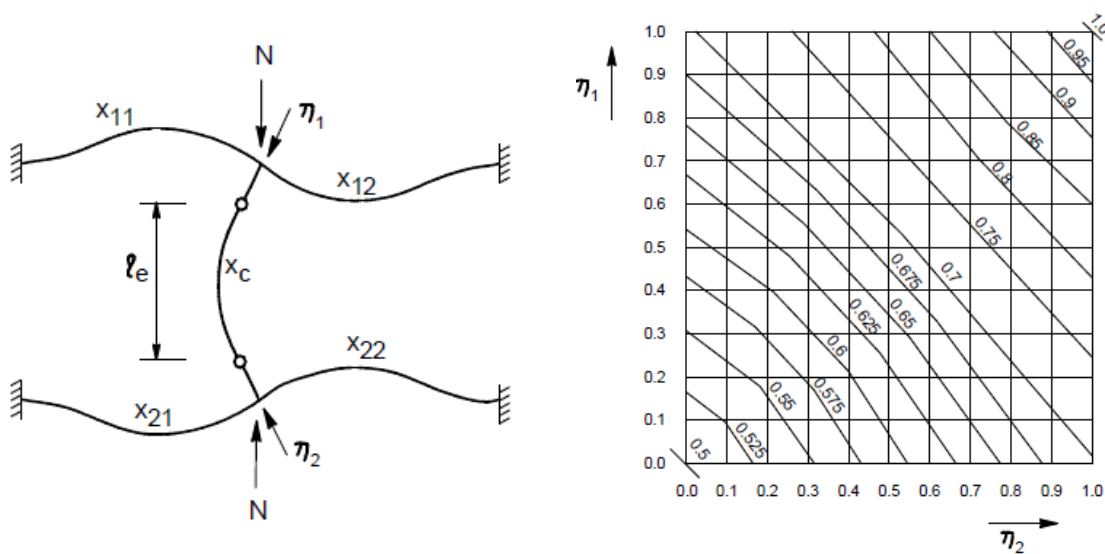
δ_i é o deslocamento relativo que ocorre em cada pavimento, H_i são as forças horizontais aplicadas ao nível de cada pavimento e com valores iguais à centésima parte das somas das forças verticais de referência que atuam nesse pavimento e h_i representa a altura do andar i .

A EN1993-1-1 indica também este método, para pórticos planos de edifícios ou pórticos de um pavimento com vigas de inclinação reduzida, não contraventados, e com esforço axial nas vigas de valor não significativo.

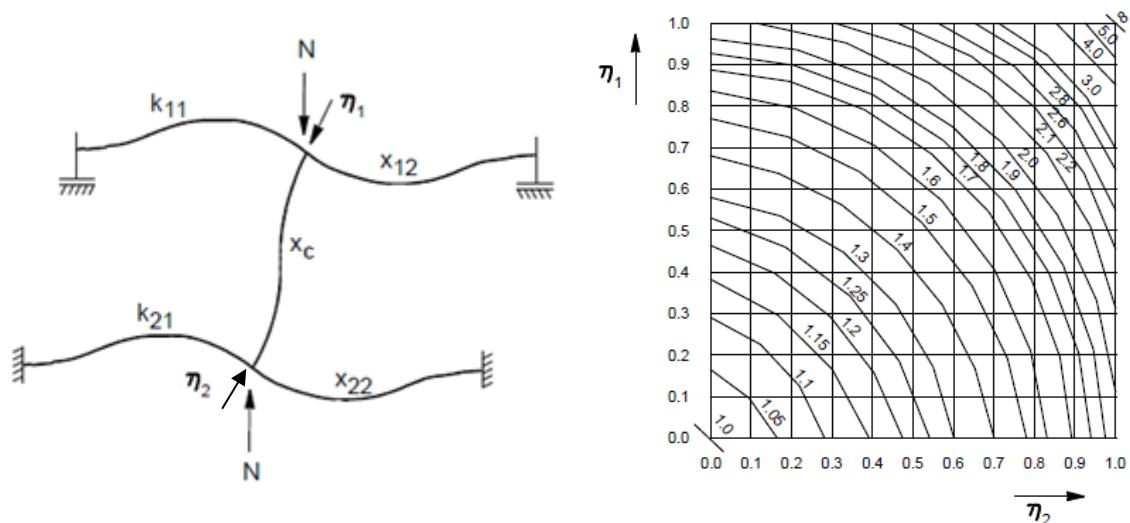
Como alternativa ao método de Horne, Wood (1974) sugeriu um método para o cálculo de cargas críticas baseado num sistema equivalente viga-pilar, conforme Figura 2.5, em que:

$$\eta_i = \frac{\sum_j^{pil} (I/L)}{\sum_j^{pil} (I/L) + \sum_j^{vig} k(I/L)} \quad (2.4)$$

Onde I designa o momento de inércia, L o comprimento do elemento, K é um coeficiente que depende das condições de apoio de cada viga na extremidade afastada do pilar em análise, i toma os valores 1 ou 2, consoante se trate da extremidade superior ou inferior do pilar em estudo, j é o índice mudo correspondente aos pilares ou vigas convergentes no nó superior e inferior do pilar em estudo, conforme Simões (2007).



a) pórticos sem deslocamentos laterais



b) pórticos com deslocamentos laterais

Figura 2.5 - Pórtico equivalente de Wood, (Reis e Camotim, 2012).

Desta forma, utilizando a equação (2.4) e os ábacos da Figura 2.5, determina-se o comprimento equivalente (L_e) do pilar em estudo, com a equação (2.5) determina-se a carga crítica (N_{cr}) do pilar e por fim calcula-se o parâmetro crítico de carga (α_{cr}) utilizando-se a equação (2.6) em que N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço de compressão atuante à temperatura normal.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} \quad (2.5)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \quad (2.6)$$

Esse cálculo deve ser feito para todos os pilares do pórtico de forma a determinar-se a carga crítica mais baixa, fazendo com que a definição de comprimento de encurvadura de elementos inseridos em pórticos seja muito complexa.

Segundo Reis e Camotim (2012), o comprimento de encurvadura de um elemento uniforme, integrado num pórtico, pode ser definido como o comprimento de uma barra fictícia, bi-rotulada, que instabilizaria em simultâneo com o pórtico, para uma dada carga.

Admitindo conhecer o valor da carga crítica do pórtico (α_{cr}), o comprimento de encurvadura de uma barra genérica (i) é dado pela equação 2.7:

$$L_e = \pi \sqrt{(EI) / N_i(\alpha_{cr})} \quad (2.7)$$

$N_i(\alpha_{cr})$ - é o valor do esforço normal atuante nessa barra quando o pórtico instabiliza.

Deduz-se então que, numa barra isolada num pórtico, o comprimento de encurvadura depende não só da geometria da barra, mas também do carregamento que está submetido.

2.2.3. Disposições regulamentares EN1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008

Os esforços numa estrutura determinam-se através de uma análise global elástica ou plástica, quanto ao comportamento do material, e de 1ª ou 2ª ordem, isto em relação ao comportamento da geometria e rigidez da estrutura.

Segundo as normas EN1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008, pode-se utilizar a análise global elástica para estruturas isostáticas e hiperestáticas, sendo geralmente apropriado para calcular os estados limites de utilização. A análise global plástica tem em conta a redistribuição das tensões diretas dentro das secções transversais e entre elas, que resulta na formação de rótulas plásticas até que ocorra o mecanismo de colapso, sendo esta apropriada apenas para calcular o estado limite último, devendo ser utilizada para estruturas hiperestáticas.

O cálculo da estrutura e dimensionamento dos elementos estruturais deve ser efetuado com base num comportamento estimado para as ligações. Após dimensionadas as ligações, se o seu comportamento não estiver de acordo com o estimado, a estrutura deve ser recalculada; tratando-se de um processo iterativo. Seja qual for o tipo de análise global, deve-se harmonizar com o comportamento previsto das ligações (não linearidade do comportamento dos nós) e incorporar as imperfeições estruturais.

Segundo as normas EN1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008, os esforços poderão geralmente ser determinados através de uma análise de primeira ordem, ou por uma análise de segunda ordem, sendo que estes deverão ser considerados sempre que aumentem os efeitos das ações ou modifiquem o comportamento estrutural de forma significativa. Poderá efetuar-se uma análise de primeira ordem da estrutura quando forem desprezáveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura.

Segundo a EN1993-1-1, as estruturas que possuem $\alpha_{cr} \geq 10$ para análise elástica e $\alpha_{cr} \geq 15$ para análise plástica são classificadas como estruturas de nós fixos, ou seja, nestas estruturas não ocorre deslocamento lateral dos nós (ver Figura 2.4b), sendo o α_{cr} calculado conforme as equações (2.8) e (2.9).

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ Para a análise elástica} \quad (2.8)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ Para a análise plástica} \quad (2.9)$$

α_{cr} é o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;

F_{ed} é o valor de cálculo do carregamento da estrutura e;

F_{cr} é o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Silvestre et al. (2006), demonstrou que esta abordagem não pode ser estendida a pórticos com travessas inclinadas, pois as vigas inclinadas destes pórticos estão sob ação de grandes esforços axiais de compressão, fazendo que estas estruturas assimétricas tenham uma magnitude do α_{cr} diferente da formulação preconizada no Eurocódigo 3.

Já a norma ABNT NBR 8800:2008 classifica as estruturas conforme sua deslocabilidade em: pequena, média ou grande. No primeiro caso, pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem global ($P-\Delta$), no segundo e terceiro caso, consideram-se os efeitos de segunda ordem global ($P-\Delta$), sendo que no segundo caso estes efeitos podem ser considerados amplificando-se as ações utilizando o método $B1/B2$ conforme descrito o anexo D da ABNT NBR 8800:2008. Já a análise para o caso de grande deslocabilidade deve usar métodos exatos. Em todos os casos deve-se considerar os efeitos de segunda ordem local ($P-\delta$), sendo importante ressaltar que este efeito já é levado em conta nas formulações de cálculo da referida norma.

Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar, relativamente à base, obtido na análise de 2º ordem e aquela obtida na análise de 1º, em todos as combinações de ações de cálculo possíveis, for igual ou inferior a 1.1. A estrutura será de média deslocabilidade quando a relação supracitada for superior a 1.1 e igual ou inferior a 1.4, e por fim será de grande deslocabilidade quando esta relação for superior a 1.4.

Em estruturas reais é impossível garantir a inexistência de imperfeições geométricas. De facto as estruturas reais não correspondem a estruturas ideais e é necessário ter em conta no projeto estrutural os efeitos dessas imperfeições. Galambos (1988) enumera alguns dos

fatores que induzem imperfeições geométricas nas estruturas metálicas, nomeadamente, o comprimento de fabrico das barras e a localização das emendas, os comprimentos das vigas e as tolerâncias nas ligações, as excentricidades nas ligações e nas fundações, a excentricidade na aplicação da carga, a geometria tridimensional da estrutura, entre outros.

Desta forma, as normas EN1993-1-1 e BNT NBR 8800:2008 especificam ainda que, além dos efeitos de segunda ordem, é necessário considerar imperfeições para a avaliação da estabilidade do pórtico. Se estas forem relevantes, deverão ser consideradas através de uma imperfeição geométrica equivalente (traduzida por uma falta de verticalidade na estrutura), e de imperfeições individuais ao nível dos elementos tipo curvatura inicial.

Na Figura 2.6 verificam-se os diferentes métodos de análise segundo a EN1993-1-1 que podem ser realizados considerando os efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$ e $P-\delta$) bem como os efeitos das imperfeições geométricas equivalentes (Φ) e locais ($e_{0,d}$).

Já a Figura 2.7 apresenta os diferentes métodos de análise segundo a EN1993-1-1, que podem ser feitos considerando parte dos efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$) bem como parte dos efeitos das imperfeições, neste caso usando os comprimentos de encurvadura.

Conforme supracitado, a ABNT NBR 8800:2008 classifica as estruturas conforme sua deslocabilidade em pequena, média ou grande. No primeiro caso, a análise deve contabilizar as imperfeições geométricas, no segundo caso consideram-se os efeitos das imperfeições geométricas e das imperfeições materiais reduzindo-se a rigidez à flexão axial das barras em 80% dos valores originais e amplificando-se as ações utilizando o método B1/B2. Já a análise para o caso de grande deslocabilidade devem-se aplicar métodos exatos. Assim, em qualquer das análises consideram-se as imperfeições geométricas e somente nos dois últimos casos consideram-se os efeitos de segunda ordem, com coeficiente encurvadura das barras igual a 1,0. A Figura 2.8 ilustra as possíveis metodologias de análise estrutural segundo a norma brasileira ABNT NBR8800/2008.

	Estrutura de Nós Fixos $\alpha_{cr} \geq 10$ Análise elástica $\alpha_{cr} \geq 15$ Análise plástica		Estrutura de Nós Móveis $\alpha_{cr} \leq 10$ Análise elástica $\alpha_{cr} \leq 15$ Análise plástica		
Análise Global	Análise de 2ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	Método da Amplificação dos Momentos 1-Em pórticos onde o primeiro modo de instabilidade com deslocamentos laterais é predominante 2-($\alpha_{cr} \geq 3$)	Análise de 2ª Ordem apenas no plano	
Consideração dos efeitos (P Δ) de 2ª ordem	Não	Sim	Amplifica os Momentos Globais	Sim	
Consideração dos efeitos (P δ) de 2ª ordem	Sim	Sim	Amplifica os Momentos Locais	Sim	
Consideração da Imperf. Geométrica equivalente (Φ)	Não	Sim	Sim	Sim	
Consideração inperf. locais tipo curvatura inicial ($e_{0,d}$)	Sim	Sim	Sim	Sim	
Verificação dos elementos e da estrutura	No Plano	Resistência da Seção (conforme item 6.2 do EC3-1-1)			
	Fora do Plano	Resistência da Seção (conforme item 6.2 do EC3-1-1)			Verificar os Comprimentos de Encurvadura dos elementos
	Resistência das Ligações				Resistência das Ligações

Figura 2.6 - Métodos de verificação da segurança baseados na resistência das secções transversais, EN1993-1-1.

	Estrutura de Nós Fixos		Estrutura de Nós Móveis	
	$\alpha_{cr} \geq 10$	Análise elástica	$\alpha_{cr} \leq 10$	Análise elástica
	$\alpha_{cr} \geq 15$	Análise plástica	$\alpha_{cr} \leq 15$	Análise plástica
Análise Global	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	Análise de 1ª Ordem	
			1-Para pórticos planos com vigas e colunas em edifícios 2-Para pórticos de travessas inclinadas com declives não superior a 1:2 (26°) Método da Amplificação dos Momentos 1-Em pórticos onde o primeiro modo de instabilidade com deslocamentos laterais é predominante 2- $(\alpha_{cr} \geq 3)$	
Consideração dos efeitos (P Δ) de 2ª ordem	Não	Sim	Momentos Amplificados	
Consideração da Imperf. Geométrica equivalente (Φ)	Não	Sim	Sim	
Consideração inperf. locais tipo curvatura inicial ($e_{0,a}$)	Não	Sim, se pelo menos uma das condições: 1-Pelo menos uma das ligações resistentes ao momento numa das extremidades; 2- $\lambda > 0.3 \sqrt{\frac{Af_y}{Ned}}$		Não
Verificação das componentes e do pórtico	Estabilidade dos elementos no plano com comprimento de encurvadura de nós fixos ($0.5 < \alpha < 1.0$)			Estabilidade dos elementos no plano com comprimento de encurvadura de nós móveis ($1.0 < \alpha < 2.0$)
	Verificação da resistência das seções e estabilidade local (conforme item 6.3 do EC3-1-1)			
	Verificação da resistência das ligações			
	Verificação dos elementos fora do plano			

Figura 2.7 - Método de dimensionamento considerando os comprimentos de encurvadura, segundo EN1993-1-1.

	Indeslocáveis Lateralmente	Pequena Deslocabilidade $\Delta 2 / \Delta 1 \leq 1, 1$		Media Deslocabilidade $1,1 < \Delta 2 / \Delta 1 \leq 1, 4$	Grande Deslocabilidade $\Delta 2 / \Delta 1 > 1, 4$	
Análise Global	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	
Consideração dos efeitos (PΔ) de 2ª ordem	Não	Sim	Não 1- $N_{sd} < 50\% A_g * F_y$ 2- $M_{sd1} = M_{sd} * B1$ 3- Considerar Imp.Geom.	Sim (MAES-B2)	Sim (Análise Rigorosa)	
Consideração dos efeitos (Pδ) de 2ª ordem	Com M.F. Sim	Sem M.F. Não	Sim	Sim	Sim (MAES-B1)	Sim (Análise Rigorosa)
Consideração da Não Linearidade do Material	Não	Não	Não	Não	Sim	
Consideração da Imperf. Geometrica equivalente (Φ)	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	
Consideração da Imperf. Material (80% EI)	Não	Não	Não	Sim	Sim	

Onde: i) M.F. é a nomenclatura de Momento Fletor e ii) MAES-Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes

Figura 2.8 - Método de dimensionamento segundo a ABNT NBR8800/2008.

Os efeitos de segunda ordem poderão ser calculados através de métodos numéricos incluindo procedimentos sequenciais ou iterativos, ou por métodos simplificados dos quais se destaca o método de amplificação dos esforços.

Em pórticos de um pavimento calculados através de uma análise elástica global, os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais, devidos à presença das cargas verticais, poderão ser calculados através da amplificação das cargas horizontais (por exemplo, devidas ao vento), das cargas equivalentes às imperfeições de falta de verticalidade e de todos os outros possíveis efeitos de primeira ordem associados a deslocamentos laterais. Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1 essa amplificação é efetuada por meio do fator apresentado na Equação 2.10.

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (2.10)$$

Esse fator pode ser usado desde que se tenha $\alpha_{cr} \geq 3.0$. Para $\alpha_{cr} \leq 3.0$ efetua-se uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

Contudo, conforme a ABNT NBR 8800:2008 para estruturas de média deslocabilidade é possível considerar os efeitos de segunda ordem global ($P-\Delta$) amplificando os esforços de primeira ordem pelos coeficientes B1 e B2 calculados de acordo com o anexo D, sendo que, para estruturas de grande deslocabilidade, deve-se fazer uma análise mais rigorosa.

Em pórticos com vários pavimentos, os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais poderão ser calculados através do método supracitado, desde que todos os pavimentos tenham distribuições semelhantes de cargas verticais, horizontais e rigidez em relação às ações horizontais.

2.3. Resistência mecânica em situação de incêndio

Segundo as normas EN1993-1-2 e BNT NBR 14323:2013, a segurança em situação de incêndio para elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios estabelecem requisitos a serem atendidos por um tempo suficiente para possibilitar: i) fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança; ii) segurança das operações de combate ao incêndio e iii) minimização de danos a edificações adjacentes e à infraestrutura pública.

A verificação de estruturas em situação de incêndio tem como objetivos: i) limitar o risco à vida humana; ii) limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade e iii) limitar o risco da propriedade exposta ao fogo. Assim, os requisitos gerais de proteção contra incêndio enumerados pela ABNT NBR 15200:2012 compreendem:

- Reduzir o risco de incêndio;
- Controlar o fogo em estágios iniciais;
- Limitar a área exposta ao fogo (compartimento corta-fogo);
- Criar rotas de fuga;
- Facilitar a operação de combate ao incêndio;
- Evitar ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio.

Segundo a norma EN1993-1-2, os objetivos gerais da proteção contra incêndio são a limitação dos riscos para as pessoas e para a sociedade, para os bens vizinhos e, quando requerido, para o ambiente ou para os bens diretamente expostos, caso ocorra um incêndio.

Para isso, as estruturas devem manter as funções: Corta-fogo, em que a estrutura não permite que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial; Suporte, onde a estrutura mantém a sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou o colapso local progressivo.

2.3.1. Análise térmica

A análise térmica diz respeito ao cálculo das temperaturas causadas pela ocorrência de um incêndio nos elementos estruturais, através da quantificação das ações térmicas que se desenvolvem num incêndio, e na determinação da evolução da temperatura no aço.

O incêndio constitui-se no “processo energético e exotérmico em que dá-se a pirólise do material combustível, com a liberação de gases também combustíveis além de: consumo de oxigênio; produção de vapor de água, dióxido de carbono e monóxido de carbono; formação de produtos a partir do material combustível” (LNEC, 1996).

Uma das formas de se ter em conta os efeitos das ações térmicas, consiste em caracterizar a evolução da temperatura do incêndio em função do tempo que, em conjunto

com as condições envolventes ao incêndio, tornando possível determinar o fluxo de calor transmitido para a estrutura. Outra possibilidade consiste na consideração de relações que fornecem diretamente o fluxo de calor transmitido pelo incêndio à estrutura, que em combinação com o fluxo de calor reemitido pela estrutura permitem determinar a sua temperatura.

Ressalta-se ainda que a propagação de um incêndio pode ocorrer por: i) Condução, o calor propaga-se através do próprio corpo; ii) Convecção, “através de uma massa de ar aquecida, que se desloca do local em chamas, levando para outros locais quantidade de calor suficiente para que os materiais combustíveis aí existentes atinjam o seu ponto de combustão” (Vila Real, 2003); iii) Radiação, o calor transmite-se por radiação eletromagnética não sendo necessário qualquer suporte material para se propagar.

A evolução da temperatura no compartimento de incêndio pode ser compreendida através das curvas de incêndio. As curvas de incêndio nominais representam relações temperatura-tempo exprimidas através de funções que dependem exclusivamente do tempo (Vila Real, 2003), sendo muito importante o uso do incêndio nominal, pois permite pesquisadores diferentes comparar de forma consistente quando se faz uso do incêndio normalizado, além disso é um incêndio fácil de se simular numericamente, contudo, “não representam um incêndio real, mas uma forma convencional ou arbitrária”. Além disso, apresenta as seguintes limitações: i) deve ser considerada em todo o compartimento, mesmo sendo um grande compartimento; ii) desconsidera fase pré-flashover; iii) não inclui o decrescimento da temperatura e iv) independe da carga de incêndio e das condições de ventilação. Essas são curvas convencionais para classificação ou verificação da resistência ao fogo não dependem da dimensão ou do tipo de edifício em causa.

O desenvolvimento dos incêndios também pode ser analisado a partir dos Modelos de incêndio natural que proporcionam aproximação mais realista do comportamento do fogo durante o incêndio (EN1991-1-2) e, assim, possibilitam a análise baseada no desempenho. Segundo Vassart et al. (2007), dentre os distintos métodos com abordagens baseadas nesse modelo destacam-se: a) Modelos de incêndio simplificados: i) Curvas de incêndio paramétricas, ii) Incêndios localizados; b) Modelos de incêndio avançados: i) Modelos de zona, ii) Modelos de campo baseados na mecânica de fluidos computacionais (CFD). A exigência de parâmetros físicos específicos (taxa de libertação de calor (RHR), área do

incêndio, propriedades da envolvente, área das aberturas, altura do compartimento e geometria exata) distinguem os modelos de incêndio natural da “abordagem prescritiva” proporcionada pelas curvas de incêndio nominais que independem dessas especificidades.

Para o domínio bidimensional, como representado na Figura 2.9, é possível resolver a equação de condução de calor e às suas condições de fronteira usando elementos finitos.

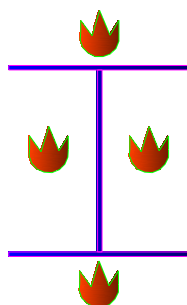


Figura 2.9 - Domínio bidimensional correspondente a um perfil em I aquecido em quatro lados. Neste trabalho utilizou-se o programa SAFIR. Este pode ser utilizado para análise de estruturas à temperatura normal e a temperaturas elevadas (Franssen, 2005), baseando-se no MEF é muito comum a sua aplicação na análise de estruturas em caso de incêndio. Foi desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica, e por ser um programa de elementos finitos, acomoda vários elementos para diferentes simulações, procedimentos de cálculo e vários modelos de materiais para incorporar no comportamento.

Este programa realiza análises material e geometricamente não-lineares e possui dois módulos de cálculo distintos: um para a análise do comportamento térmico e outro para a análise do comportamento mecânico da estrutura. A evolução da temperatura não-uniforme é calculada na secção existente na estrutura (análise térmica). Posteriormente o módulo da análise mecânica elabora a leitura destas temperaturas e determina o comportamento mecânico da estrutura (análise estrutural).

Os elementos podem ser elementos 2D (para a análise térmica), elementos sólidos 3D (para a análise mecânica), elementos viga, elementos cascas e elementos barra, sendo que no presente trabalho foram utilizados elementos de viga 2D.

Nas normas EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013, são dadas equações que permitem determinar de uma forma simplificada o aumento de temperatura ($\Delta\theta_{a,t}$) da secção transversal de um perfil metálico, com ou sem proteção considerando uma distribuição uniforme de temperaturas. Neste trabalho, quando foram aplicados métodos simplificados

de cálculo, usou-se o programa Elefir-EN (Vila Real e Franssen, 2011). Este programa foi desenvolvido de acordo com a Parte 1-2 do Eurocódigo 3 e permite, entre outras funcionalidades, determinar a evolução da temperatura nas secções de aço de acordo com os métodos simplificados de cálculo.

2.3.2. **Análise mecânica**

A manutenção da estabilidade estrutural por um tempo mínimo constitui o cerne da segurança aos incêndios e está condicionada a verificação da (Martins, 2000):

- “Resistência ao fogo dos componentes estruturais em si nas condições de solicitação de serviço”;
- “Comportamento das ligações entre componentes diante dos esforços gerados pelas deformações com o aumento da temperatura”;
- “Análise da estrutura como um todo, objetivando encontrar pontos falhos e de estabilidade ou aproveitar reservas de resistência do sistema estrutural, visando à economia da obra”.

A norma ABNT NBR 14432:2000 define Resistência ao Fogo como “propriedade de um elemento de construção de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável”.

Esse período de tempo depende das características intrínsecas da edificação (tipo de ocupação, altura do edifício e características do seu conteúdo) e é definido pela ABNT NBR 14432:2000 como Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). Sendo que o (TRRF) é definido na legislação aplicável como um critério de resistência R que determina o tempo de exposição à curva de incêndio nominal durante o qual um elemento tem que desempenhar as funções de suporte de cargas para as quais foi dimensionado.

Define-se resistência ao fogo de um elemento estrutural, como o intervalo de tempo percorrido desde o início do incêndio normalizado até ao momento em que o elemento atinge a temperatura crítica, sendo que esta depende do nível de carregamento do elemento (Vila Real, 2003).

Segundo as normas EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013 o cálculo da resistência ao fogo dos elementos passa pelas seguintes fases:

- 1 Definição da ação térmica;
- 2 Definição das ações mecânicas a considerar em situação de incêndio;
- 3 Cálculo da temperatura dos elementos em um determinado instante t ;
- 4 Determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio no instante t ;
- 5 Determinação do valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t ;
- 6 Verificação da resistência ao fogo. (Pode-se verificar a resistência ao fogo no domínio do tempo, da resistência e da temperatura).

Também de acordo com a EN1993-1-2 e a ABNT NBR14323:2013, pode-se verificar a resistência da estrutura em situação de incêndio, de três formas diferentes, nomeadamente: i) uma análise por elementos, em que se estudam os elementos de forma isolada; ii) uma análise de parte da estrutura e iii) uma análise estrutural global.

Segundo Couto, 2011, contrariamente ao que acontece para os métodos avançados de cálculo que permitem ao projetista efetuar uma análise estrutural global, de parte da estrutura ou por elementos, a EN1993-1-2 e a ABNT NBR 14323:2013, apenas fornecem equações simplificadas para verificação da segurança em situação de incêndio para elementos isolados, estando o projetista limitado a uma análise por elementos se utilizar métodos simplificados de cálculo. É importante ressaltar que a EN1993-1-2 deixa claro que a análise por elementos é suficiente para um incêndio nominal, não informando se esse tipo de análise também é suficiente para o incêndio natural.

No dimensionamento de um elemento metálico ou de uma estrutura considera-se a degradação progressiva sofrida pelas propriedades mecânicas do aço. Em função da forma do elemento e exposição ao fogo. O calor transmitido à estrutura gera certa distribuição de temperatura em cada elemento estrutural e conseqüentemente a redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos.

Assim, com o aquecimento, a rigidez das peças diminui significativamente e a capacidade de adaptação plástica cresce proporcionalmente, portanto, o colapso de um elemento estrutural ou ligação pode ocorrer devido à incapacidade de resistir às ações

aplicadas. Na Figura 2.10 pode-se constatar que no aço carbono a rigidez e a resistência a partir dos 400°C diminuem consideravelmente e verifica-se que aos 600°C a rigidez reduz cerca de 70% e a resistência diminui aproximadamente para metade.

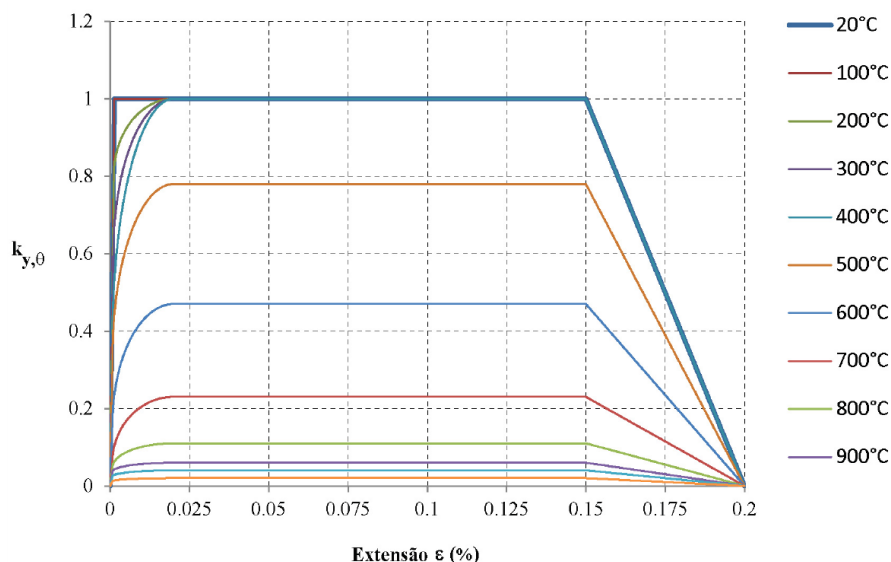


Figura 2.10 - Diagramas tensão-extensão para várias temperaturas do aço carbono (EC3-1-1).

Observa-se na Tabela 2-1, os valores dos fatores de redução das propriedades mecânicas do aço em situação de incêndio, segundo a EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013, onde $k_{y,\theta}$ é o coeficiente de redução da tensão de cedência, $k_{E,\theta}$ é o coeficiente de redução do módulo de elasticidade. Estes valores foram obtidos com base em ensaios experimentais.

Tabela 2-1 - Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço em situação de incêndio (EN1993-1-2 e ABNT NBR14323:2013).

$\theta_a [^{\circ}C]$	$K_{y,\theta}$	$K_{E,\theta}$
20	1,00	1,0000
100	1,00	1,0000
200	1,00	0,9000
300	1,00	0,8000
400	1,00	0,7000
500	0,78	0,6000
600	0,47	0,3100
700	0,23	0,1300
800	0,11	0,0900
900	0,06	0,0675
1000	0,04	0,0450
1100	0,02	0,0225
1200	0,00	0,0000

Segundo a EN1993-1-2 e a ABNT NBR 14323:2013, o fogo é considerado uma ação de acidente pelo que o valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio ($E_{fi,d,t}$), deve ser obtido usando-se a seguinte combinação de acidente:

Segundo a norma EN1993-1-2;

$$\sum G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum A_d \quad (2.11)$$

Onde:

G_k é o valor característico das ações permanentes;

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável principal ou dominante;

$\psi_{1,1}$ é o coeficiente de combinação associado à ação variável de base;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis;

A_d é o valor de cálculo das ações indiretas de incêndio a que correspondem os esforços resultantes das restrições às dilatações térmicas, englobando também o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço.

Segundo a norma ABNT NBR14323:2013; em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito), a combinação é definida:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0.21 F_{Q,k} \quad (2.12)$$

em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0.28 F_{Q,k} \quad (2.13)$$

em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0.42 F_{Q,k} \quad (2.14)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$ é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$ é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação;

γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas.

2.3.3. Métodos de cálculo simplificados

2.3.3.1. Princípios gerais

As normas EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013 preconizam que o valor de cálculo da resistência $R_{fi,d,t}$ no instante t , seja determinado com base nas seguintes hipóteses:

- i) A temperatura ser uniforme na secção transversal;
- ii) Modificando o valor de cálculo da resistência à temperatura normal obtido de acordo com a EN1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008, para ter em conta as propriedades mecânicas do aço a elevadas temperaturas;
- iii) Considerando-se, de forma simplificada, que o valor das ações para o instante $t=0$ não se altera durante o incêndio e conseqüentemente os efeitos dessas ações determinadas para $t=0$ se mantêm constantes ao longo do incêndio.

2.3.3.2. Encurvadura

A resistência de um elemento sujeito a esforço de compressão (coluna) não depende exclusivamente da resistência da sua secção transversal. De facto, nestes elementos os fenómenos de instabilidade são geralmente condicionantes. Neste trabalho este fenómeno será designado com *fenómeno de encurvadura*.

O Eurocódigo 3 preconiza, na sua Parte 1-1 (CEN, 2005a), um coeficiente de redução χ da capacidade resistente de um elemento comprimido sujeito a encurvadura e, de forma análoga, na Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) é definido o coeficiente de redução χ_{fi} em situação de incêndio, sendo o seu cálculo, para secções de Classe 1, Classe 2 ou Classe 3, dado por:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta}^2 + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \lambda_{\theta}^2}} \quad (2.15)$$

Com

$$\varphi_{\theta} = 0.5(1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \lambda_{\theta}^2) \quad (2.16)$$

e,

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235 / f_y} \quad (2.17)$$

Em que $\bar{\lambda}_{\theta}$ é a esbelteza normalizada em situação de incêndio dada por:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} \quad (2.18)$$

Onde $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada a 20°C determinada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (2.19)$$

em que N_{cr} é o valor da carga crítica de uma coluna, e pode ser determinado:

i) Através de uma análise linear de estabilidade do pórtico determina-se o valor crítico do parâmetro de carga α_{cr} , vindo a carga crítica da coluna dada por:

$$N_{cr} = \alpha_{cr} N_{Ed} \quad (2.20)$$

ii) Aproximadamente através de métodos que permitem estimar o comprimento de encurvadura de uma coluna l_{cr} , como por exemplo o Método de Wood, sendo a carga crítica dada por:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{cr}^2} \quad (2.21)$$

em que (EI) é a rigidez à flexão da coluna considerada.

De forma semelhante, a ABNT NBR 8800:2008 preconiza um coeficiente de redução χ da capacidade resistente de um elemento comprimido sujeito a encurvadura e, de forma análoga, na ABNT NBR14323:2013 é definido o coeficiente de redução χ_{fi} em situação de incêndio, sendo o seu cálculo, para secções não sujeitas à encurvadura local, dado por:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi}^2 + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (2.22)$$

Com

$$\varphi_{0,fi} = 0.5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (2.23)$$

E

$$\alpha = 0.022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.24)$$

Em que $\lambda_{0,fi}$ é a esbelteza normalizada em situação de incêndio dada por:

$$\lambda_{0,fi} = \lambda_0 \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}} \quad (2.25)$$

Onde λ_0 é o índice de esbelteza reduzido de barras comprimidas a 20°C determinada por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A f_y}{N_e}} \quad (2.26)$$

em que N_e é o valor da carga crítica de uma coluna e Q é o coeficiente de redução devido a encurvadura local, calculado conforme ABNT NBR 8800:2008.

Em ambas as normas o comprimento de encurvadura para o dimensionamento em situação de incêndio, l_{fi} , pode ser determinado como no dimensionamento à temperatura normal. Para as colunas pertencentes a pórticos contraventados em que cada pavimento constitua um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, ao referir que os valores a adotar são $l_{fi}=l_{cr}=0.5L$ para uma coluna pertencente a um pavimento intermédio e $l_{fi}=l_{cr}=0.7L$ para as colunas dos pavimentos superiores como indicado na Figura 2.11, em que L é o comprimento real da coluna.

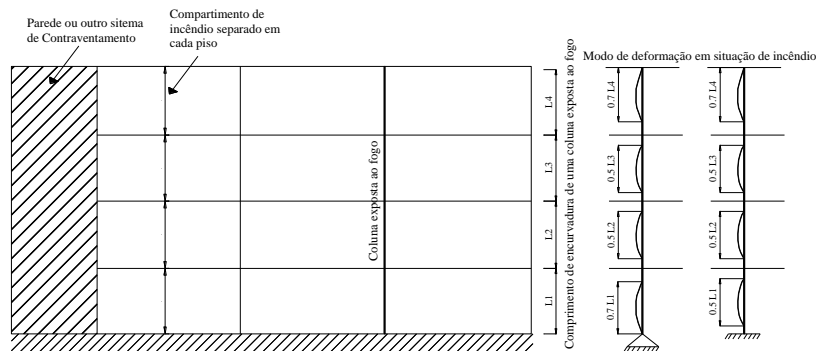


Figura 2.11 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos contraventados.

No entanto, para pórticos não contraventados a EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013 são omissos, referindo apenas que o comprimento de encurvadura a utilizar em situação de incêndio deverá, regra geral, ser determinado do mesmo modo que à temperatura normal. Não é claro, no entanto, que isto significa adotar os mesmos procedimentos que à temperatura normal mas sim considerando a degradação das propriedades mecânicas do aço, nomeadamente o módulo de elasticidade, com a temperatura.

Capítulo 3

DIMENSIONAMENTO A FRIO DOS CASOS DE ESTUDO

3. DIMENSIONAMENTO À TEMPERATURA NORMAL DOS CASOS DE ESTUDO

3.1. Introdução

Neste capítulo descrevem-se as características geométricas dos pórticos estudados e as secções dimensionadas, faz-se a quantificação das ações e critérios gerais de segurança, onde quantificam as ações permanentes, sobrecargas e ação do vento, faz-se a análise estrutural, onde se procede as diversas análises relevantes de forma exaustiva e por fim, faz se as verificações regulamentares, onde se verifica a adequação da estrutura face aos requisitos regulamentares descritos na EN1993-1-1.

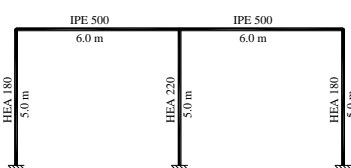
3.2. Características geométricas dos pórticos e dimensionamento

Foram estudados pórticos metálicos com geometria regular e irregular, sendo que nos irregulares exploraram-se diversos tipos de geometria, com vãos horizontais e alturas verticais entre pavimentos diferentes, com pavimentos em consola e pórticos com travessas inclinadas (ver Figura 3.1), a Tabela 3-1 sintetiza as características geométricas de cada pórtico estudado. Para os pórticos de múltiplos andares adotou-se a distância entre pórticos na direção y de 5 (cinco) metros, sendo o estudo realizado para o pórtico intermediário do eixo C, conforme Figura 3.2, já para os pórticos de travessas inclinadas adotou-se a distância entre pórticos na direção y de 6 (seis) metros, conforme Figura 3.3. Considerou-se a hipótese dos pórticos possuírem apoios rotulados e encastrados com ligações rígidas entre vigas e colunas.

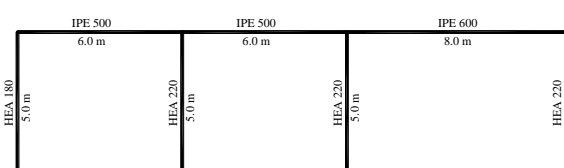
A designação dos pórticos de múltiplo andar é feita de acordo com o número de pórticos com as mesmas características, número de pavimentos e de vão. Por exemplo P2 - 2x3, refere-se ao segundo pórtico com dois Pavimentos e três vãos. Já a designação dos pórticos de travessa inclinada é feita de acordo com o vão, por exemplo P1-15m, refere-se ao primeiro pórtico de travessa inclinada com vão de 15 metros.

Tabela 3-1 - Características geométricas dos pórticos metálicos.

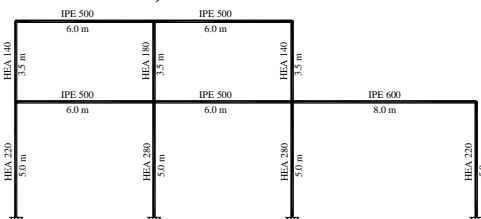
Nomenclatura	Nº de Pavimentos	Nº de Vãos	Altura Pavimento 0	Altura Pavimento Tipo	Distância Entre 1º e 2º vão	Distância Entre 2º e 3º vão
P1-1X2	1	2	5	-	6	-
P1-1X3	1	3	5	-	6	8
P1-2X3	2	3	5	3.5	6	8
P2-2X3	2	3	5	3.5	6	8
P3-2X3	2	3	5	3.5	6	8
P1-3X3	3	3	5	3.5	6	8
P2-3X3	3	3	5	3.5	6	8
P1-4X3	4	3	5	3.5	6	8
P2-4X3	4	3	5	3.5	6	8
P1-15m	1	1	6	-	15	-
P2-20m	1	1	6	-	20	-
P3-25m	1	1	6	-	25	-



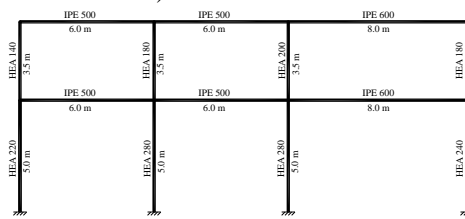
a)P1-1x2



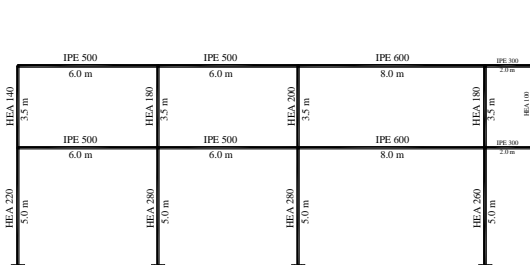
b)P1-1x3



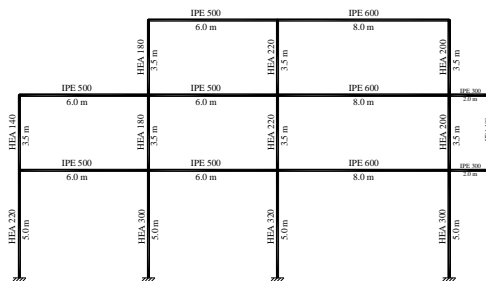
c)P1-2x3



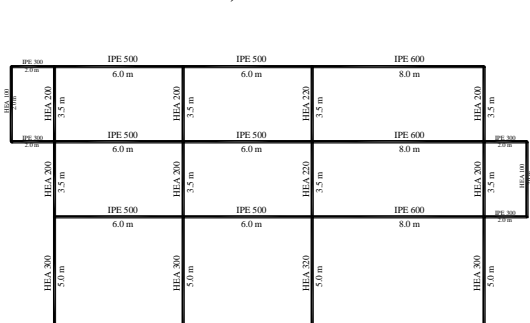
d)P2-2x3



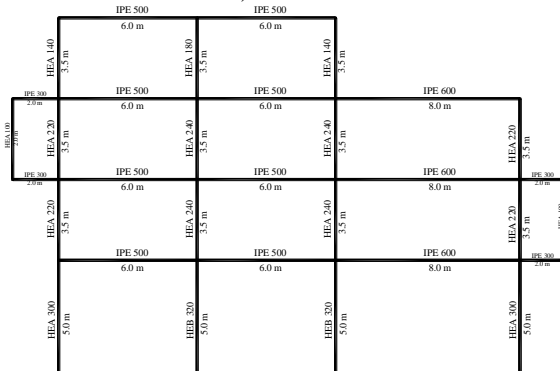
e)P3-2x3



f)P1-3x3



g)P2-3x3



h)P1-4x3

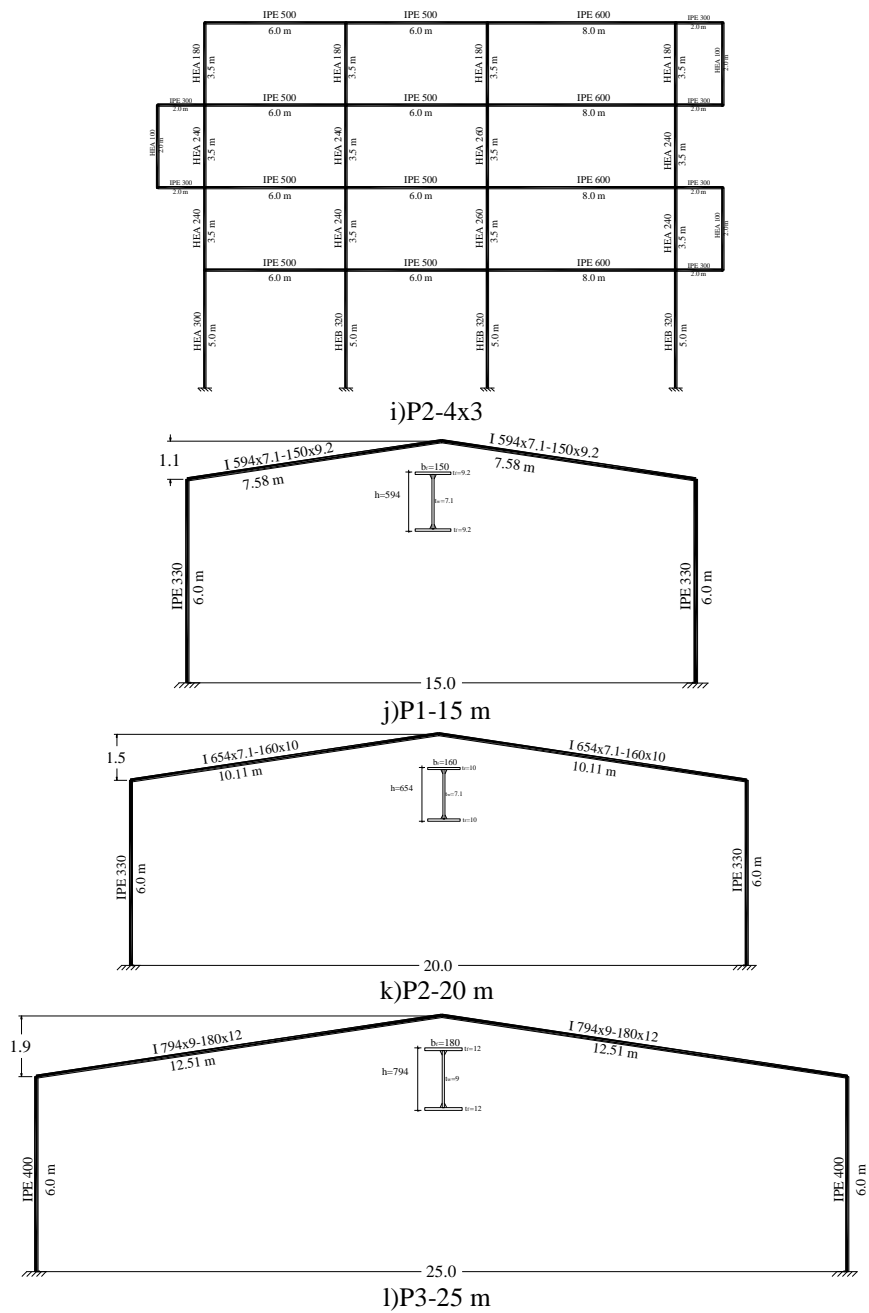


Figura 3.1 - Estrutura dos pórticos analisados (dimensões em metros) e secções dimensionadas.

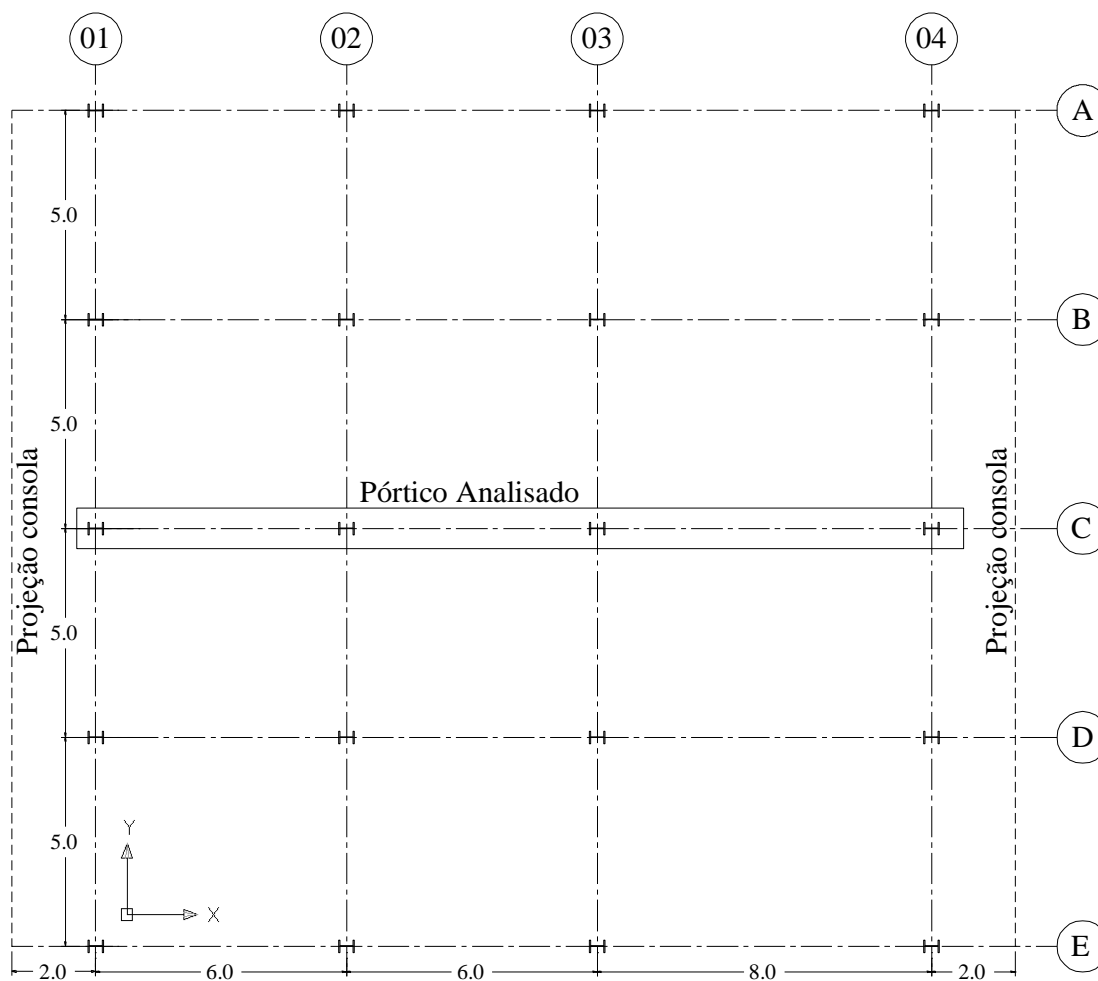


Figura 3.2 - Planta de localização dos pórticos metálicos de múltiplos andares (dimensões em metro).

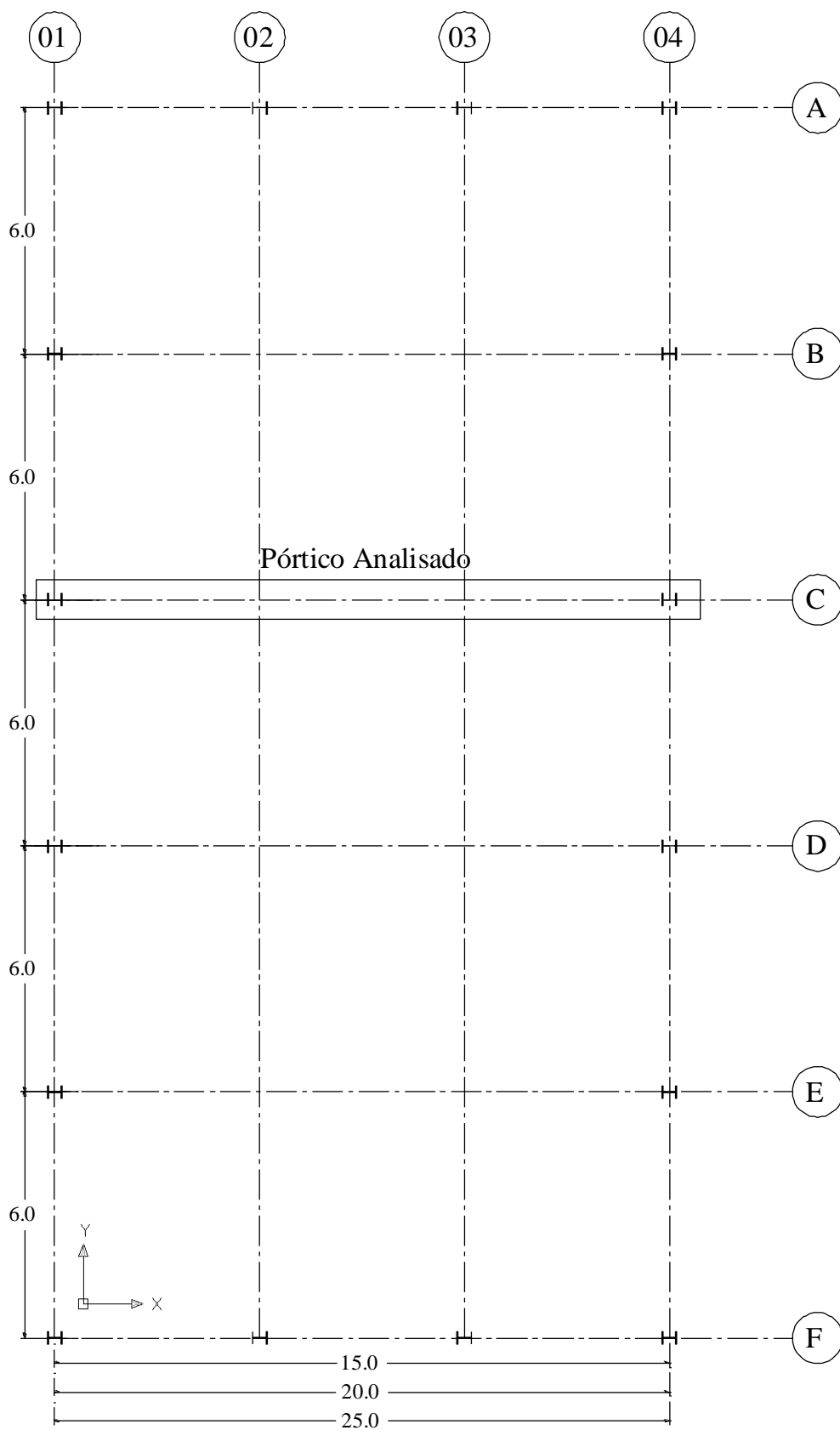


Figura 3.3 - Planta de localização dos pórticos metálicos de travessas inclinadas (dimensões em metro).

3.3. Metodologia utilizada no dimensionamento dos pórticos

A análise estrutural dos pórticos foi realizada a partir do programa SAP 2000, considerando os efeitos de 2º ordem $P-\Delta$, ou seja, a não linearidade geométrica global e as imperfeições globais, no dimensionamento realizado em regime elástico, considerou-se coeficiente de encurvadura igual a um ($k=1.0$) em todas as barras comprimidas. Apesar do programa SAFIR fazer análise de estruturas à temperatura normal, optou-se por não utilizar este programa nestas condições para análise dos pórticos estudados neste trabalho, pois o mesmo não determina os esforços de 2º ordem e não faz o cálculo do parâmetro crítico de carga (α_{cr}).

O dimensionamento das vigas e colunas dos pórticos foi realizado de acordo com a secção 6.3 da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a). Os diversos elementos são constituídos por secções transversais de perfis laminados a quente, sendo que as secções das colunas são do tipo HEA, HEB e IPE e as secções das vigas são do tipo IPE, utilizando a classe de aço S355 ($f_y=355$ MPa e $E=210$ GPa) de acordo com a EN 10025 (CEN, 2004). Ressalta-se que os valores das ações e combinações consideradas estão de acordo com a EN 1990 Eurocódigo (Bases de Projetos) e EN 1991 Eurocódigo (Ações em Estruturas).

Para os pórticos de múltiplos andares, consideraram-se as lajes unidirecionais, sendo as ações distribuídas na menor direção, adotou-se largura de influência de 5 m e para os pórticos de travessas inclinadas adotou-se largura de influência igual a 6m.

3.3.1. Ações

Na quantificação das ações permanentes dos pórticos de múltiplos andares são consideradas para além do peso próprio da estrutura, o peso próprio da laje em betão armado, da argamassa de regularização, da argamassa de assentamento, do revestimento cerâmico, do forro de gesso e das paredes divisórias internas, as quais se estimam num valor global de 6.86 kN/m². Por pórtico, atendendo ao afastamento de 5.0 m, obtém-se um valor total de 34.3 kN/m. A sobrecarga é de acordo com a EN1991-1, assim é considerado uma utilização de escritórios no valor de 3.0 kN/m², e atendendo ao afastamento por pórtico de 5.0 m, obtém-se 15.0 kN/m. A Tabela 3-2 sintetiza os valores das ações verticais utilizado no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares.

Tabela 3-2 - Ações Verticais utilizadas no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares.

Ações Permanentes						
Elemento	Espessura (cm)		Peso Específico (Y kN/m ³)	Peso Próprio (kN/m ²)	Largura de Influência (m)	Permanente (kN/m)
Laje	15		25	3.75	5	18.75
Argamassa de regularização	4		21	0.84	5	4.2
Argamassa de assentamento	2		21	0.42	5	2.1
Revestimento Cerâmico	2		20	0.4	5	2
Forro de gesso	1.5		12.5	0.19	5	0.94
Paredes divisórias internas	Altura (m)	Escritório	140	1.26	5	6.3
	3	0.3				
					Total	34.3
Ação Variável						
Sobrecarga	Valor (kN/m ²)			Largura de Influência (m)	Sobrecarga (kN/m)	
Sobrecarga de utilização para escritório	3			5	15.0	

Na quantificação das ações permanentes dos pórticos de travessas inclinadas são consideradas para além do peso próprio dos elementos estruturais, o peso próprio das estruturas secundárias, ou seja, madres, correntes rígidas, tirantes e contraventamentos e peso próprio das telhas de cobertura, as quais se estimam num valor global de 0.35 kN/m². Adicionalmente, considerou-se uma ação permanente correspondente a equipamentos e instalações suspensos com valor de 0.1 kN/m². Por pórtico, atendendo ao afastamento de 6.0 m, obtém-se um valor total de 2.7 kN/m, conforme Tabela 3-3.

A sobrecarga na cobertura do pavilhão também é dada pela EN 1991-1-1. Assim, e considerando que a cobertura não é acessível, exceto para operações de reparação e/ou manutenção (categoria H), o valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída deve estar entre compreendida no intervalo de 0.0 kN/m² e 1.0 kN/m², em plano horizontal. Neste caso tomando um valor de 0.4 kN/m², e atendendo ao afastamento de 6.0 m, obtém-se um valor total de 2.4 kN/m.

Tabela 3-3 - Ações verticais utilizadas no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas.

Cargas Permanentes			
Elemento	(kN/m ²)	Dist. Port.	(kN/m)
Estrutura Secundária	0.1	6	0.6
Equipamentos /Instalações	0.1	6	0.6
Telha	0.25	6	1.5
Total			2.70

Cargas Variáveis			
Elemento	(kN/m ²)	Dist. Port.	(kN/m)
Sobrecarga	0.4	6	2.40

De acordo com a EN 1991-1-4 a ação devida ao vento deve ser determinada tendo em conta simultaneamente as pressões externas e interna. A força devida ao vento atuando sobre uma estrutura é dada pela soma vetorial da força devida a pressões externas, da força devida a pressões internas e da força resultante de atrito do vento paralela à superfície externa. Nos casos estudados a força de atrito não é relevante para o dimensionamento dos pórticos pelo que foi desprezada.

A pressão do vento sobre a superfície externa e sobre a superfície interna é dada, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.1)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.2)$$

em que $q_p(z_e)$ e $q_p(z_i)$ são as pressões correspondentes à velocidade de pico Z_e e Z_i são as alturas de referência para pressão externa e interna, respectivamente, c_{pe} e c_{pi} são os coeficientes de pressão para pressão externa e interna, respectivamente.

A pressão correspondente à velocidade de pico do vento é dada pela equação 3.3, sendo $c_e(z)$ um fator de exposição e q_b a pressão correspondente à velocidade base do vento, a qual por sua vez é dado pela equação 3.4, em que, ρ é a densidade do ar e V_b é a velocidade base do vento. O fator de $c_e(z)$ é função da altura acima do solo (h) é do tipo de solo.

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.3)$$

$$q_p = \frac{1}{2} \rho \times V_b^2 \quad (3.4)$$

Os coeficientes de pressão externa variam consoante a direção do vento e a zona na parede ou cobertura, tal como se ilustra na Figura 3.4 e Figura 3.5. Os coeficientes de pressão externa sobre as paredes exteriores dependem da relação entre a altura h do edifício e o

respectivo comprimento b , já os coeficientes de pressão externa a cobertura dependem da inclinação da cobertura α e da direção do vento.

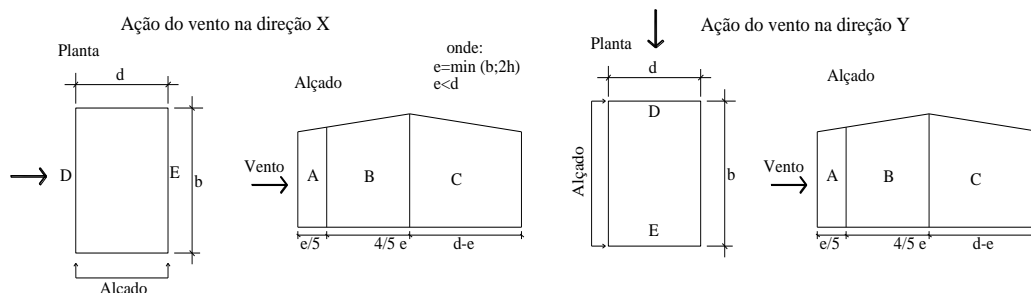


Figura 3.4 - Zoneamento da ação do vento sobre os alçados/paredes.

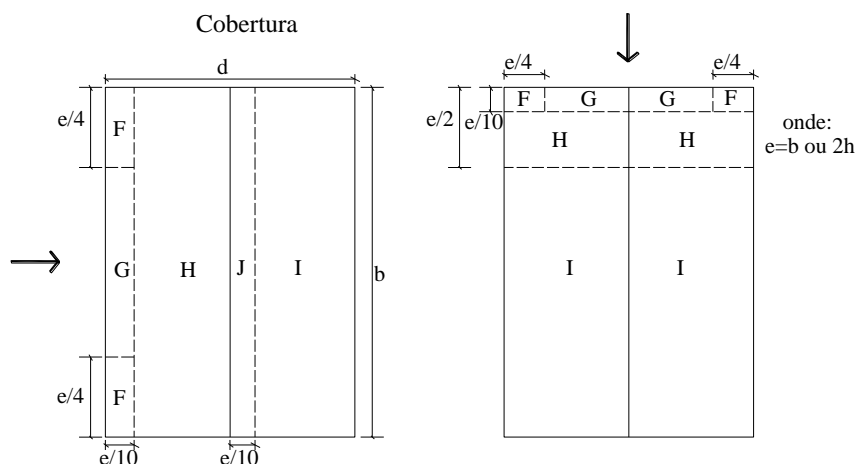


Figura 3.5 - Zoneamento da ação do vento sobre a cobertura.

Os coeficientes de pressão interna dependem das dimensões das aberturas existentes nos edifícios e da distribuição dessas aberturas ao longo do edifício. Assumindo uma distribuição uniforme dessas aberturas, pode-se assumir para o valor de c_{pi} , e para qualquer direção do vento, a situação mais desfavorável entre os valores de +0.2 e -0.3. As pressões externas e internas devem atuar em simultâneo.

O cálculo da pressão correspondente à velocidade de pico do vento, da velocidade base e das pressões externas dos alçados e da cobertura foram realizado com o software XDLoads (Amorim et al. 2015) desenvolvido na Universidade de Aveiro, sendo este um programa de cálculo para determinação de ações e combinações de ações de acordo com o eurocódigo 1. Adotou-se a zona B, ou seja, regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m, considerou-se a categoria do terreno III. No dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares, utilizou-se o coeficiente de pressão interna igual a -0,3, pois esta é a mais gravosa e que a pressão do vento atuava apenas nas paredes externas, já nos pórticos de travessas inclinadas

considerou-se pressão interna igual a +0,2 e -0,3 e que a pressão do vento atuava nas paredes externas e na cobertura.

Assim tendo em conta a geometria dos pórticos estudados e a inclinação das vigas da cobertura, obtêm-se os coeficientes de pressão externo nas paredes para o vento atuando na transversal (vento-0°) indicados na Tabela 3-4 e na Tabela 3-5 os coeficientes de pressão externo na cobertura para direção transversal (vento-0°) e longitudinal (vento-90°).

Tabela 3-4 - Coeficientes de pressão externa nas paredes.

Pórtico	h (m)	b (m)	h/b	Vento-0° (X)				
				A	B	C	D	E
P1-1X2	5	20	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34
P1-1X3	5	20	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
P1-2X3	8.5	20	0.42	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34
P2-2X3	8.5	20	0.42	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34
P3-2X3	8.5	20	0.42	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34
P1-3X3	12	20	0.6	-1.2	-0.8	-	0.74	-0.39
P2-3X3	12	20	0.6	-1.2	-0.8	-	0.74	-0.39
P1-4X3	15.5	20	0.75	-1.2	-0.8	-	0.77	-0.44
P2-4X3	15.5	20	0.75	-1.2	-0.8	-	0.77	-0.44
P1-15 m	6	30	0.2	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
P2-20 m	6	30	0.2	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
P3-25 m	6	30	0.2	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3

Tabela 3-5 - Coeficientes de pressão externa na cobertura dos pórticos de travessas inclinadas.

Vento-0° (X)					Vento-90° (Y)			
F	G	H	I	J	F	G	H	I
-1.42/0.06	-1.06/0.06	-0.49/0.06	-0.54	-0.74/-0.54	-1.5	-1.3	-0.6	-0.5

Da tabela anterior verifica-se que existem duas situações possíveis para o vento na direção transversal (vento 0° na direção X), as quais estão representadas na Figura 3.6 (a1 e a2) e uma para o vento na direção longitudinal (vento 90° na direção Y).

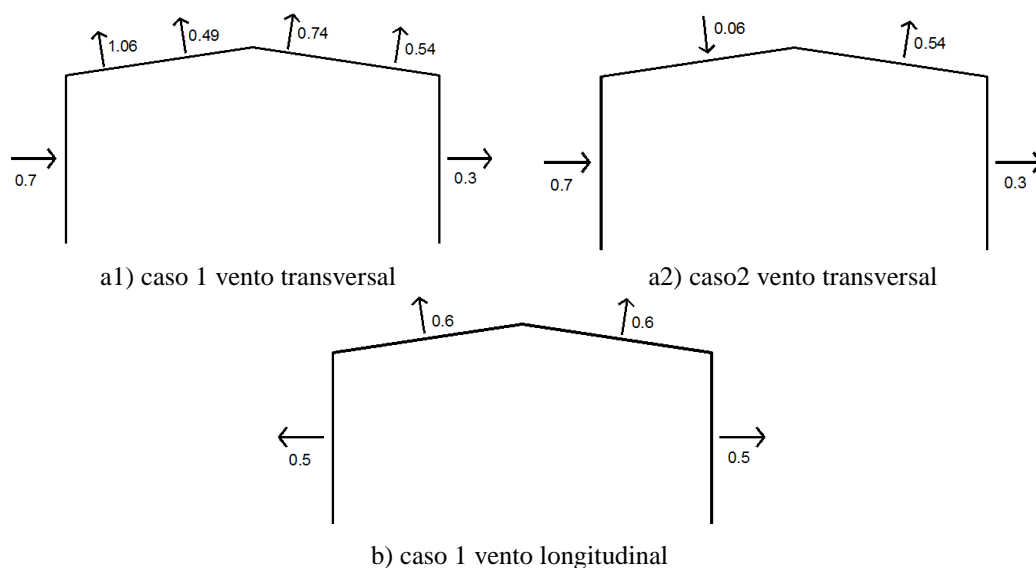


Figura 3.6 - Coeficiente de pressão externa sobre as paredes e cobertura.

Observa-se na Tabela 3-6 e Tabela 3-7 a força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares, já na Tabela 3-8 e Tabela 3-9 observam-se as forças do vento que atuam na cobertura dos pórticos de travessa inclinada.

Tabela 3-6 - Força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos considerando pressão interna de -0.3.

Pórtico	Pressão (kN/m ²)	Largura de infl. (m)	Força do Vento (kN/m)			
			Vento-0° (X)		Vento-90° (Y)	
			D	E	D	E
P1-1X2	0.88	5	4.5	0.2		
P1-1X3	0.88	5	4.4	0.0		
P1-2X3	0.9	5	4.6	0.2		
P2-2X3	0.9	5	4.6	0.2		
P3-2X3	0.9	5	4.6	0.2		
P1-3X3	1.03	5	5.4	0.5		
P2-3X3	1.03	5	5.4	0.5		
P1-4X3	1.12	5	6.0	0.8		
P2-4X3	1.12	5	6.0	0.8		
P1-15 m	0.88	6	5.3	0.0	1.1	1.1
P2-20 m	0.88	6	5.3	0.0	1.1	1.1
P3-25 m	0.88	6	5.3	0.0	1.1	1.1

Tabela 3-7 - Força do vento nas paredes externas utilizadas no dimensionamento dos pórticos considerando pressão interna de +0.2.

Pórtico	Pressão (kN/m ²)	Largura de infl. (m)	Força do Vento (kN/m)			
			Vento-0° (X)		Vento-90° (Y)	
			D	E	D	E
P1-15 m	0.88	6	2.6	2.6	-3.7	3.7
P2-20 m	0.88	6	2.6	2.6	-3.7	3.7
P3-25 m	0.88	6	2.6	2.6	-3.7	3.7

Tabela 3-8 - Força do vento na cobertura utilizada no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas considerando pressão interna de -0.3.

Força do Vento (kN/m)									
V-0° (Caso 1)					V-0° (Caso 2)				
F	G	H	I	J	F	G	H	I	J
-5.91	-4.01	-1.00	-1.27	-2.32	1.90	1.90	1.90	-1.27	-1.27

Força do Vento (kN/m)			
V-90° (Caso 1)			
F	G	H	I
-6.34	-5.28	-1.58	-1.06

Tabela 3-9 - Força do vento na cobertura utilizada no dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas considerando pressão interna de +0.2.

Força do Vento (kN/m)									
V-0° (Caso 1)					V-0° (Caso 2)				
F	G	H	I	J	F	G	H	I	J
-8.55	-6.65	-3.64	-3.91	-4.96	-0.74	-0.74	0.74	-3.91	-3.91

Força do Vento (kN/m)			
V-90° (Caso 1)			
F	G	H	I
-8.98	-7.92	-4.22	-3.70

3.3.2. Imperfeições e Carregamento

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1 e a ABNT NBR 8800:2008, os diversos tipos de imperfeições podem ser simulados em conjunto com base no conceito de imperfeição geométrica equivalente, sendo que essa imperfeição geométrica equivalente pode ser traduzida por uma falta de verticalidade global da estrutura, definida pelo ângulo Φ , obtido através da equação 3.5.

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (3.5)$$

Em que $\Phi_0=1/200$ é um valor de base e α_h e α_m são coeficientes de redução dependentes da altura total da estrutura (h) e do número de colunas (m) num alinhamento, com $N_{ed} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial das colunas no plano vertical considerado, dados pelas equações 3.6 e 3.7

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0 \quad (3.6)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.7)$$

Na análise global dos pórticos as imperfeições geométricas equivalentes, foram substituídas pelas forças horizontais equivalentes, sendo estas aplicadas ao nível de cada pavimento

proporcionais às cargas verticais aplicadas a esse nível. Segue abaixo a Tabela 3-10 com os valores encontrados para as imperfeições geométricas equivalentes (Φ).

Tabela 3-10 - Imperfeições geométricas equivalentes utilizadas na análise global dos pórticos.

Pórtico	Angulo (Φ) (rad)
P1-1X2	0.00447
P1-1X3	0.00387
P1-2X3	0.00303
P2-2X3	0.00303
P3-2X3	0.00280
P1-3X3	0.00289
P2-3X3	0.00289
P1-4X3	0.00289
P2-4X3	0.00272
P1-15m	0.0035
P2-20m	0.0035
P3-25m	0.0035

Não se consideraram as imperfeições locais na análise global da estrutura, pois estas foram consideradas posteriormente no dimensionamento do elementos à encurvadura com base nas curvas de encurvadura definidas na EN1993-1-1.

Segue abaixo a Figura 3.7 e Figura 3.8, onde pode-se visualizar a forma de distribuição das cargas verticais e horizontais nos pórticos de múltiplos andares.

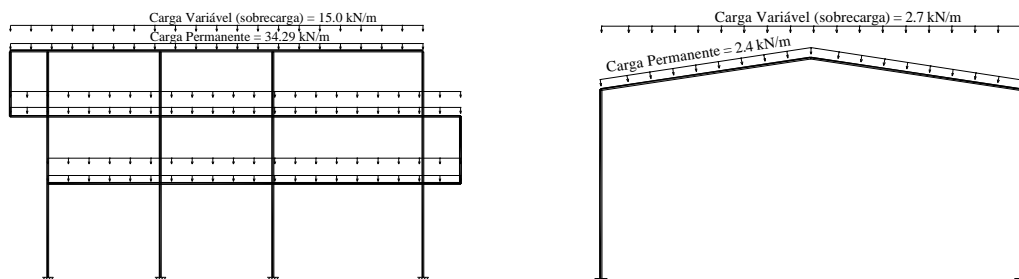


Figura 3.7 - Distribuição das ações verticais.

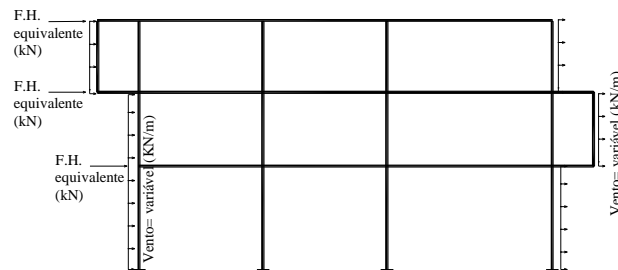


Figura 3.8 - Distribuição das ações horizontais.

Os valores de cálculo dos esforços são obtidos das combinações fundamentais. A Tabela 3-11 apresenta as combinações no Estado Limite Último, no Estado Limite de Serviço e Estado Limite de Acidente, utilizadas no dimensionamento dos pórticos de múltiplos andares e a Tabela 3-12 dos pórticos de travessas inclinadas. Vale ressaltar que no

dimensionamento dos pórticos de travessas inclinadas levou-se em consideração todos os casos de vento nas direções X e Y, em todos os sentidos para pressões internas de +0.2 e - 0.3.

Tabela 3-11 - Combinações no estado limite último, de serviço e de acidente para os pórticos de múltiplos andares.

Estado Limite Último (ELU):								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0		Vento°90	
	γ_g	γ_q	Ψ_{0q}	γ_q	Ψ_{0w}	γ_q	Ψ_{0w}	
1	1,35	1,5	-	-	-	-	-	
2	1,35	1,5	-	1,5	0,6	-	-	
3	1,35	1,5	-	-	-	1,5	0,6	
4	1,35	1,5	0,7	1,5	-	-	-	
5	1,35	1,5	0,7	-	-	1,5	-	
Estado Limite de Serviço (ELS) -Combinação Frequente:								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0		Vento°90	
	γ_g	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	
1	1,0	0,5	-	-	-	-	-	
2	1,0	0,3	-	0,2	-	-	-	
3	1,0	0,3	-	-	-	0,2	-	
Estado Limite de Acidente (ELA)								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0		Vento°90	
	γ_g	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	
1	1,0	0,5	-	-	-	-	-	
2	1,0	0,3	-	0,2	-	-	-	
3	1,0	0,3	-	-	-	0,2	-	

Tabela 3-12 - Combinações no estado limite último, de serviço e de acidente para os pórticos de travessas inclinadas.

Estado Limite Último (ELU):								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0 (p/ os diversos casos)		Vento°90 (p/ os diversos casos)	
	γ_g	γ_q	Ψ_{0q}	γ_q	Ψ_{0w}	γ_q	Ψ_{0w}	
1	1,35	1,5	-	-	-	-	-	
2	1,35	1,5	-	1,5	0,6	-	-	
3	1,35	1,5	-	-	-	1,5	0,6	
4	1,0	1,5	0	1,5	-	-	-	
5	1,0	1,5	0	-	-	1,5	-	
Estado Limite de Serviço (ELS) -Combinação Frequente:								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0		Vento°90	
	γ_g	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	
1	1,0	-	-	-	-	-	-	
2	1,0	-	-	0,2	-	-	-	
3	1,0	-	-	-	-	0,2	-	
Estado Limite de Acidente								
Combinações	Peso Próprio		Sobrecarga		Vento°0		Vento°90	
	γ_g	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	$\Psi_{1,1}/\Psi_{2,i}$	
1	1,0	-	-	-	-	-	-	
2	1,0	-	-	0,2+P _i (+0,2)	-	-	-	
3	1,0	-	-	0,2+P _i (-0,3)-	-	-	-	
4	1,0	-	-	-	-	0,2+P _i (+0,2)	-	
5	1,0	-	-	-	-	0,2+P _i (-0,3)	-	

Onde : P_i é a pressão interna.

Em todas as combinações do estado limite último foram incluídas as forças horizontais equivalentes devido às imperfeições globais do pórtico, conforme sugerido no Eurocódigo 3.

3.4. Metodologia utilizada no dimensionamento dos pórticos de contraventamento

A análise estrutural dos pórticos de contraventamento também foi realizada a partir do programa SAP 2000, considerando os efeitos de 2º ordem ($P-\Delta$) e as imperfeições globais, no dimensionamento realizado em regime elástico, considerou-se coeficiente de encurvadura igual a um ($k=1.0$) em todas as barras comprimidas. O dimensionamento das vigas e colunas dos pórticos foi realizado de acordo com a secção 6.3 da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005), utilizando a classe de aço S355 ($f_y=355$ MPa e $E=210$ GPa) de acordo com a EN 10025 (CEN,2004).

Dimensionaram-se os pilares e as vigas dos pórticos de contraventamento apenas para as cargas verticais (ver Tabela 3-2), já os contraventamentos foram dimensionados para absorver as forças horizontais, sendo esta o vento com pressão interna de $-0,3$ (ver Tabela 3-6), em todos os casos consideraram-se as imperfeições globais, sendo que estas foram consideradas na mesma direção do vento, conforme Figura 3.9. Considerou-se que os contraventamentos são rotulados e trabalham somente a tração. Ressalta-se que os valores das ações e combinações consideradas estão de acordo com a EN 1990 Eurocódigo (Bases de Projetos) e EN 1991 Eurocódigo (Ações em Estruturas).

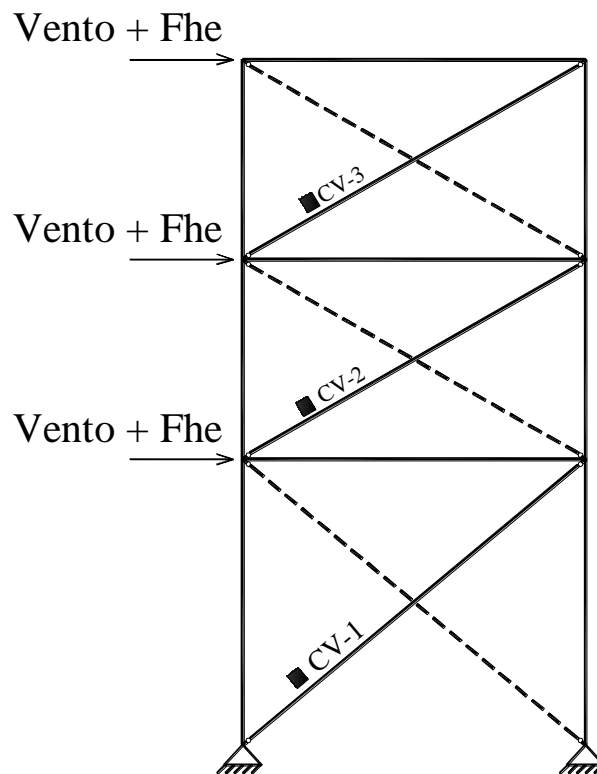


Figura 3.9 - Esquema de aplicação das forças horizontais no contraventamento.

Observa-se na Figura 3.10, que os eixos A e F estão contraventados na direção do eixo X e que os eixos 2 e 5 estão contraventados no eixo Y. Desta forma os contraventamentos dos

eixos A e F absorvem todo esforço de vento na direção X. O cálculo da força do vento e da força horizontal equivalente devido as imperfeições globais, foram feitos tendo em conta a área de influência conforme Figura 3.10, segue abaixo a Tabela 3-13 com o valor das forças de vento e na Tabela 3-14 as cargas horizontais devido as imperfeições globais, calculadas para esta área de influência. O dimensionamento foi feito para combinações de estado limite ultimo conforme Tabela 3-11.

Tabela 3-13 - Cargas horizontais devido ao vento.

Pórtico	Pressão (KN/m ²)	Ação do Vento (KN)	
		Pav-0	Pav-Tipo
P1-1x3	0,88	66	
P2-2x3	0,92	69	49
P2-3x3	1,18	88,5	62
P2-4x3	1,37	102,8	72

Tabela 3-14 - Cargas horizontais devido as imperfeições globais.

Pórtico	Força Horizontal
	Equivalente (KN)
P1-1x3	16,99
P2-2x3	12,51
P2-3x3	12,51
P2-4x3	12,36

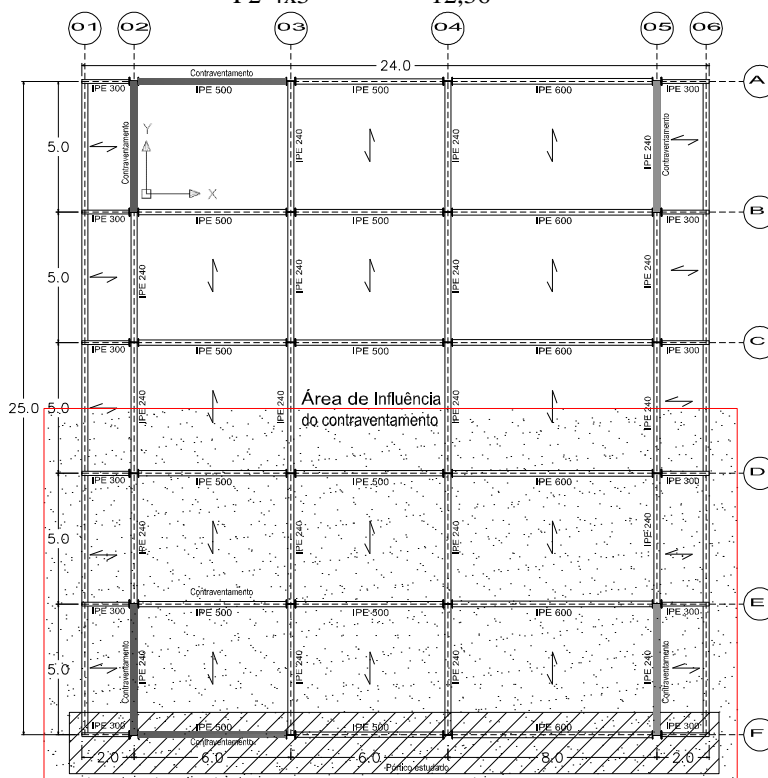


Figura 3.10 - Planta baixa com a definição da área de influência do contraventamento.

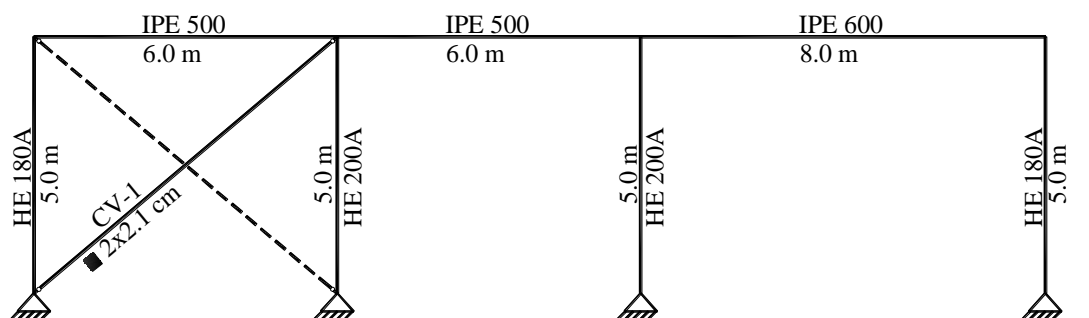
Verifica-se na Tabela 3-15 o dimensionamento dos contraventamentos, sendo N_{Ed} o maior esforço axial de tração para as diversas combinações, estes foram fornecidos pelo programa

SAP 2000, f_y é a tensão de escoamento do aço S355 e A é a área da secção transversal do contraventamentos, sendo que esta foi calculada dividindo o N_{Ed} pelo f_y .

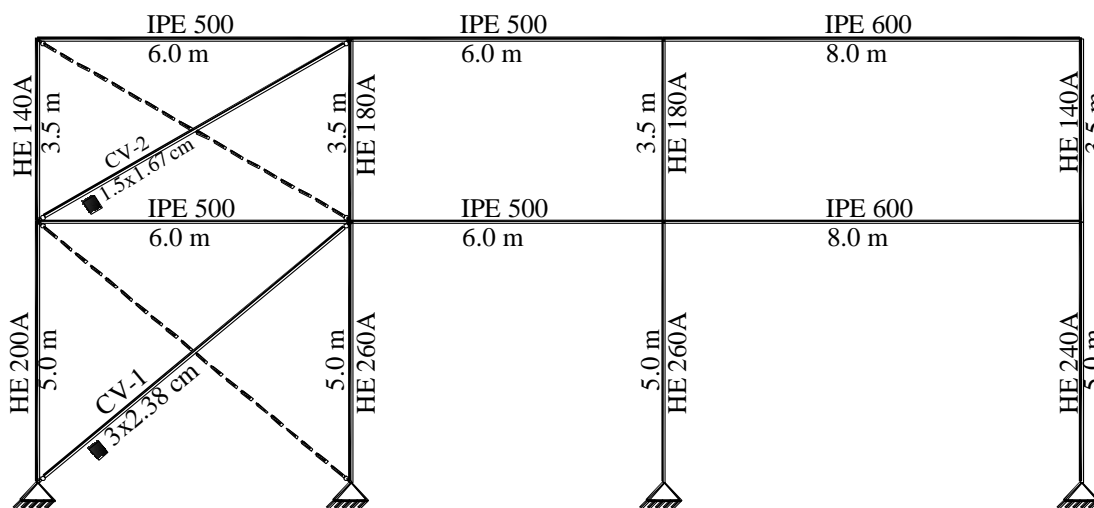
Tabela 3-15 - Dimensionamento dos contraventamentos.

Pórtico	Pavimento.	N_{Ed} (kN)	f_y (Mpa)	A (cm ²)
P1-1x3	0	147.62	355	4.16
	1	253.47		7.14
P2-2x3	0	89.68		2.53
	1	450.37		12.69
	2	213		6.00
P2-3x3	0	106.5		3.00
	1	772.41		21.76
	2	434.23		12.23
P2-4x3	2	288.97		8.14
	3	145.65		4.10

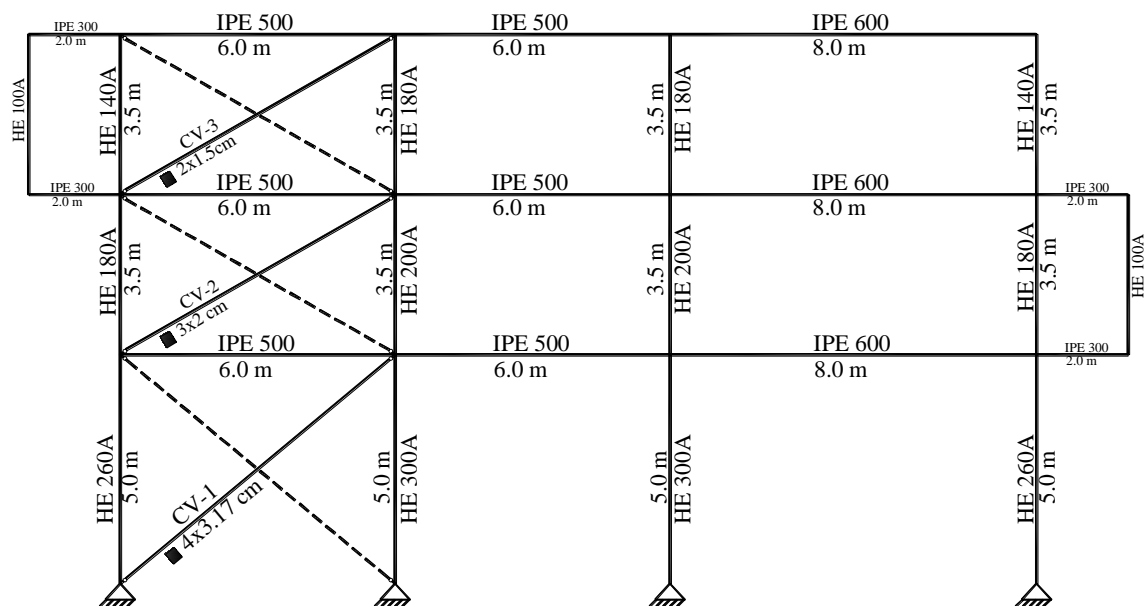
Segue abaixo na Figura 3.11 o resultado do dimensionamento dos pórticos de contraventamento bem como dos contraventamentos.



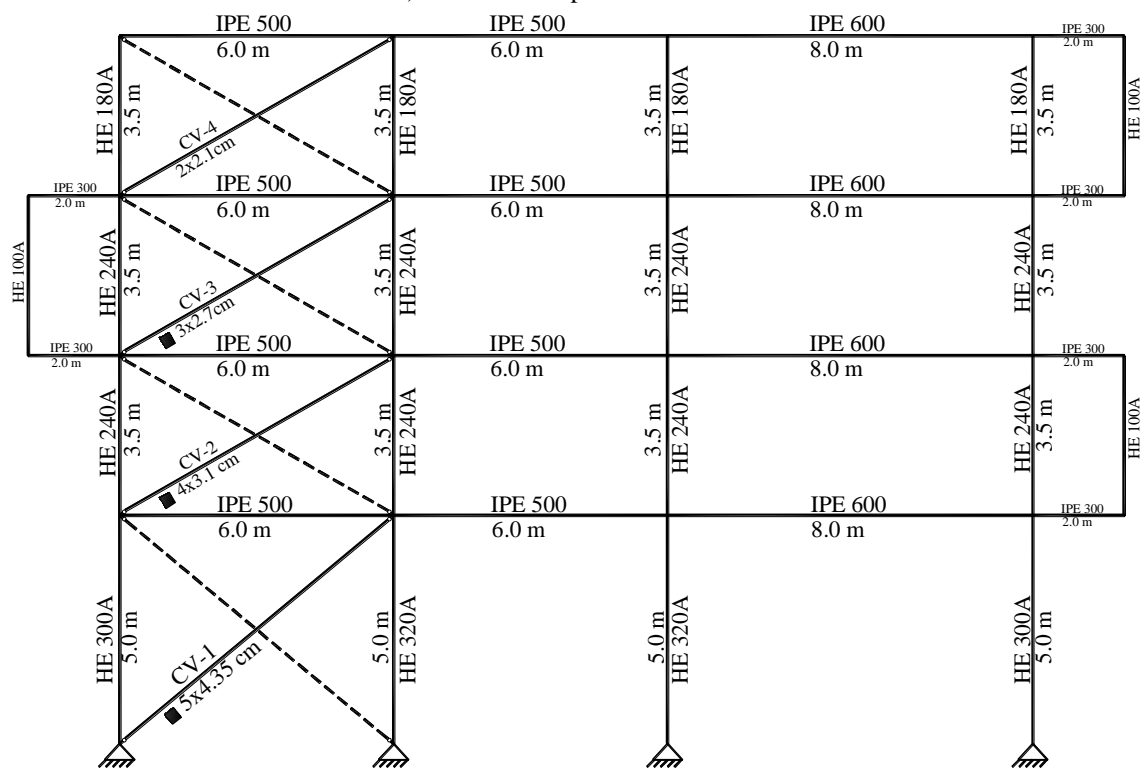
a) P1-1x3 com apoios rotulado



b) P2-2x3 com apoios rotulado



c) P2-3x3 com apoios rotulado



d) P2-4x3 com apoios rotulado

Figura 3.11 - Geometria dos Pórticos de Contraventamento.

Capítulo 4

COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA

4. COMPRIMENTOS DE ENCURVADURA

4.1. Introdução

Neste capítulo inicialmente descreve-se a metodologia adotada na análise térmica das secções, de seguida descrevem-se as metodologias de cálculo dos comprimentos de encurvadura e do cálculo da coluna crítica à temperatura normal e em situação de incêndio e por fim apresentam-se os resultados numéricos obtidos no cálculo do parâmetro crítico de carga e do coeficiente de encurvadura para os pórticos de múltiplos andares sujeitos ao incêndio normal e natural e dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos ao incêndio nominal.

4.2. Pórticos sujeitos à curva nominal ISO 834

4.2.1. Análise térmica

A evolução da temperatura nas diferentes secções de aço foi determinada recorrendo ao programa SAFIR (Franssen, 2005), para o método avançado de cálculo e ao programa Elefir-EN (Vila Real e Franssen, 2011), para o método simplificado de cálculo. Relativamente aos métodos de cálculo avançados, para determinar a evolução da temperatura no aço, a secção transversal foi discretizada da seguinte forma: os banzos superior e inferior da secção transversal são discretizados em 46 elementos finitos, e a alma em 12 elementos finitos todos de forma retangular, o raio de concordância entre a alma e os banzos é discretizado por 1 elemento finito de forma triangular, o que perfaz um total de 108 elementos finitos para discretizar a secção transversal, dispostos como apresentado na Figura 4.1. Já no método simplificado de cálculo considerou-se a temperatura uniforme em toda secção. Em ambos métodos se considerou a temperatura uniforme ao longo do elemento e também não levou-se em conta a diferença de temperatura nas ligações dos elementos.

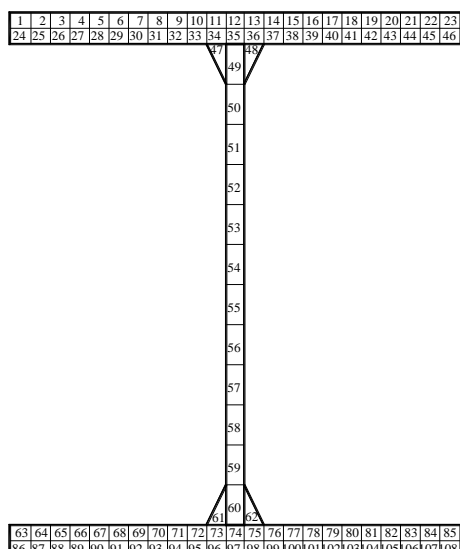
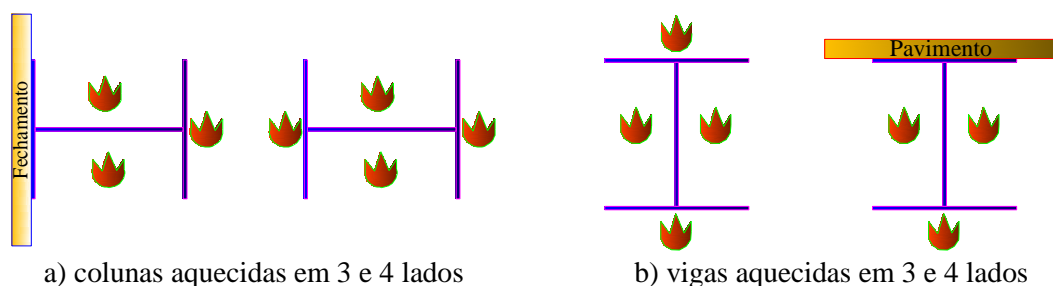


Figura 4.1 - Discretização da seção transversal em elementos finitos.

Para descrever a temperatura no compartimento de incêndio foi utilizada a curva de incêndio nominal ISO 834 e a temperatura nas seções transversais foi calculada considerando que as colunas e as vigas estavam expostas em 3 e 4 lados, de acordo com o caso em estudo, conforme representado na Figura 4.2.



a) colunas aquecidas em 3 e 4 lados

b) vigas aquecidas em 3 e 4 lados

Figura 4.2 - Exposição das seções ao incêndio nominal ISO 834.

Nos pórticos de múltiplos andares, para a determinação do comprimento de encurvadura das barras em situação de incêndio foram elaborados 12 casos diferentes que serão descritos de seguida, considerando incêndio em cada pavimento individualmente e incêndio em dois pavimentos simultaneamente, para ambas situações considerou-se a temperatura de 20 °C nos pavimentos que não estão em situação de incêndio. Na Figura 4.3, “C” é a nomenclatura de coluna, “V” de viga, “E” e “I” refere-se a externa e interna e por fim “4L”, “3L” e “cold”, indicam que a seção está aquecida em 4-lados, ou em 3-lados ou está à temperatura normal (cold). Já nos pórticos de travessas inclinadas, considerou-se apenas uma situação de incêndio, em que as vigas e as colunas estão aquecidos nos 4-lados.

No caso dos pórticos de múltiplos andares, os casos 1, 5 e 9 simulam disposições em que a estrutura metálica da edificação está interna e o fechamento (paredes exteriores) externo. Os casos 2, 6 e 10 referem-se a disposições em que a estrutura está parcialmente

interna e o fechamento é embutido nela. Já os casos 3, 4, 7 e 8 simulam disposições em que a estrutura metálica da edificação está externa ao fechamento, sendo que este serve de proteção para estas colunas. Assim, os casos 1 a 4 possuem vigas expostas ao fogo nos 4 lados, ou seja, o pavimento não protege o banzo superior da viga metálica (ver Figura 4.3 (a) à (d)); os casos 5 a 8 possuem vigas expostas ao fogo nos 3 lados, onde, o pavimento protege o banzo superior da viga metálica (ver Figura 4.3 (e) à (h)); nos casos 9 e 10 as vigas estão protegidas pelo pavimento e pelo forro, ou seja, estão à temperatura normal (ver Figura 4.3 (i) e (j)).

Os casos 1 a 3, 5 a 7, 9 e 10 possuem as colunas internas aquecidos nos quatro lados e os casos 4 e 8 possuem as colunas internas protegidas. Por fim, o caso 11 simula uma disposição onde a estrutura metálica está protegida para um determinado tempo requerido, contudo aos 15 minutos de incêndio há uma falha na proteção da viga, ou seja, após 15 minutos de incêndio as colunas estão protegidas e as vigas aquecidas nos 3 lados; inversamente, no caso 12, a falha da proteção ocorre nas colunas, essas passam a ser aquecidos nos 4 lados e as vigas protegidas (ver Figura 4.3 (k) e (l)). A Tabela 4-1 sintetiza as características de cada caso estudada.

Tabela 4-1 - Características de cada caso de incêndio.

Caso	Coluna Externa			Coluna Interna			Viga			Figura
	Nº lados	Proteção		Nº lados	Proteção		Nº lados	Proteção		
		Sim	Não		Sim	Não		Sim	Não	
1	4		X	4		X	4		X	3.4a
2	3		X	4		X	4		X	3.4b
3	0	X		4		X	4		X	3.4c
4	0	X		0	X		4		X	3.4d
5	4		X	4		X	3	B.S.	X	3.4e
6	3		X	4		X	3	B.S.	X	3.4f
7	0	X		4		X	3	B.S.	X	3.4g
8	0	X		0	X		3	B.S.	X	3.4h
9	4		X	4		X	0	X		3.4i
10	3		X	4		X	0	X		3.4j
11	0	X		0	X		3 (após 15 min)		X	3.4k
12	4 (após 15 min)		X	4 (após 15 min)		X	0	X		3.4l

Onde B.S. significa Banzo Superior.

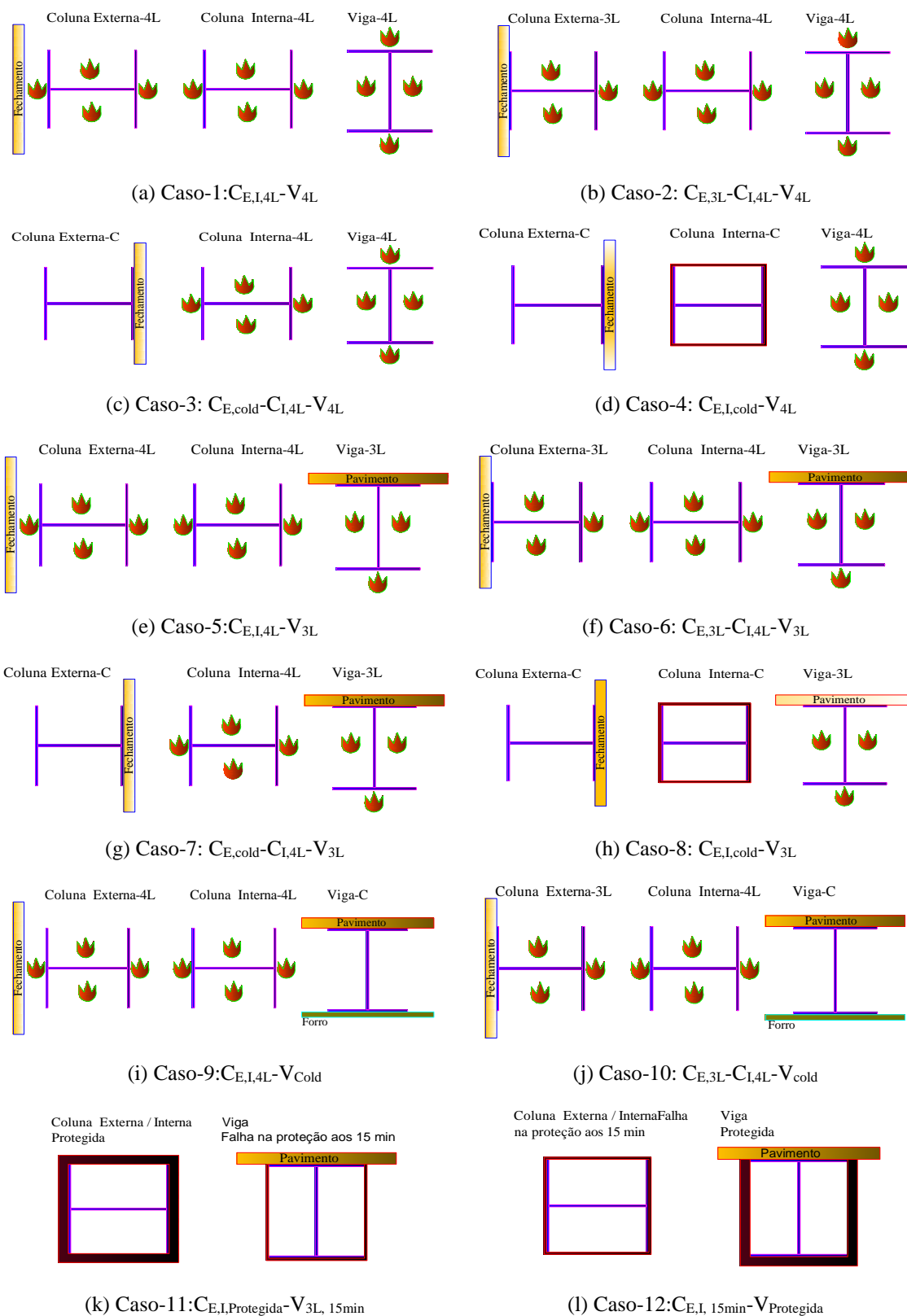


Figura 4.3 - Casos de Incêndio.

4.2.2. Metodologia utilizada para determinar os comprimentos de encurvadura em situação de incêndio

A verificação da segurança à encurvadura dos elementos sujeitos a esforços de compressão em situação de incêndio de acordo com o EN1993-1-2 e com a ABNT NBR 14323:2013, é feita incluindo nas equações de verificação um coeficiente de redução χ_{fi} que depende da esbelteza normalizada em situação de incêndio que por sua vez depende da carga crítica do elemento, sendo que esta não é constante durante um incêndio devido ao efeito da temperatura.

Fez-se igualmente alusão à possibilidade da esbelteza normalizada em situação de incêndio poder ser determinada com base no conceito de comprimento de encurvadura, sendo esta metodologia adotada por grande parte dos projetistas, motivo pelo qual, inclusivamente, o EN1993-1-2 e a ABNT NBR 14323:2013 fornecem valores para o comprimento de encurvadura a considerar em situação de incêndio (l_{fi}) no caso de pórticos contraventados, embora não o faça para pórticos não contraventados.

Pretende-se determinar qual a influência da temperatura nos comprimentos de encurvadura utilizando uma análise linear de estabilidade para diversos casos de incêndio e propor valores para os comprimentos de encurvadura a considerar em situação de incêndio para pórticos não contraventados, uma vez que os códigos são omissos.

Conforme supracitado, a temperatura nas secções foi calculada através dos métodos simplificado de cálculo, com o programa Elefir-EN (Vila Real e Franssen, 2011), com base na curva de incêndio nominal ISO 834 e das curvas paramétricas ao longo de 120 minutos. Através do programa FEST-2D (desenvolvido pela Universidade de Aveiro) (Couto, 2011), criou-se o ficheiro de introdução de dados para o programa de elementos finitos de cada pórtico plano estudado considerando 12 casos de incêndio para curva ISO 834, conforme Figura 4.3.

Através dos programas de elementos finitos SAFIR (desenvolvido pela Universidade de Liège na Bélgica) (Franssen, 2005), CAST3M (desenvolvido pela comissão francesa de energia atômica) (CAST3M, 2012) associado com o Cload+ (desenvolvido pela Universidade de Aveiro) (Couto et al., 2013), determinou-se o valor crítico do parâmetro de carga em situação de incêndio ($\alpha_{cr,fi}$) do pórtico metálico, tendo a temperatura variado nos elementos aquecidos de 20 °C a 1100 °C.

Com o valor do $\alpha_{cr,fi}$ determinou-se, em situação de incêndio, a carga crítica de Euler $N_{cr,fi}$ (equação 4.1), o comprimento de encurvadura l_{fi} (equação 4.2) e o correspondente coeficiente de encurvadura k_{fi} (equação 4.3).

Para os pórticos de múltiplos andares, todo o cálculo foi realizado para a primeira combinação de acidente, pois esta é a mais gravosa, (ver Tabela 3-11). Já nos pórticos de travessas inclinadas o cálculo foi realizado para as quatro primeiras combinações de acidente, (ver Tabela 3-12), sendo que, considerou-se apenas três casos de vento, o mais gravoso da direção X, com pressão interna de +0,2 e -0,3 e o mais gravoso na direção Y, com pressão interna de +0,2 e em ambos casos considerou-se que o vento atuou em apenas um sentido, ou seja, na direção X a zero graus e na direção Y a noventa graus, totalizando quatro combinações de acidente.

$$N_{cr,fi} = \alpha_{cr,fi} N_{fi,Ed} \quad (4.1)$$

$$l_{fi} = \pi \sqrt{\frac{k_{E,\theta} EI}{N_{cr,fi}}} \quad (4.2)$$

$$k_{fi} = \frac{l_{fi}}{L_{real}} \quad (4.3)$$

Sendo:

$N_{cr,fi}$ - Carga crítica de encurvadura da barra em situação de incêndio.

$N_{fi,Ed}$ - Valor de cálculo do esforço normal de compressão atuante.

l_{fi} - Comprimento crítico de encurvadura em situação de incêndio.

L_{real} - Comprimento real do elemento.

k_{fi} - Coeficiente de encurvadura em situação de incêndio.

4.2.3. Metodologia utilizada para determinar a coluna crítica do pórtico à temperatura normal (20°C) e em situação de incêndio

À temperatura normal, considera-se como coluna mais desfavorável do pórtico aquela que pertence ao pavimento crítico, ou seja, aquele que para uma determinada carga crítica precipita a instabilidade do pórtico e apresenta maior relação entre o esforço axial atuante (N_{Ed}) e a carga crítica de Euler (N_{cr}) à temperatura normal. Considera-se esta relação traduzida através do parâmetro η :

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \quad (4.4)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.5)$$

Onde, L é comprimento da barra, E é o módulo de Young, e I é o momento de inércia da secção. Em situação de incêndio a coluna mais desfavorável é aquela que se encontra em situação de incêndio e apresenta maior relação entre o esforço axial atuante ($N_{fi,Ed}$) e a carga crítica de Euler em função da temperatura ($N_{cr,fi}$). Considera-se esta relação traduzida através do parâmetro η_{fi} , onde a subscrição fi denota situação de incêndio.

$$\eta_{fi} = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{cr,fi}} \quad (4.6)$$

$$N_{cr,fi} = \frac{\pi^2 k_{E,\theta} EI}{l_{fi}^2} \quad (4.7)$$

Onde $k_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de Young a elevadas temperaturas, de acordo com a EN1993-1-2.

4.2.4. Resultados dos Pórticos de Múltiplos Andares sujeitos ao Incêndio Nominal

Na determinação dos coeficientes de encurvadura para um incêndio nominal dos pórticos de múltiplos andares, para cada caso de incêndio (ver Figura 4.3) foram feitos dois estudos: i) considerando o incêndio em cada pavimento isoladamente; ii) considerando o incêndio em dois pavimentos simultaneamente; iii) Considerando pórticos com apoiados rotulados e encastrados; iv) considerando pórticos contraventados e não contraventados, todo o cálculo foi feito para combinação de acidente 1 (CB-01), conforme Tabela 3-11.

Segue a Figura 4.4 que sintetiza todos os casos estudados, sendo que as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.3, totalizando 1680 análises numéricas.

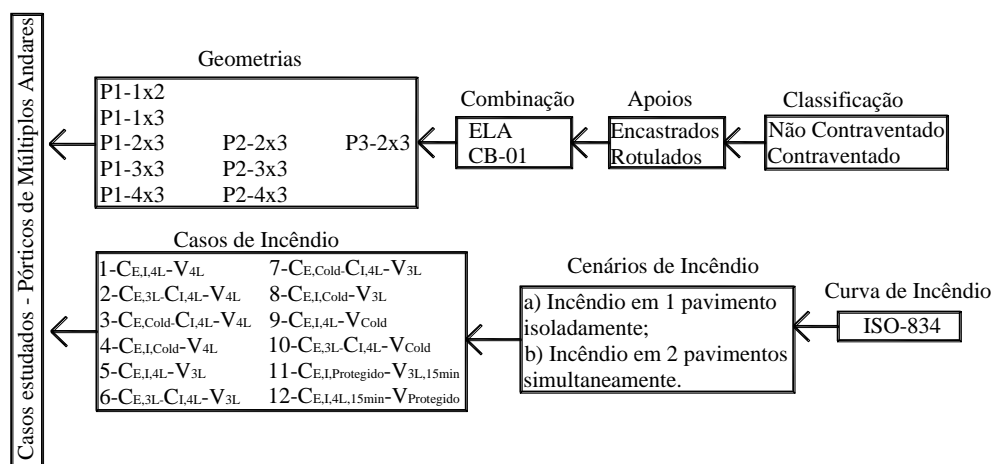


Figura 4.4 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Nominal

4.2.4.1. Resultado das Colunas Críticas do Pórticos à temperatura normal (20 °C)

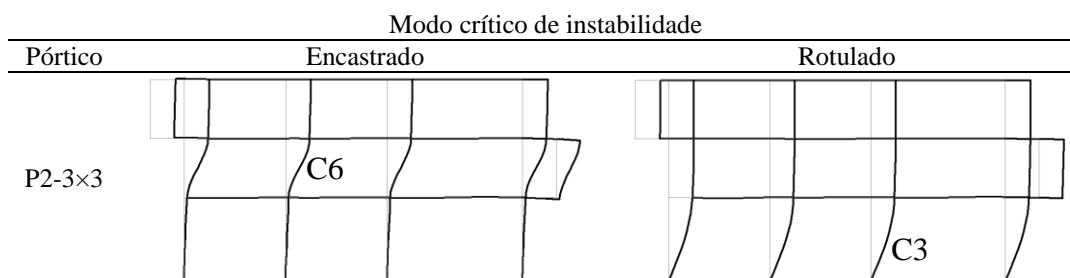
Nos quadros 1.1, 1.3, 1.5, 1.8, 1.11, 1.14, 1.17, 1.20 e 1.23 dos anexos-A e B, observam-se os pavimentos críticos dos diversos pórticos no instante zero, ou seja, a temperatura ambiente, já nas tabelas 1.1 à 1.9 destes mesmos anexos, verifica-se a coluna com maior parâmetro η , ou seja, com maior relação entre o esforço axial atuante e a carga crítica de Euler, sendo que, o anexo-A refere-se aos pórticos não-contraventados e o anexo-B aos pórticos contraventados. Segue abaixo a Tabela 4-2 com o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 4-2 - Colunas Críticas dos pórticos de múltiplos andares não contraventados e contraventados à Temperatura Normal (20 °C).

Pórtico	Pavimento Crítico		Coluna Crítica			
	Encastrado	Rotulado	Encastrado		Rotulado	
			Coluna	Perfil	Coluna	Perfil
P1-1x2	0	0	C2	HE220A	C2	HE220A
P1-1x3	0	0	C3	HE220A	C3	HE220A
P1-2x3	1	0	C6	HE180A	C2	HE280A
P2-2x3	1	0	C6	HE180A	C3	HE280A
P3-2x3	1	0	C6	HE180A	C4	HE260A
P1-3x3	1	0	C6	HE180A	C3	HE320A
P2-3x3	1	0	C6	HE200A	C3	HE320A
P1-4x3	3	0	C14	HE180A	C4	HE300A
P2-4x3	1	0	C6	HE240A	C3	HE320B

Tomando-se os pórticos P2-3x3 não contraventado, como exemplo, verifica-se na Tabela 4-3 o pavimento crítico à temperatura normal (no instante $t=0$). Verificou-se que para o pórtico com apoios rotulados o pavimento crítico é o pavimento 0. Entretanto, no pórtico com apoios encastrados, o pavimento responsável pela instabilidade do pórtico, é o pavimento 1.

Tabela 4-3 - Modo crítico de instabilidade do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados e rotulados no instante t=0 min.



Conforme Tabela 4-4, verifica-se que, no pavimento 0 a coluna que possui maior parâmetro η é a coluna C3, no pavimento 1 é a coluna C6 e no pavimento 2 é a coluna C10. Desta forma pode-se concluir que a coluna crítica do pórtico P2-3x3 com apoios rotulados é a coluna C3 e para apoios encastrados é a coluna C6, pois ambas pertencem ao pavimento crítico à temperatura normal e apresentam maior valor do parâmetro η .

Tabela 4-4 - Coluna crítica do pórtico P2-3X3 não contraventado, à temperatura normal.

Pavimento	Coluna	Perfil	E KN/mm ²	I _y mm ⁴	L mm	N _{cr} (KN)	N _{Ed} (KN)	η
0	C1	HE300A	210	182600000	5000	15.138	518	3.42%
	C2	HE300A	210	182600000	5000	15.138	748	4.94%
	C3	HE320A	210	229300000	5000	19.010	943	4.96%
	C4	HE300A	210	182600000	5000	15.138	628	4.15%
1	C5	HE200A	210	36920000	3500	6.246	409	6.56%
	C6	HE200A	210	36920000	3500	6.246	487	7.81%
	C7	HE220A	210	54100000	3500	9.153	637	6.97%
	C8	HE200A	210	36920000	3500	6.246	383	6.13%
2	C9	HE200A	210	36920000	3500	6.246	204	3.27%
	C10	HE200A	210	36920000	3500	6.246	242	3.88%
	C11	HE220A	210	54100000	3500	9.153	327	3.57%
	C12	HE200A	210	36920000	3500	6.246	144	2.31%

4.2.4.2. Coluna crítica dos Pórticos em Situação de Incêndio

Nas figuras 1.2, 1.8, 1.14 à 1.16, 1.30 à 1.32, 1.46 à 1.48, 1.62 à 1.66, 1.88 à 1.92, 1.114 à 1.120 e das figuras 1.150 à 1.156 dos anexos-A e B, observam-se as colunas críticas em situação de incêndio dos pórticos não contraventados e contraventados, para os diversos casos de incêndio. Segue a Tabela 4-5 com o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 4-5 - Coluna Crítica dos Pórticos não contraventados e contraventados em Situação de Incêndio.

Pórtico	Incêndio Generalizado no pavimento	Encastrado		Rotulado	
		Coluna	Perfil	Coluna	Perfil
P1-1x2	0	C2	HE220A	C2	HE220A
P1-1x3	0	C3	HE220A	C3	HE220A
P1-2x3	0	C2	HE280A	C2	HE280A
	1	C6	HE180A	C6	HE180A
	0-1	C6	HE180A	C2	HE280A
P2-2x3	0	C3	HE280A	C3	HE280A
	1	C6	HE180A	C6	HE180A
	0-1	C6	HE180A	C3	HE280A
P3-2x3	0	C4	HE260A	C4	HE260A
	1	C6	HE180A	C6	HE180A
	0-1	C6	HE180A	C4	HE260A
P1-3x3	0	C3	HE320A	C3	HE320A
	1	C6	HE180A	C6	HE180A
	2	C10	HE220A	C10	HE220A
	0-1	C6	HE180A	C3	HE320A
	1-2	C6	HE180A	C6	HE180A
P2-3x3	0	C3	HE320A	C3	HE320A
	1	C6	HE200A	C6	HE200A
	2	C10	HE200A	C10	HE200A
	0-1	C6	HE200A	C3	HE320A
	1-2	C6	HE200A	C6	HE200A
P1-4x3	0	C3	HE320B	C4	HE300A
	1	C6	HE240A	C6	HE240A
	2	C10	HE240A	C10	HE240A
	3	C14	HE180A	C14	HE180A
	0-1	C6	HE240A	C4	HE300A
	1-2	C6	HE240A	C6	HE240A
	2-3	C14	HE180A	C14	HE180A
P1-4x3	0	C3	HE320B	C3	HE320B
	1	C6	HE240A	C6	HE240A
	2	C10	HE240A	C10	HE240A
	3	C15	HE180A	C15	HE180A
	0-1	C6	HE240A	C3	HE320B
	1-2	C6	HE240A	C6	HE240A
	2-3	C15	HE180A	C15	HE180A

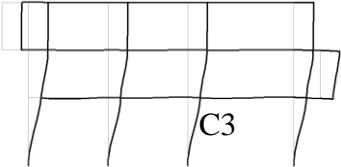
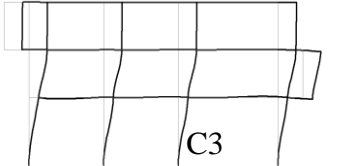
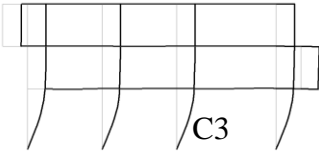

Considerando o pórtico P2-3x3 não contraventado com apoios encastrados e rotulados, verifica-se que para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2 individualmente, as colunas críticas em situação de incêndio são as colunas C3, C6 e C10 sucessivamente, pois estas são as colunas que estão em situação de incêndio e apresentam maior valor do parâmetro η_{fi} . Entretanto para o pórtico com apoios rotulados com um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1 simultaneamente, a coluna crítica em situação de incêndio é a coluna C3, pois esta pertence ao pavimento crítico à temperatura normal e está em situação de incêndio. Já para o caso de um incêndio generalizado nos pavimentos 1 e 2

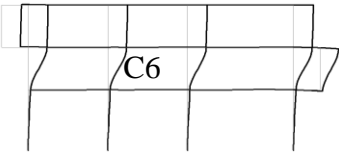
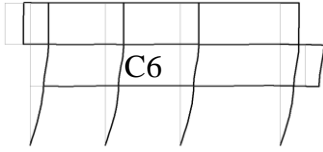
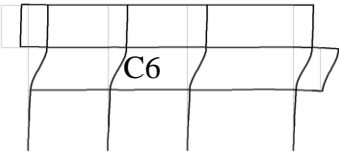
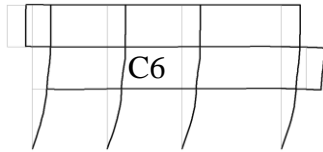

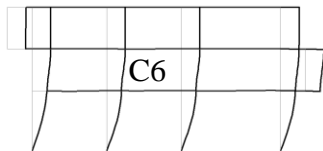
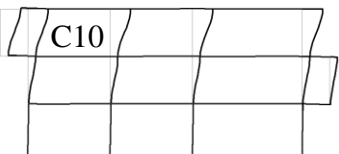
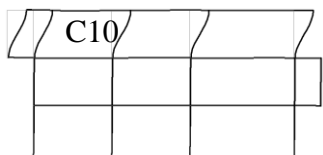
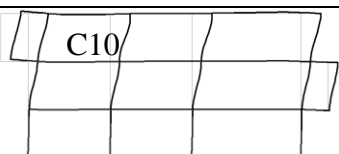
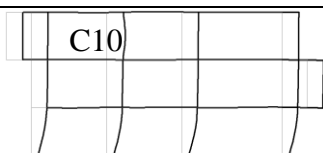

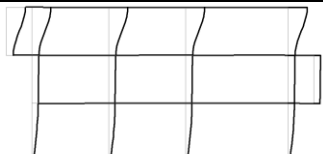
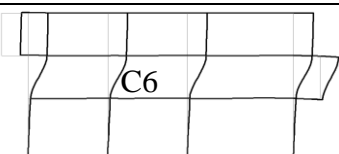
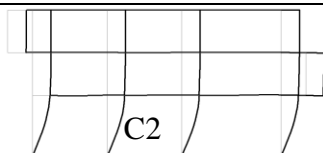
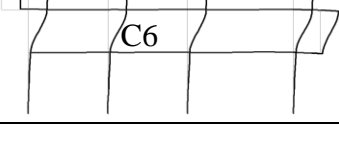
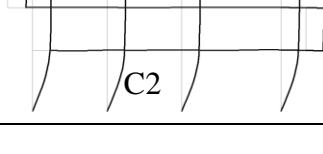
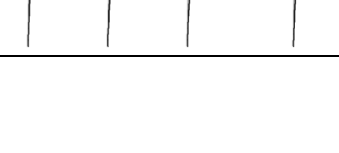
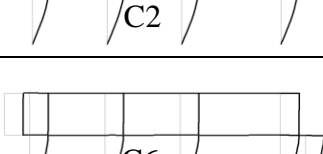
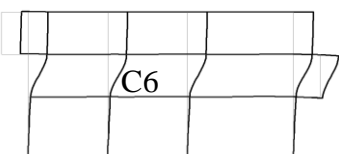
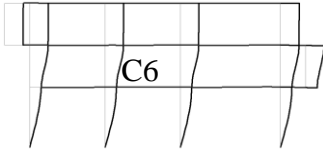

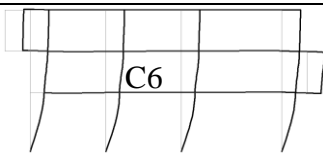
simultaneamente, a coluna crítica em situação de incêndio é a coluna C6, pois esta possui maior parâmetro η_{fi} e está em situação de incêndio. Por fim, para o pórtico com apoios encastrados com um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1 ou 1 e 2 simultaneamente, a coluna crítica em situação de incêndio é a coluna C6, pois esta é a coluna crítica à temperatura normal e está em situação de incêndio.

Verifica-se que, à medida que a temperatura aumenta a carga crítica de Euler diminui e o parâmetro η_{fi} aumenta, como consequência a coluna crítica do pórtico em situação de incêndio pode não ser a mesma que precipita a instabilidade do pórtico à temperatura normal.

Verifica-se que a coluna crítica à temperatura normal para o pórtico P2-3x3 não contraventado com apoios encastrados é a coluna C6 do pavimento 1, e para apoios rotulados é a coluna C3 do pavimento 0, contudo, para um incêndio generalizado no pavimento 2 a uma determinada temperatura a coluna crítica do pórtico passa a ser a coluna C10 do pavimento 2, conforme Tabela 4-6.

Tabela 4-6 - Modo crítico de instabilidade do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.

Incêndio Generalizado	Casos	Modo Crítico de Instabilidade	
		Encastrado	Rotulado
Pavimento 0	1,2,5,6, 11 e 12		
	3 e 7		
	9 e 10		

Pavimento -1	1,2,5,6, 11 e 12		
	3 e 7		
	9 e 10		
Pavimento 2	1,2,5,6, 11 e 12		
	3 e 7		
	9 e 10		
Pavimento -0 e 1	1,2,5,6, 11 e 12		
	3 e 7		
	9 e 10		
Pavimento -1 e 2	1,2,5,6, 11 e 12		
	3 e 7		

4.2.4.3. Parâmetro Crítico de Carga em Situação de Incêndio

As figuras 1.3, 1.4, 1.9, 1.10, 1.17 à 1.22, 1.33 à 1.38, 1.49 à 1.54, 1.67 à 1.76, 1.93 à 1.102, 1.121 à 1.134 e 1.157 à 1.170 dos anexos -A e B apresentam-se os gráficos da evolução do parâmetro crítico de carga ($\alpha_{cr,fi}$) em relação à temperatura com diferentes condições de apoio (colunas encastradas ou rotuladas na base), para os diversos casos de incêndio.

As temperaturas dos casos 1 a 3, 5 a 7, 9 a 12 são referente às colunas mais desfavoráveis do pavimento em incêndio, conforme Tabela 4-5, já as temperaturas dos casos 4 e 8 são referentes às temperaturas da viga IPE 500, pois nestes casos as colunas estão à temperatura normal e as vigas estão aquecidas, sendo que no caso 4 a viga está aquecida nos quatro lados e no caso 8 aquecida em três lados. As temperaturas nas secções foram calculadas através dos métodos simplificados de cálculo e com base na curva ISO 834 com o programa Elefir-EN (Vila Real e Franssen, 2011).

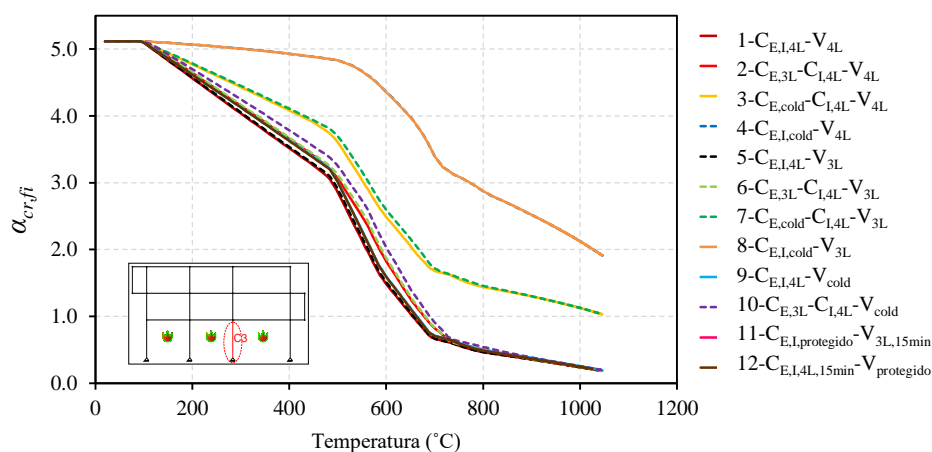
Assim como Couto (2011), verificou-se que o parâmetro crítico de carga de um pórtico diminui durante um incêndio. Isto deve-se ao facto da rigidez dos elementos diminuir à medida que a temperatura aumenta. Verificou-se que na fase inicial do incêndio, o modo como o parâmetro crítico de carga evolui com a temperatura depende de a temperatura afetar ou não as barras críticas do pórtico à temperatura normal. De forma geral observa-se que quando a coluna crítica em situação de incêndio é a mesma à temperatura normal o parâmetro crítico de carga é alterado logo no início do incêndio.

Considerando o pórtico não contraventado P2-3x3, observa-se que a coluna crítica à temperatura normal se encontra no pavimento 0 para apoios rotulados e no pavimento 1 para apoios encastrados. Conforme Figura 4.5, para um incêndio generalizado nestes pavimentos o parâmetro crítico de carga começa a decrescer logo no início do incêndio. A situação análoga pode ser observada nos demais pórticos, conforme anexos A e B.

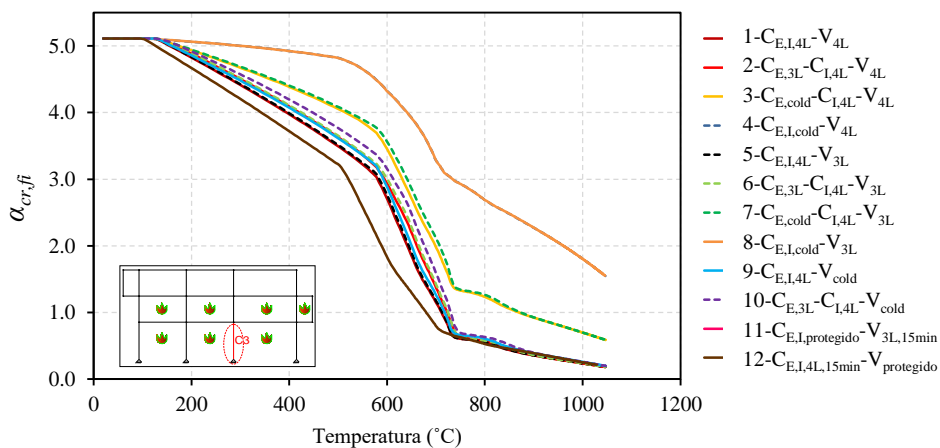
Segundo Couto (2011), para um incêndio nestes pavimentos, a variação do parâmetro crítico de carga é equivalente à forma como o módulo de Young varia com a temperatura, conforme equação 4.8. Sempre que a temperatura afeta aquela que é a barra crítica à temperatura normal, a variação do parâmetro crítico de carga do pórtico pode traduzir-se através de uma equação do tipo:

$$\alpha_{cr,fi} = \alpha_{cr} k_{E\theta} \quad (4.8)$$

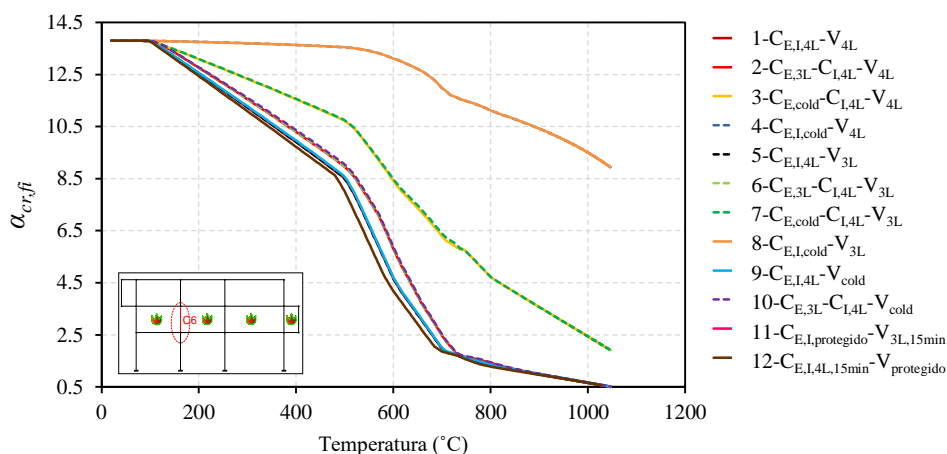
em que $k_{E\theta}$ é o fator de redução do módulo de Young em função da temperatura da barra crítica, $\alpha_{cr,fi}$ corresponde ao valor crítico do parâmetro de ação do pórtico em situação de incêndio e α_{cr} ao valor crítico do parâmetro de ação do pórtico à temperatura normal.



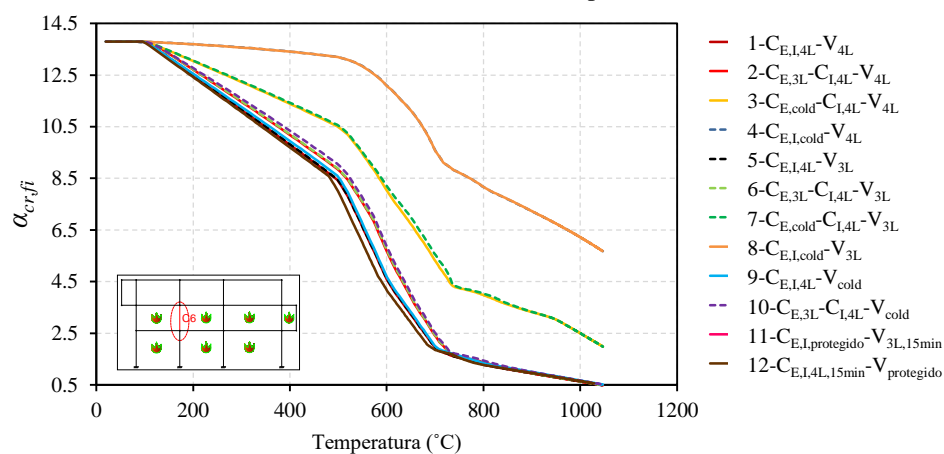
a) P2-3×3 (rotulado)-incêndio pavimento 0



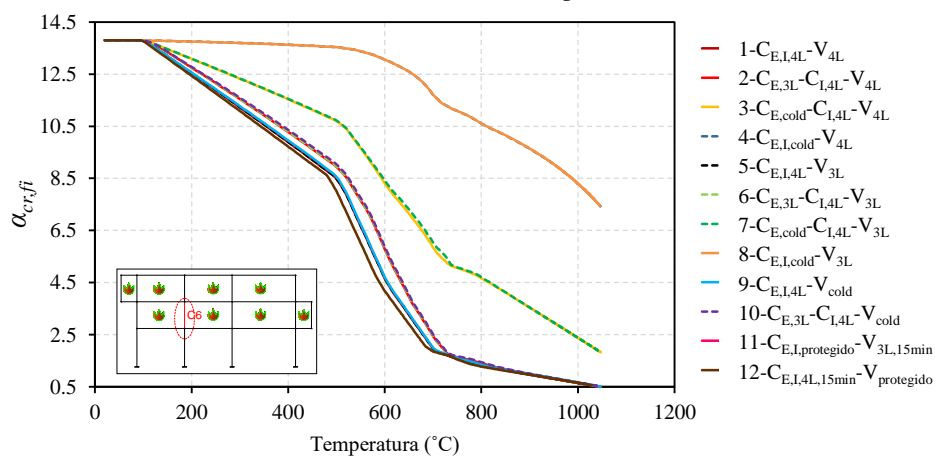
b) P2-3×3 (rotulado)-incêndio pavimento 0 e 1



c) P2-3×3 (encastrado)-incêndio pavimento 1



d) P2-3×3 (encastrado)-incêndio pavimento 0 e 1

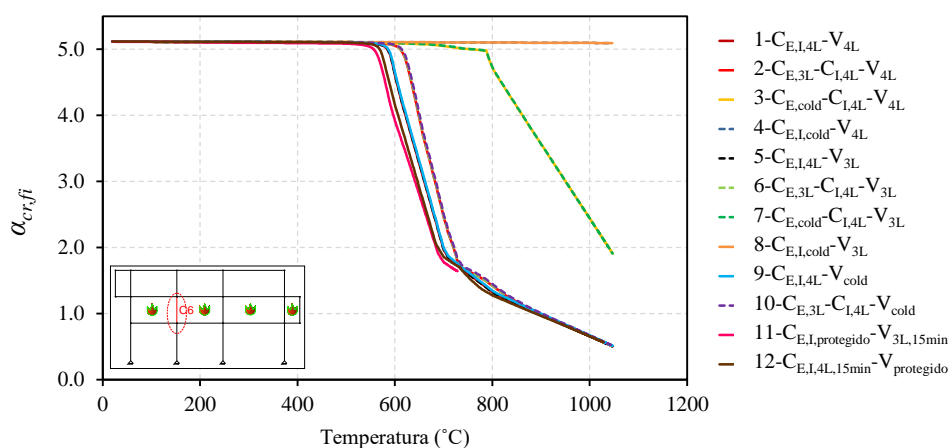


e) P2-3×3 (encastrado)-incêndio pavimento 1 e 2

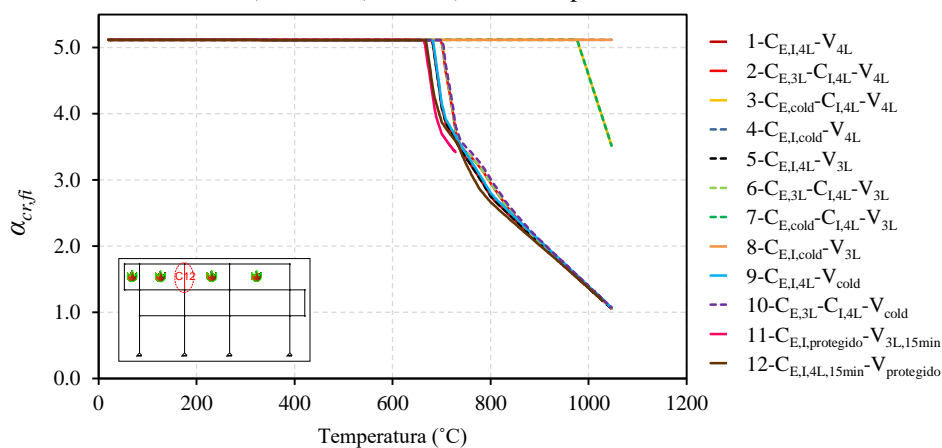
Figura 4.5 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3.

Por outro lado, observa-se que, quando o incêndio se encontra num pavimento onde a barra crítica deste não é a barra crítica do pórtico à temperatura normal, a carga crítica mantém-se mais ou menos constante até uma determinada temperatura, conforme Figura 4.6.

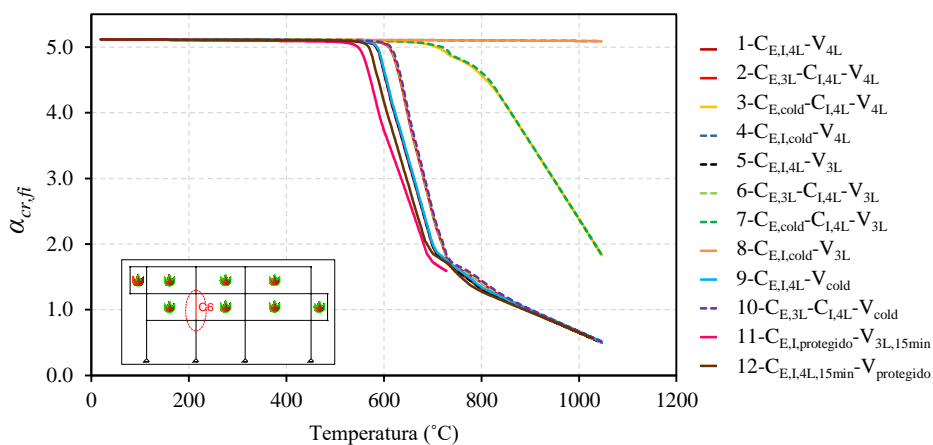
Como referido anteriormente, a coluna crítica do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios rotulados à temperatura normal encontra-se no pavimento 0. Conforme a Figura 4.6 b), para um incêndio generalizado no pavimento 2, o parâmetro crítico de carga mantém-se constante até próximo dos 670 °C, demonstrando que o pavimento crítico à temperatura normal comanda a estabilidade do pórtico até esta temperatura. A partir desta temperatura, o pavimento em situação de incêndio passa a comandar a estabilidade do pórtico. A situação análoga pode ser observada nos restantes pórticos, conforme anexos A e B.



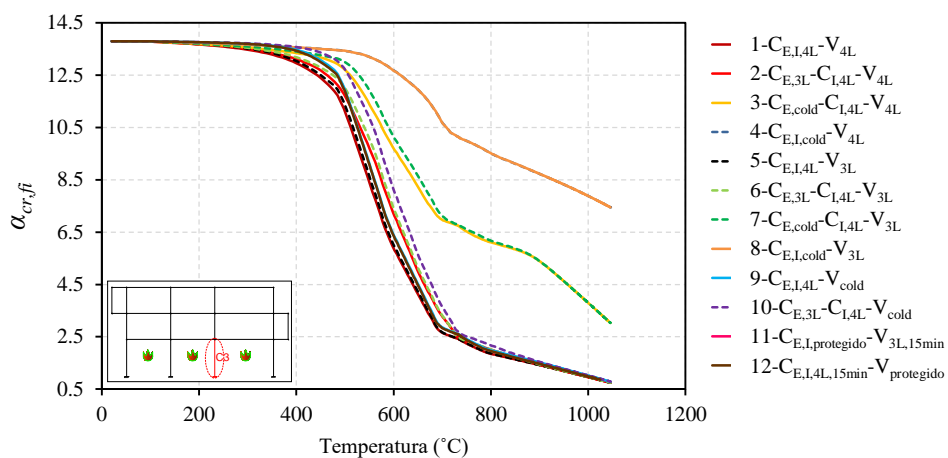
a) P2-3x3 (rotulado)-incêndio pavimento 1



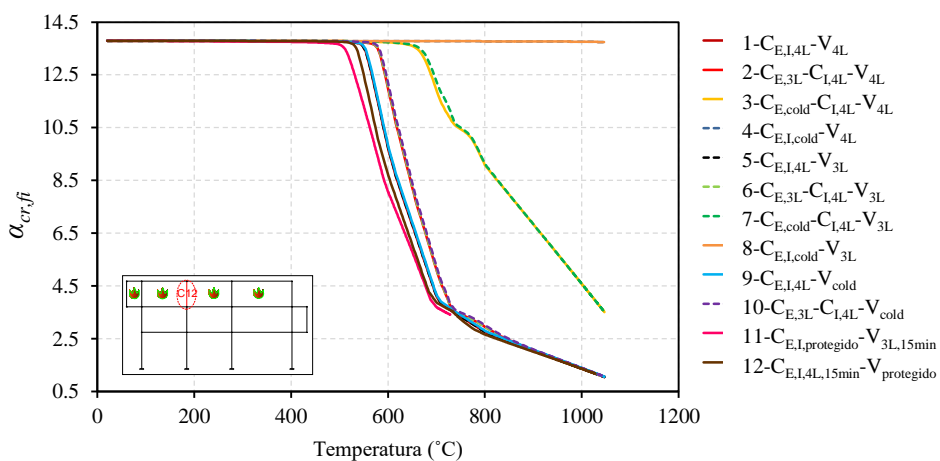
b) P2-3x3 (rotulado)-incêndio pavimento 2



c) P2-3x3 (rotulado)-incêndio pavimento 1 e 2



d) P2-3x3 (encastrado)-incêndio pavimento 0



e) P2-3x3 (encastrado)-incêndio pavimento 2

Figura 4.6 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3.

Verificou-se que os fenómenos citados nos parágrafos anteriores ocorrem de forma semelhante para o incêndio localizado num pavimento isoladamente ou em dois pavimentos simultaneamente.

Tanto para os pórticos não contraventados e contraventados, os casos de incêndio 1-($C_{E,I,4L}-V_{4L}$), 2-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{4L}$), 5-($C_{E,I,4L}-V_{3L}$), 6-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$), 9-($C_{E,I,4L}-V_{cold}$), 10-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{cold}$), 11-($C_{E,I,protegido}-V_{3L,15min}$) e 12-($C_{E,I,3L,15min}-V_{protegido}$) tiveram comportamento semelhante, ou seja, se as colunas e vigas estão aquecidas em 3 ou em 4 lados, não influenciam de forma significativa o parâmetro crítico de carga. Este fenómeno justifica-se pelo facto de não haver grandes diferenças de temperatura entre um perfil aquecido em 3 ou em 4 lados (ver Figura 4.7).

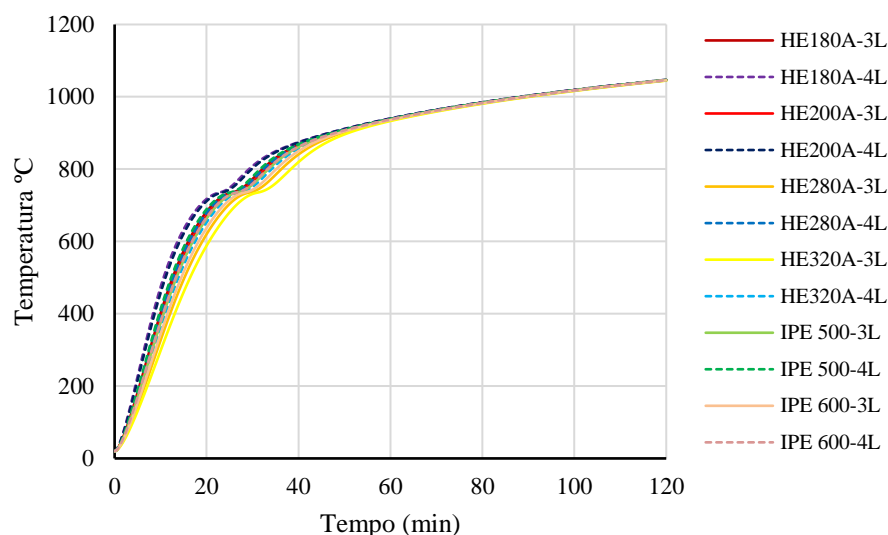


Figura 4.7 - Comparação entre secções aquecidas em 3 ou 4 lados.

Nos pórticos não contraventados, observou-se que os casos de incêndio 3-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{4L}$) e 7-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{3L}$) tiveram um comportamento melhor, ou seja, para uma mesma temperatura o parâmetro crítico de carga destes dois casos foram maiores que os demais casos citados no parágrafo anterior, uma vez que, para estes casos, o pavimento em incêndio apresenta maior rigidez, sendo que apenas as colunas internas e as vigas estavam aquecidas e as colunas externas estavam à temperatura normal. Vale ressaltar que este fenómeno é mais evidente para os casos em que o pavimento que sofre o incêndio não é o pavimento crítico à temperatura normal. Por fim verifica-se que os pórticos rotulados são mais sensíveis a este fenómeno (ver Figura 4.5 e Figura 4.6).

Por outro lado, para ambos casos de pórticos, não contraventado e contraventados, os casos de incêndio 4-($C_{E,I,cold}-V_{4L}$) e 8-($C_{E,I,cold}-V_{3L}$), tiveram um comportamento melhor

que todas os demais casos, pois apenas as vigas estão aquecidas, desta forma não houve grande redução da rigidez dos pórticos. Verificou-se também, que para os pórticos rotulado em que as vigas que estão em situação de incêndio não pertencem ao pavimento crítico à temperatura normal, estas pouco influenciam a instabilidade dos pórticos ou em alguns casos não influenciam, (ver Figura 4.6 (a), (b), (c) e (e)).

4.2.4.4. Comprimento de Encurvadura em Situação de Incêndio

Apresentam-se nas figuras 1.5, 1.6, 1.11, 1.12, 1.23 à 1.28, 1.39 à 1.44, 1.55 à 1.60, 1.77 à 1.86, 1.103 à 1.112, 1.135 à 1.148 e 1.171 à 1.184 dos anexos-A e B, para cada caso de incêndio, o coeficiente de encurvadura das colunas de cada pavimento que possuem maior relação entre o esforço axial e a carga crítica de Euler, e que são, por esse motivo, as que têm o potencial de precipitar a instabilidade do pórtico.

Ao analisar o pórtico P2-3x3 encastrado, verifica-se no gráfico da Figura 4.8, que quando a temperatura no pavimento 0 atinge aproximadamente 485 °C, a coluna crítica do pórtico passa a pertencer a este pavimento, tornando-se o pavimento responsável pela instabilidade do pórtico encastrado. Concluindo, dos 20°C até aos 485 °C a coluna crítica que comanda a instabilidade do pórtico encastrado está no pavimento 1, contudo devido a altas temperaturas no pavimento 0, a coluna crítica deste pavimento vai perdendo rigidez de tal forma que ao atingir os 485 °C o pavimento 0 perde a estabilidade, fazendo com que o parâmetro crítico de carga varie de forma acentuada. Para esta temperatura obtêm-se o parâmetro crítico de carga ($\alpha_{cr,fi}$) e com este valor determinou-se, em situação de incêndio, a carga crítica de Euler ($N_{cr,fi}$) (Equação 4.1), o comprimento de encurvadura (l_{fi}) (Equação 4.2) e o correspondente coeficiente de encurvadura (k_{fi}) (Equação 4.3), para os diversos casos de incêndio. O mesmo fenómeno ocorre para um incêndio generalizado no pavimento 2, ou seja, quando a temperatura no pavimento 2 atinge aproximadamente 545 °C (ver Figura 4.6 (e)), a coluna crítica do pórtico passa a pertencer a este pavimento, tornando-se o pavimento responsável pela instabilidade do pórtico.

Conforme Figura 4.8, verificou-se que o coeficiente de encurvadura à temperatura normal (20 °C) é de $l_{fi}/L=1.21$. Entretanto, para um incêndio generalizado no pavimento 1 o valor do coeficiente de encurvadura calculado para temperatura de 485 °C foi de aproximadamente $l_{fi}/L=1.0$, revelando ser conservativo, em situação de incêndio, adotar o coeficiente de encurvadura à temperatura normal no cálculo do tempo de resistência ao fogo utilizando o método simplificado de cálculo.

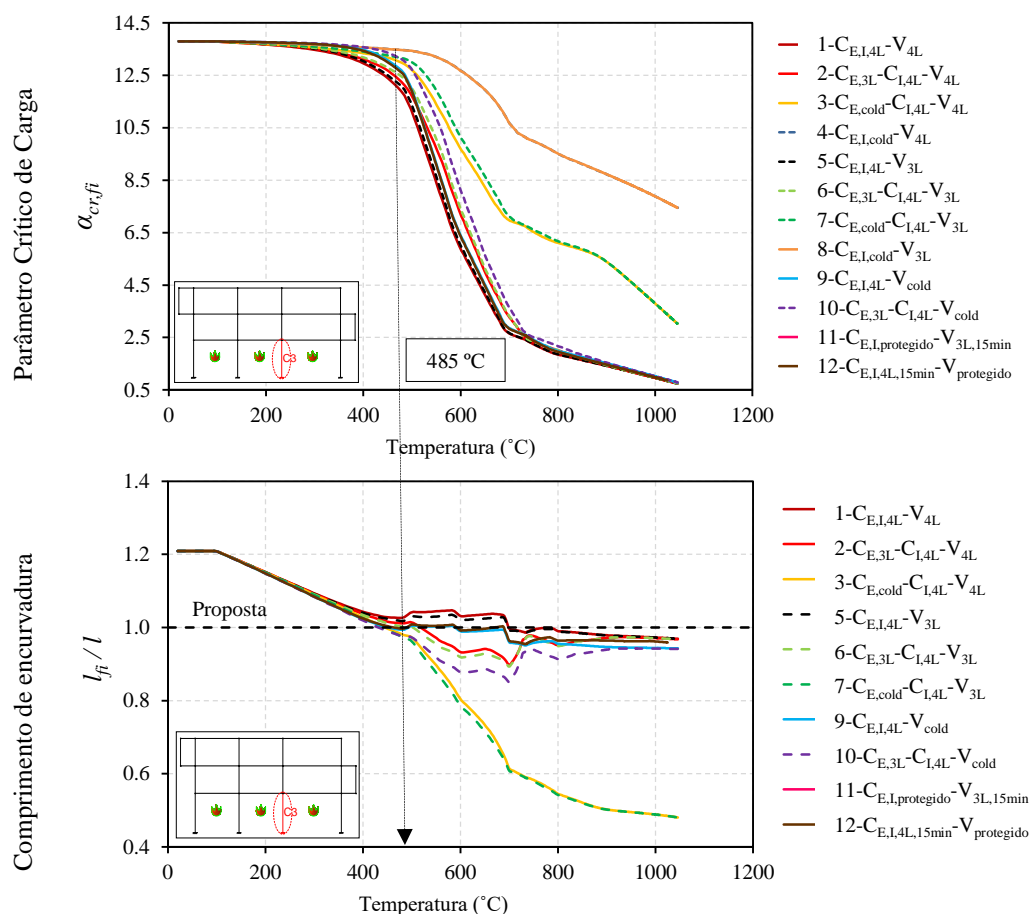


Figura 4.8 - Incêndio generalizado no pavimento 0 do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados

Quando o incêndio generalizado se encontra no pavimento 1, nos pavimentos 0 e 1 ou nos pavimentos 1 e 2 simultaneamente a coluna crítica do pórtico encastrado a 20 °C será a mesma em situação de incêndio, sendo esta responsável pela instabilidade do pavimento tanto aos 20°C como a altas temperaturas, sendo o coeficiente de encurvadura calculado para temperatura normal (20°C). Pode-se verificar que o parâmetro crítico de carga varia de forma acentuada desde o início, (ver Figura 4.5 (c), (d) e (e)) e o coeficiente de encurvadura mantém-se mais ou menos constantes durante o incêndio, conforme Figura 4.9. Nestes casos a regra estabelecida pela EN1993-1-2 e pela ABNT NBR 14323:2013 é válida, ou seja, determinar o coeficiente de encurvadura em situação de incêndio tal como no dimensionamento à temperatura normal.

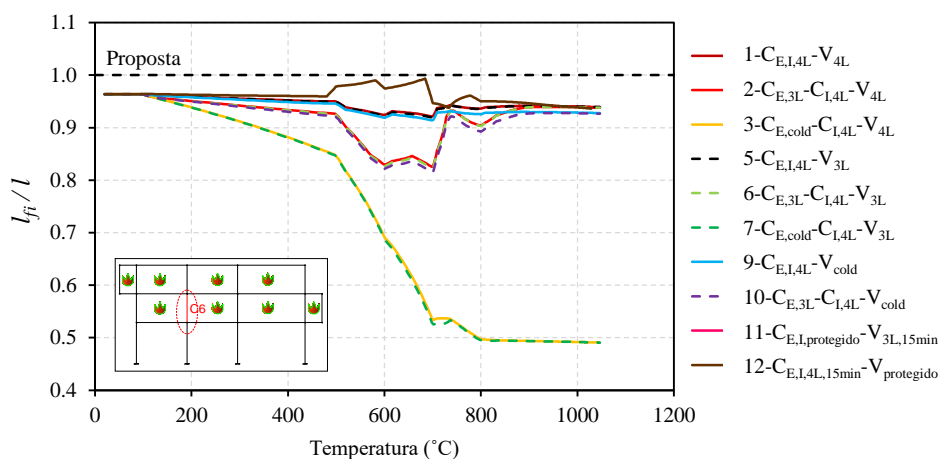
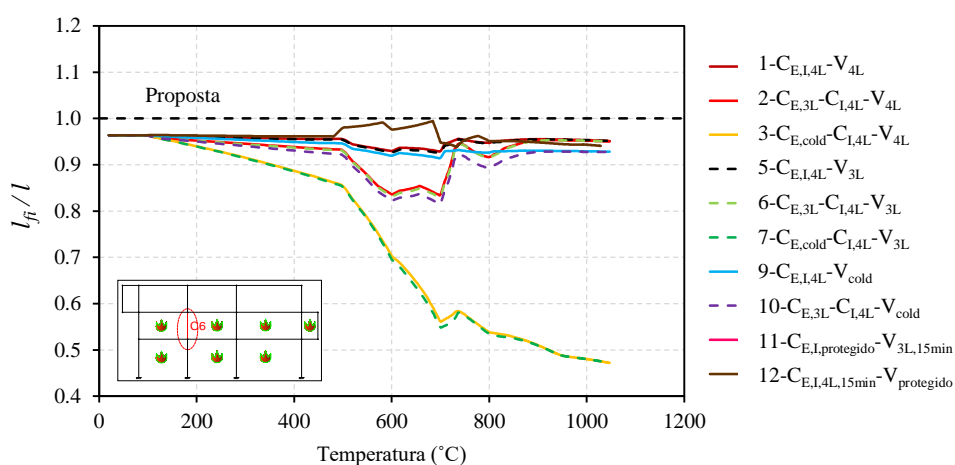
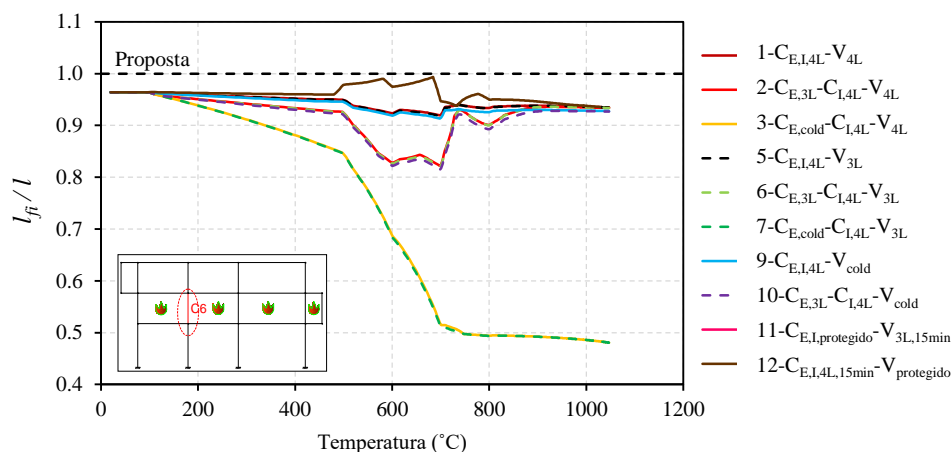


Figura 4.9 - Coeficiente de encurvadura do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios encastrados.

De forma análoga, ao analisar o pórtico rotulado, verifica-se no gráfico da Figura 4.10, que quando a temperatura no pavimento 1 atinge 570 °C, a coluna crítica do pórtico passa a pertencer a este pavimento, tornando-se o pavimento responsável pela instabilidade do pórtico. Concluindo, dos 20°C até aos 570 °C a coluna crítica que comanda a instabilidade

do pórtico rotulado está no pavimento 0, contudo devido a altas temperaturas no pavimento 1, a coluna crítica deste pavimento vai perdendo rigidez de tal forma que ao atingir os 570 °C o pavimento 1 perde a estabilidade. Para esta temperatura obtêm-se o correspondente coeficiente de encurvadura (k_{fi}), para os diversos casos de incêndio. O mesmo fenómeno ocorre para um incêndio generalizado no pavimento 2, ou seja, quando a temperatura no pavimento 2 atinge aproximadamente 670 °C (ver Figura 4.6 (b)), a coluna crítica do pórtico passa a pertencer a este pavimento, tornando-se o pavimento responsável pela instabilidade do pórtico.

Conforme Figura 4.10, verificou-se que o coeficiente de encurvadura à temperatura normal (20 °C) é de $l_{fi}/L=1.58$. Entretanto, para um incêndio generalizado no pavimento 1 o valor do coeficiente de encurvadura calculado para temperatura de 570 °C é de aproximadamente $l_{fi}/L=1.0$, demonstrando em situação de incêndio ser conservativo adotar o coeficiente de encurvadura à temperatura normal no cálculo do tempo de resistência ao fogo utilizando o método simplificado de cálculo.

A situação análoga pode ser observada nos demais pórticos não contraventado e contraventados, conforme anexos-A e B.

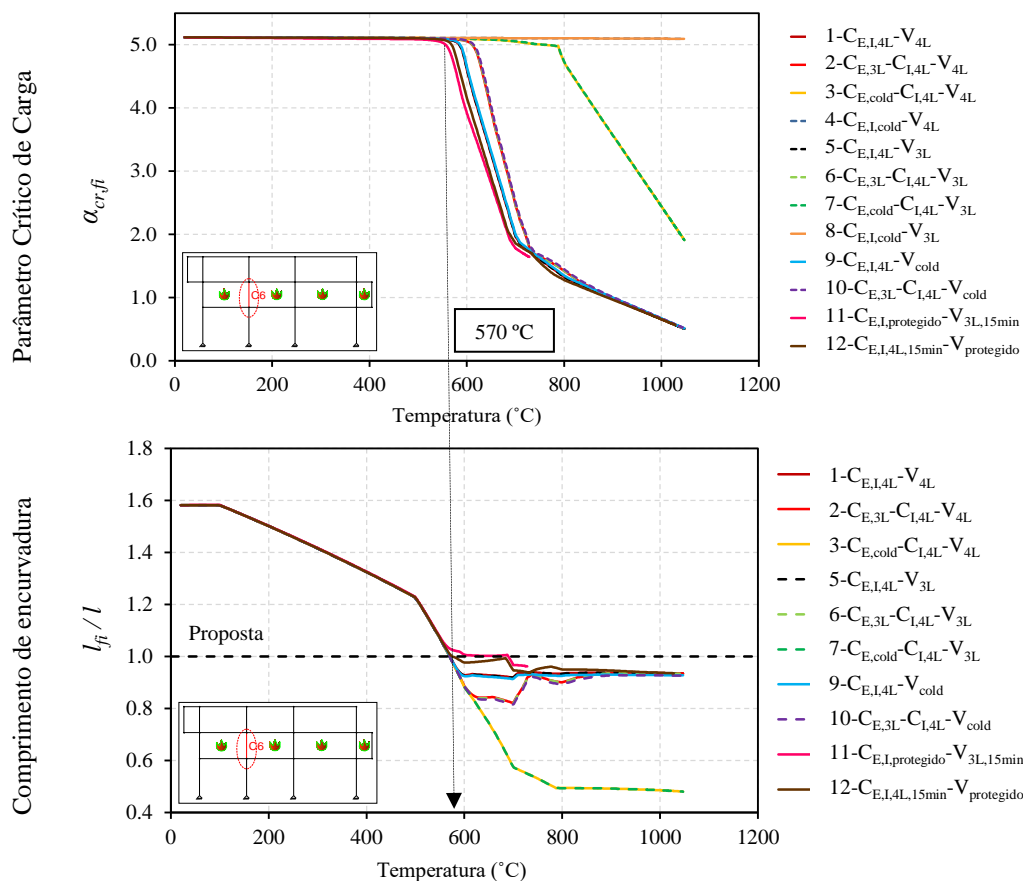
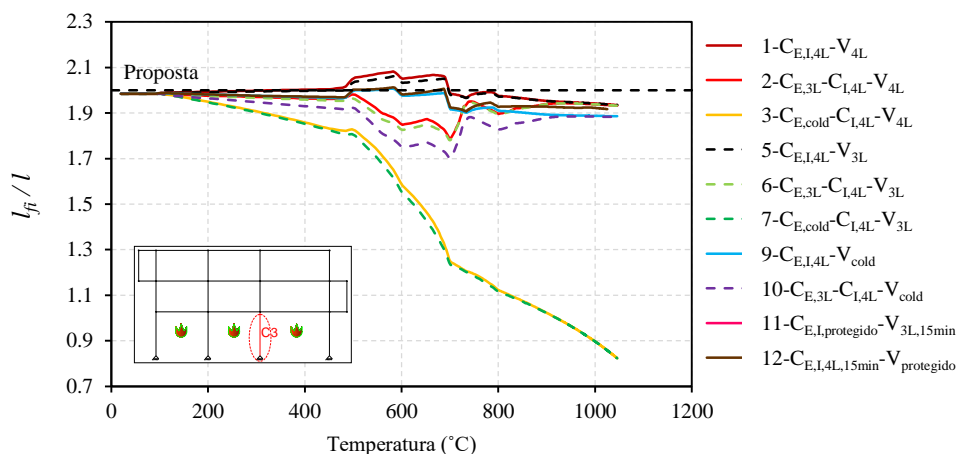
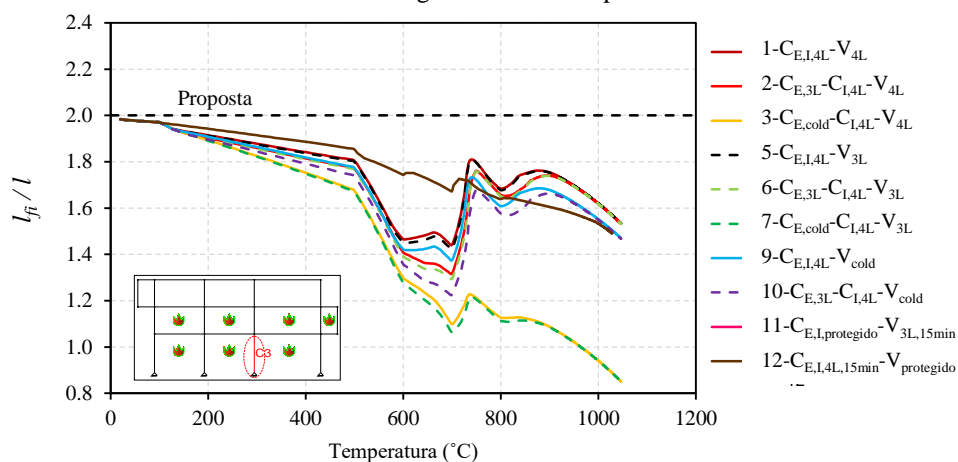


Figura 4.10 - Incêndio generalizado no pavimento 1 do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios rotulados

Quando o incêndio generalizado se encontra no pavimento 0 ou nos pavimentos 0 e 1, simultaneamente, a coluna crítica do pórtico rotulado a 20 °C será a mesma em situação de incêndio, sendo esta responsável pela instabilidade do pavimento tanto aos 20 °C como a altas temperaturas, considerando o valor do coeficiente de encurvadura calculado para temperatura normal (20 °C). Pode-se verificar que o parâmetro crítico de carga varia de forma acentuada desde o início (ver Figura 4.5 (a), (b) e (d)) e o coeficiente de encurvadura mantém-se mais ou menos constante durante o incêndio, conforme Figura 4.11. Nestes casos a regra estabelecida pela EN1993-1-2 e pela ABNT NBR 14323:2013 é válida, ou seja, determinar o coeficiente de encurvadura em situação de incêndio tal como no dimensionamento à temperatura normal.



P2-3x3 – Incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1



P2-3x3 – Incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1

Figura 4.11 - Coeficiente de encurvadura do pórtico não contraventado P2-3x3 com apoios rotulados.

Para os pórticos não contraventados, nos casos de incêndio 1-($C_{E,I,4L}-V_{4L}$), 2-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{4L}$), 5-($C_{E,I,4L}-V_{3L}$), 6-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$), 9-($C_{E,I,4L}-V_{cold}$), 10-($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{cold}$), 11-($C_{E,I,protegido}-V_{3L,15min}$) e 12-($C_{E,I,3L,15min}-B_{protegido}$), considerou-se, por questões de simplificação e tendo em conta as regras de segurança, o comprimento de encurvadura, para um incêndio generalizado em um pavimento por vez ou em dois pavimentos simultaneamente, considerou-se coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=1.0$ para todas as colunas exceto as pertencentes ao pavimento 0 do pórtico com apoios rotulados, onde deverá usar-se $l_{fi}/L=2.0$, (ver .Figura 4.12 e Figura 4.13).

Verificou-se nos pórticos não contraventados, que nos casos de incêndio 3-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{4L}$) e 7-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{3L}$), onde as colunas externas estão à temperatura normal (20°C) e as colunas internas e vigas aquecidas em 3 ou 4 lados, apresentaram menores valores de comprimentos de encurvadura. Para estes casos, considerou-se coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=0.5$ para todas as colunas exceto as pertencentes ao pavimento 0 do pórtico com apoios rotulados, onde deverá usar-se $l_{fi}/L=0.7$.

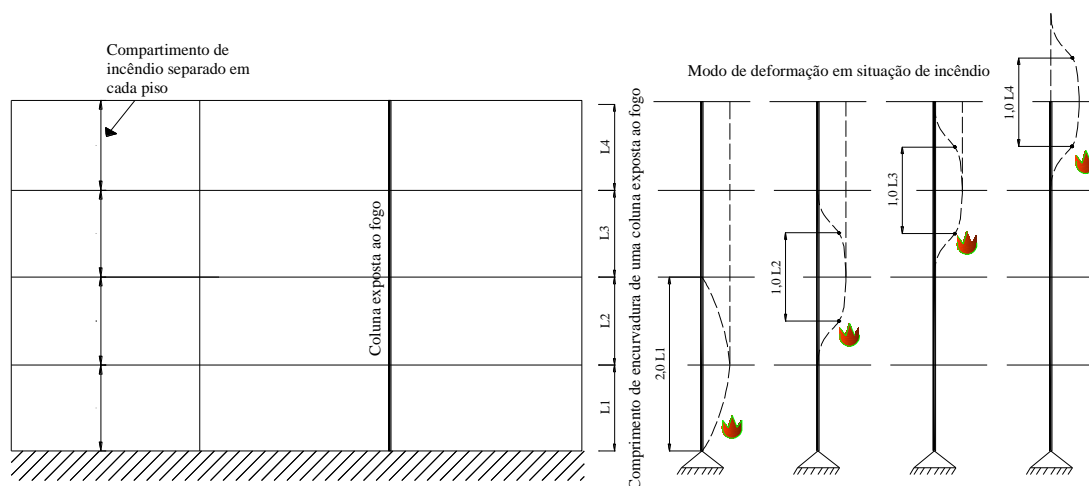


Figura 4.12 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos não contraventados com apoios rotulados.

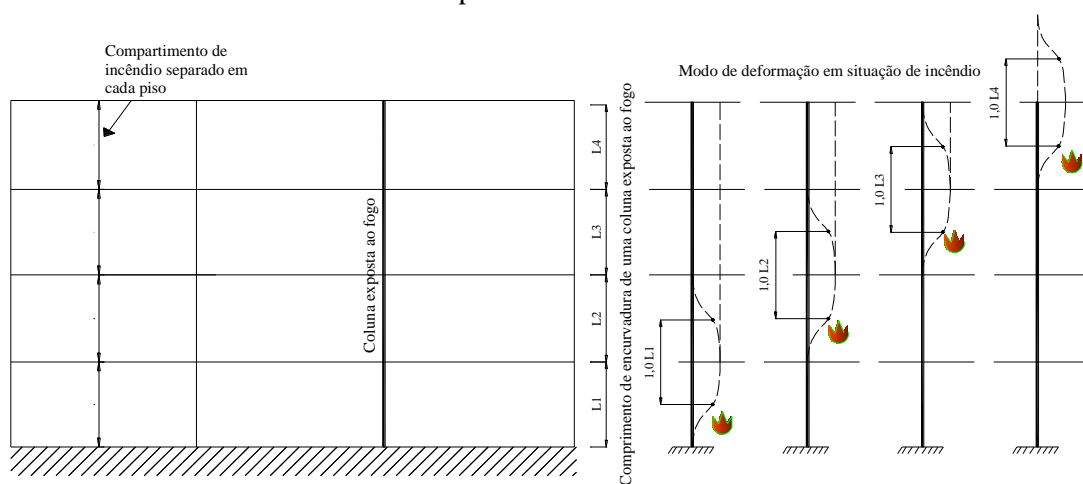


Figura 4.13 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos não contraventados com apoios encastrados.

Já nos pórticos contraventados, para todos os casos de incêndio, exceto para os casos 4 ($C_{E,ICold-V_{4L}}$) e 8 ($C_{E,ICold-V_{3L}}$), verificou-se coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=0.5$ para todas as colunas exceto as pertencentes ao pavimento 0 do pórtico com apoios rotulados, onde deverá usar-se $l_{fi}/L=0.7$. Segundo a EN1993-1-2, nos pórticos contraventados, para as colunas do pavimento superior, deve-se utilizar coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=0.7$, (ver Figura 4.14). Desta forma, conclui-se que nestes casos a EN1993-1-2 está a favor da segurança e que esta pequena diferença no valor do coeficiente de encurvadura proposto pela EN1993-1-2 e o encontrado nesta pesquisa, não irá influenciar de forma significativa o cálculo do tempo de resistência ao fogo pelo método simplificado, devendo-se ser adotado os valores propostos pela EN1993-1-2.

Por fim, verificou-se que para os pórticos contraventado e não contraventados, nos casos 4 e 8, onde as colunas estão à temperatura normal (20°C) e as vigas aquecidas, as colunas apresentaram elevados valores de comprimentos de encurvadura. Devendo-se ter atenção com estes casos.

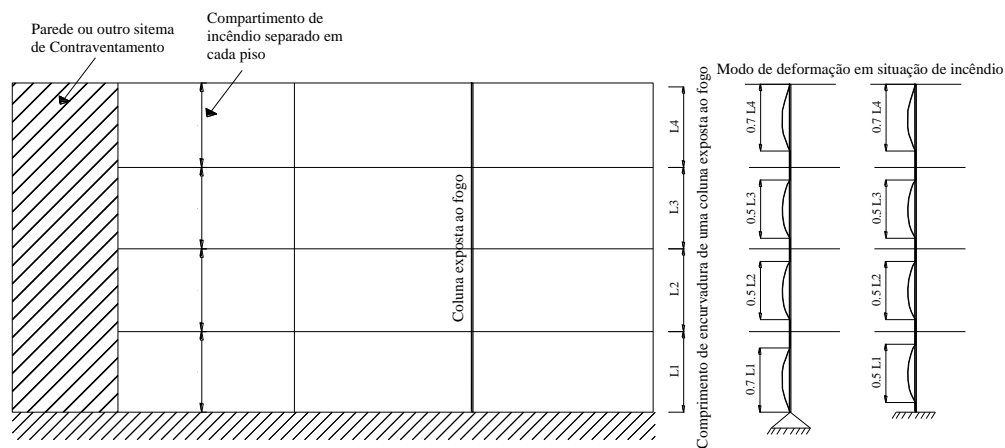


Figura 4.14 - Comprimentos de encurvadura l_{fi} de colunas em pórticos contraventado.

4.2.5. Resultados dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos a um incêndio nominal

Na determinação dos coeficientes de encurvadura para um incêndio nominal dos pórticos de travessas inclinadas, foram feitos estudos i) considerando pórticos com apoiados rotulados e encastrados; ii) considerando pórticos não contraventados, para as quatro combinações de acidente (CB-1 a CB-04), conforme Tabela 3-12.

Segue abaixo a Figura 4.15 que sintetiza todos os casos estudados, sendo que as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.3, totalizando 24 análises numéricas.

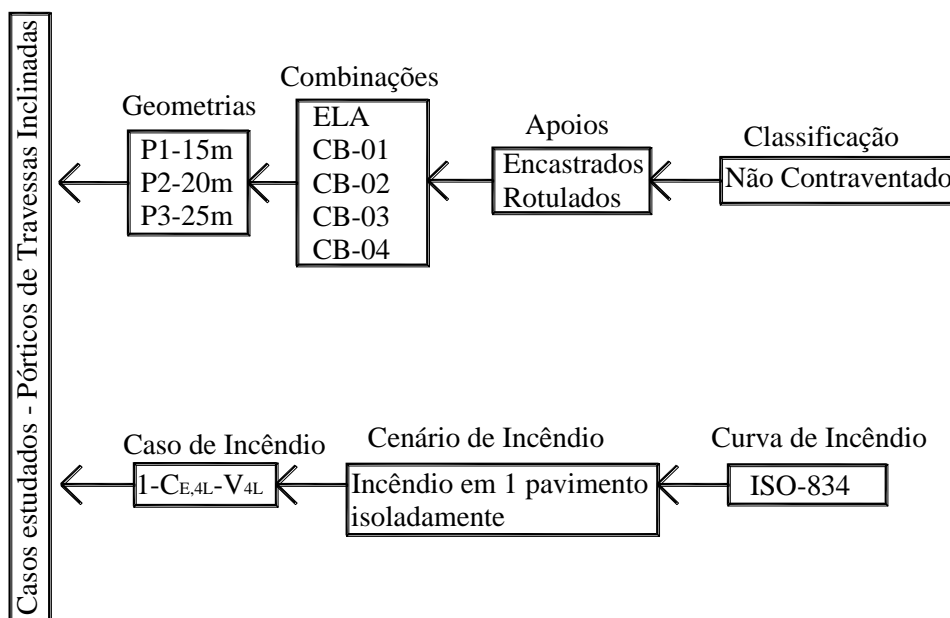


Figura 4.15 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de Travessas Inclinadas sujeitos a um Incêndio Nominal







4.2.5.1. Resultado das colunas críticas dos pórticos à temperatura normal (20 °c) e em situação de incêndio para curva ISO 834

Os pórticos de travessas inclinadas apresentam apenas um pavimento, sendo este o pavimento crítico no instante zero e em situação de incêndio (ver Tabela 4-8). Na Tabela 4-7, verifica-se a coluna com maior parâmetro η e η_{fi} , ou seja, com maior relação entre o esforço axial atuante e a carga crítica de Euler à temperatura normal (no instante $t=0$) e em situação de incêndio para as quatro combinações.

Tabela 4-7 - Coluna crítica dos pórticos não contraventados de travessas inclinadas à temperatura normal (20°C) e em situação de incêndio.

Pórtico	Combinação	Coluna Crítica			
		Encastrado		Rotulado	
		Coluna	Perfil	Coluna	Perfil
P1-15 m	CB-1	C2	IPE 300	C2	IPE 300
	CB-2				
	CB-3				
	CB-4				
P2-20 m	CB-1	C2	IPE 330	C2	IPE 330
	CB-2				
	CB-3				
	CB-4				
P3-25 m	CB-1	C2	IPE 400	C2	IPE400
	CB-2				
	CB-3				
	CB-4				

Tabela 4-8 - Modo crítico de instabilidade dos pórticos de travessas inclinadas com apoios encastrados e rotulados no instante t=0 min.

Pórtico	Modo crítico de instabilidade	
	Encastrado	Rotulado
P1-15 m		
P2-20 m		
P3-25 m		

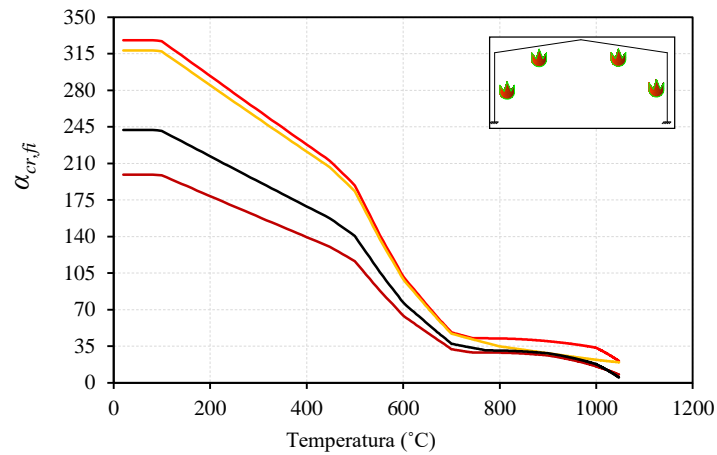
4.2.5.2. Parâmetro Crítico de Carga em Situação de Incêndio

Observou-se para os pórticos de travessas inclinadas estudados, onde as travessas possuem inclinação pouco acentuada e onde esforços axiais para combinações de acidente são pequenos, que os valores do parâmetro crítico de carga em situação de incêndio apresentaram o mesmo comportamento dos pórticos de múltiplos andares, conforme descrito no ponto 0. Ou seja, o parâmetro crítico de carga do pórtico diminui durante um incêndio devido à perda da rigidez dos elementos à medida que a temperatura aumenta.

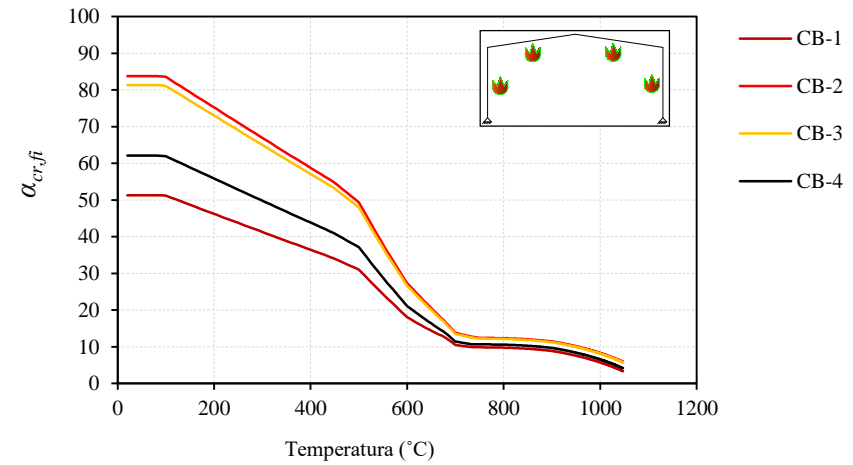
De acordo com a EN 1993-1-2 poderá considerar-se que a inclinação de uma travessa é pouco acentuada se o seu declive não for superior a 1:2 (26°) e deverá considerar-se que a compressão axial nas vigas ou travessas é significativa se $\bar{\lambda} \geq 0,3\sqrt{Af_y/N_{Ed}}$, onde $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada no plano do pórtico, A é a área bruta da secção, f_y é a tensão de cedência e N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço de compressão.

No caso dos pórticos de travessas inclinadas a coluna crítica em situação de incêndio é a mesma à temperatura normal, desta forma, o parâmetro crítico de carga é alterado logo no início do incêndio, conforme Figura 4.16, onde CB # corresponde a Combinação e # ao número da combinação.

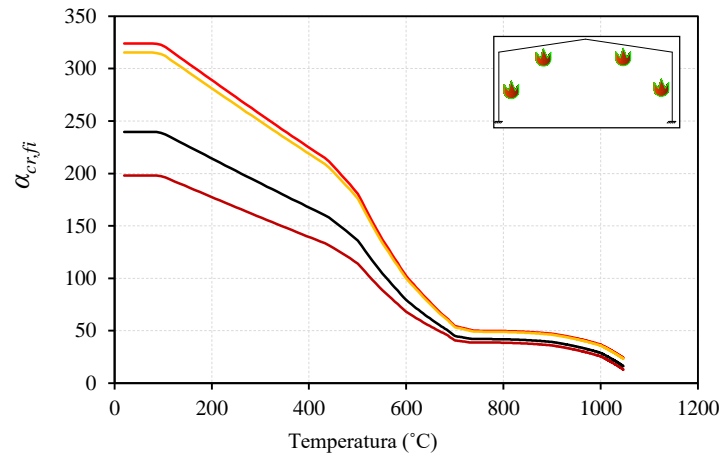
Verificou-se que entre as temperaturas de 700°C e 800°C o programa CAST3M apresentou problemas numéricos, sendo o parâmetro crítico de carga calculado com o programa SAP 2000 destas temperaturas até os 1200°C.



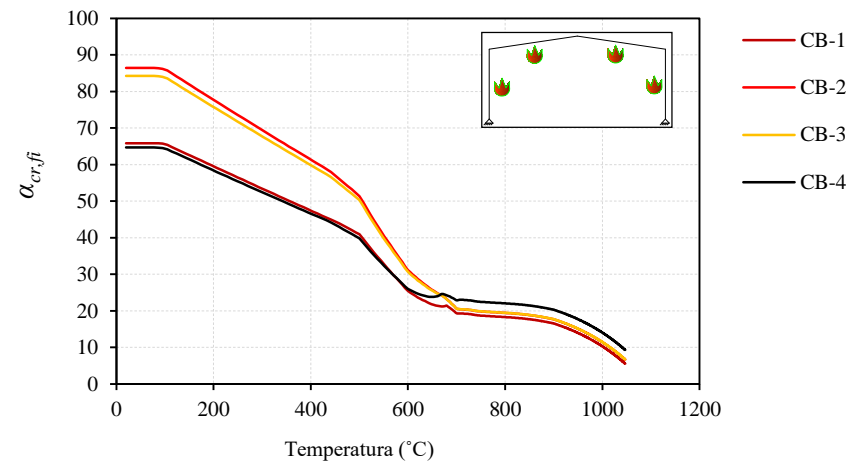
a) P1-15 m (encastrado)



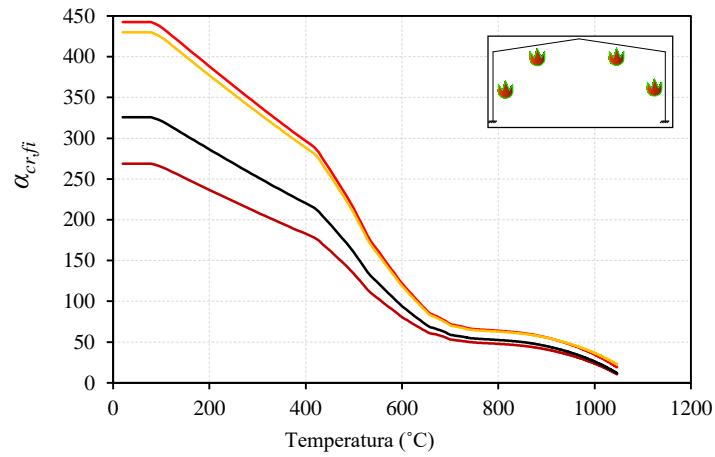
b) P1-15 m (rotulado)



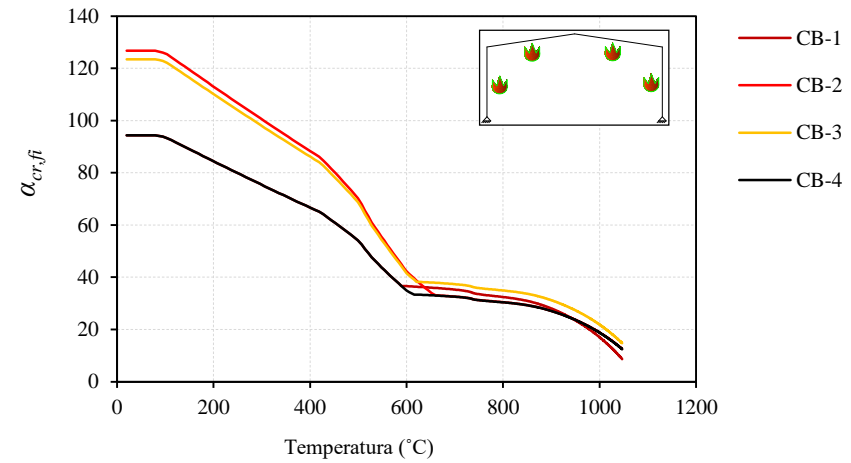
c) P2-20 m (encastrado)



d) P2-20 m (rotulado)



e) P3-25 m (encastrado)



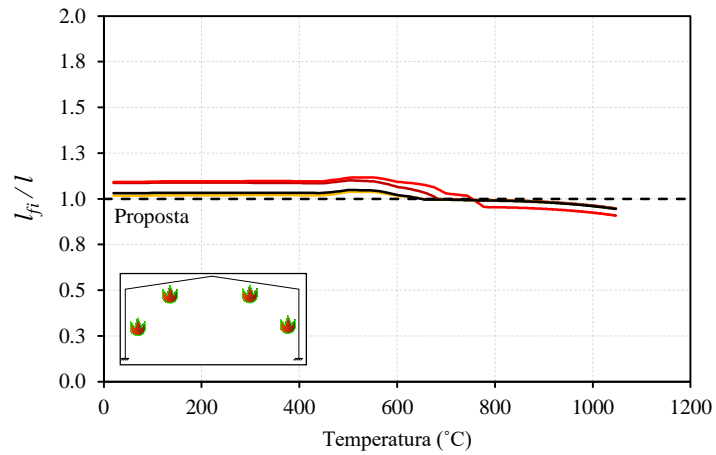
f) P3-25 m (rotulado)

Figura 4.16 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura dos pórticos de travessa inclinada.

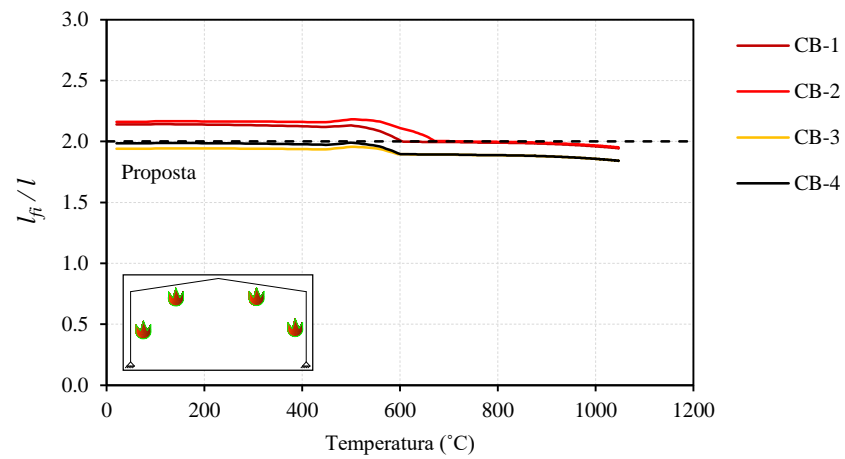
4.2.5.3. Comprimento de encurvadura em situação de incêndio

Da mesma forma, o comprimento de encurvadura dos pórticos de travessas inclinadas em situação de incêndio tiveram o mesmo comportamento dos pórticos de múltiplos andares, conforme descrito no ponto 4.2.4.4, ou seja, a coluna crítica do pórtico encastrado e rotulado a 20°C é a mesma em situação de incêndio, sendo esta responsável pela instabilidade do pavimento tanto aos 20°C como a altas temperaturas, sendo o coeficiente de encurvadura calculado para à temperatura normal (20°C).

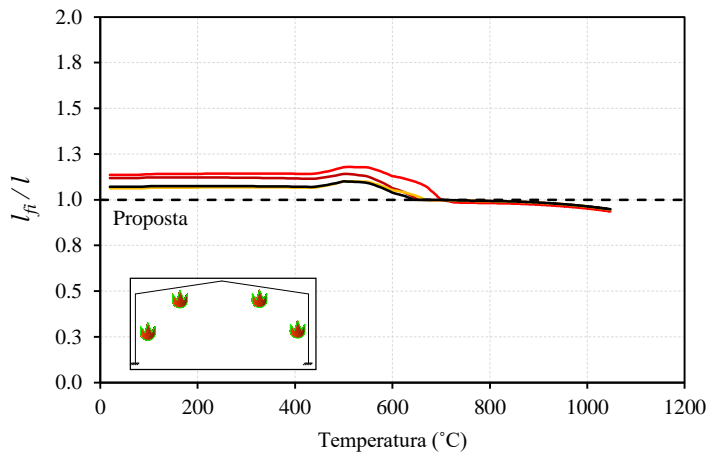
Neste caso em que as colunas e as vigas estão aquecidos nos quatro lados, para um incêndio generalizado neste pavimento, considerou-se coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=1.0$ para as colunas com apoios encastrados e $l_{fi}/L=2.0$ para as colunas com apoios rotulados, (ver Figura 4.12 e Figura 4.13).



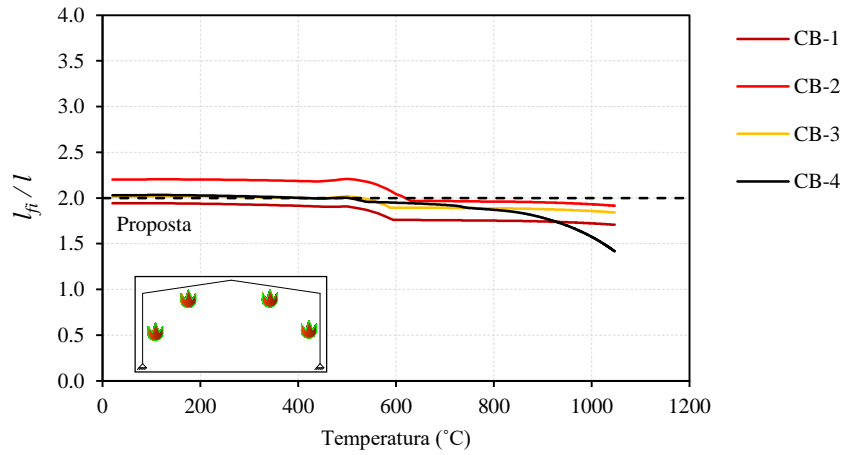
a) P1-15 m (encastrado)



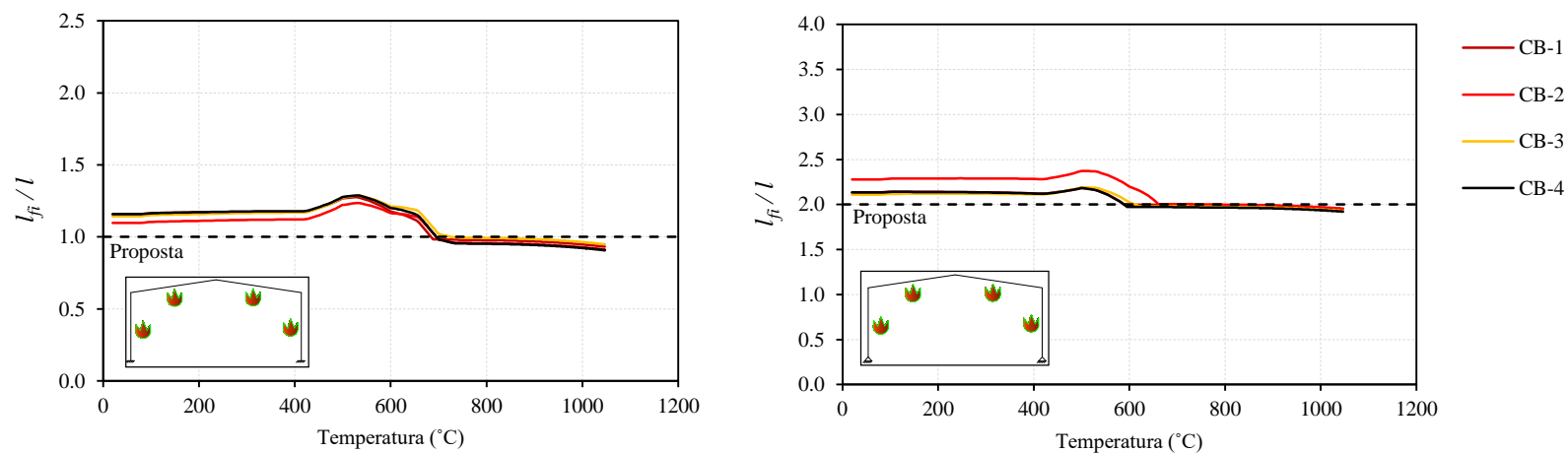
b) P1-15 m (rotulado)



c) P2-20 m (encastrado)



d) P2-20 m (rotulado)



e) P3-25 m (encastrado)

f) P3-25 m (rotulado)

Figura 4.17 - Variação do coeficiente de encurvadura com a temperatura da coluna mais crítica dos pórticos de travessa inclinada com apoios encastrados e rotulados para um incêndio nominal.

4.3. Pórticos Sujeitos ao Incêndio Natural (Curvas Paramétricas)

4.3.1. Análise térmica

Para descrever a temperatura no compartimento de incêndio foram utilizadas as curvas paramétricas e a temperatura nas secções transversais foi calculada considerando que as colunas externas e as vigas estavam expostas em 3 faces e as colunas internas em 4 faces, conforme representado na Figura 4.18. Como descrito no ponto 4.2.1, consideraram-se as temperaturas constantes na secção do perfil metálico e ao longo do elemento, sendo que estas foram calculadas com o programa Elefir-EN.

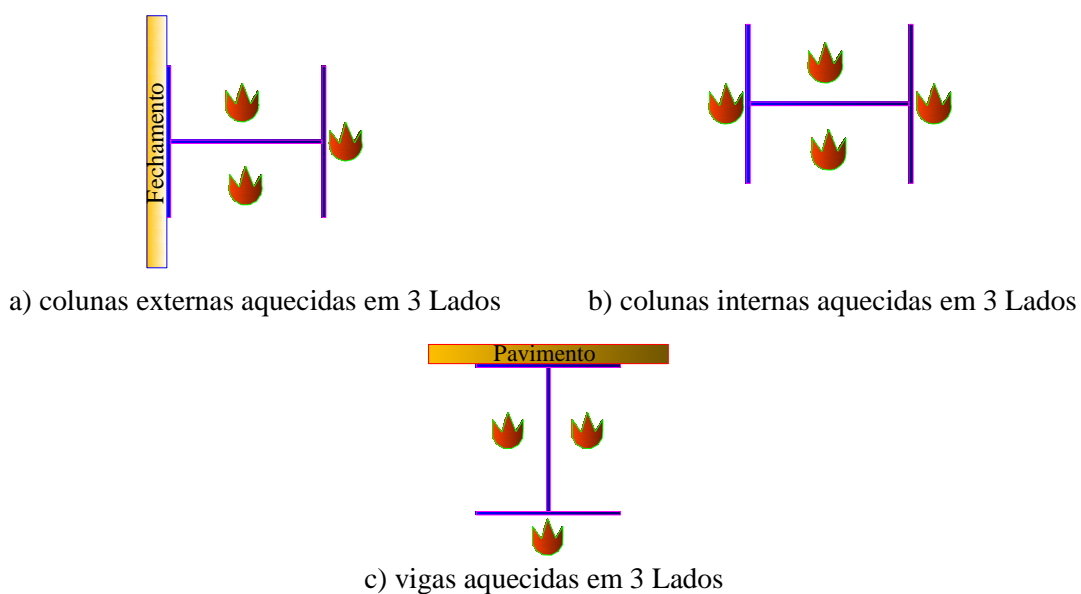


Figura 4.18 - Exposição das secções ao incêndio natural

Segue na Tabela 4-9 as áreas dos pavimentos e das aberturas de cada edificação utilizada na determinação das temperaturas do incêndio natural. Sendo que para o cálculo do comprimento de encurvadura utilizou-se apenas o cenário 02.

Por fim, vale ressaltar que no cálculo das temperaturas dos compartimentos, considerou-se três tipos diferentes de edificações, onde a primeira é um escritório, a segunda um hotel e a terceira uma residência, com fechamento feitos com tijolos normais e a laje em concreto armado ambos com 20 cm de espessura.

Tabela 4-9-Áreas dos pavimentos e das aberturas.

Caso	Pórtico	Cenário	Pavimento 0		Pavimento 1		Pavimento 2	
			Áreas (m ²)		Áreas (m ²)		Áreas (m ²)	
			Pavimento	Aberturas	Pavimento	Aberturas	Pavimento	Aberturas
Escritório	P1-1x2	1	59.6	18				
		2	120.6	36				
	P1-1x3	1	119.6	34.8				
		2	200.62	58.8				
	P1-2x3	1	142.32	38	152.14	46		
		2	280.11	86	-	-		
	P2-2x3	1	142.32	38	142.32	38		
		2	280.11	86	280.11	86		
	P3-2x3	1	142.32	38	142.32	38		
		2	280.11	86	280.11	83		
	P1-3x3	1	142.32	38	142.32	38	182.74	56
		2	280.11	86	280.11	83	-	-
	P2-3x3	1	142.32	38	142.32	38	142.32	41
		2	280.11	86	280.11	83	280.11	83
	P1-4x3	1	142.32	38	142.32	38	142.32	41
		2	280.11	86	280.11	83	280.11	83
P24x3	1	142.32	38	142.32	38	142.32	41	
	2	280.11	86	280.11	83	280.11	83	
Hotel	P1-1x2	1	59.6	11.92				
		2	120.6	24.12				
	P1-2x3	1	142.32	28.464	152.14	30.428		
		2	280.11	56.022	-	-		
	P2-3x3	1	142.32	28.464	142.32	28.464	142.32	28.464
		2	280.11	56.022	280.11	56.022	280.11	56.022
Residência	P1-1x2	1	59.6	5.96				
		2	120.6	12.06				
	P1-2x3	1	142.32	14.232	152.14	15.214		
		2	280.11	28.011	-	-		
	P2-3x3	1	142.32	14.232	142.32	14.232	142.32	14.232
		2	280.11	28.011	280.11	28.011	280.11	28.011

4.3.2. Evolução da temperatura na secção do perfil

Segue abaixo a Figura 4.19 que representa a evolução da temperatura na secção dos perfis metálicos das colunas críticas dos pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3. Verifica-se que para estes cenários de incêndio a evolução da temperatura nas secções para edificações tipo escritório foram mais rápidas para o incêndio natural, já para hotel e residência a evolução da temperatura nas secções foram mais rápidas para curva ISO 834.

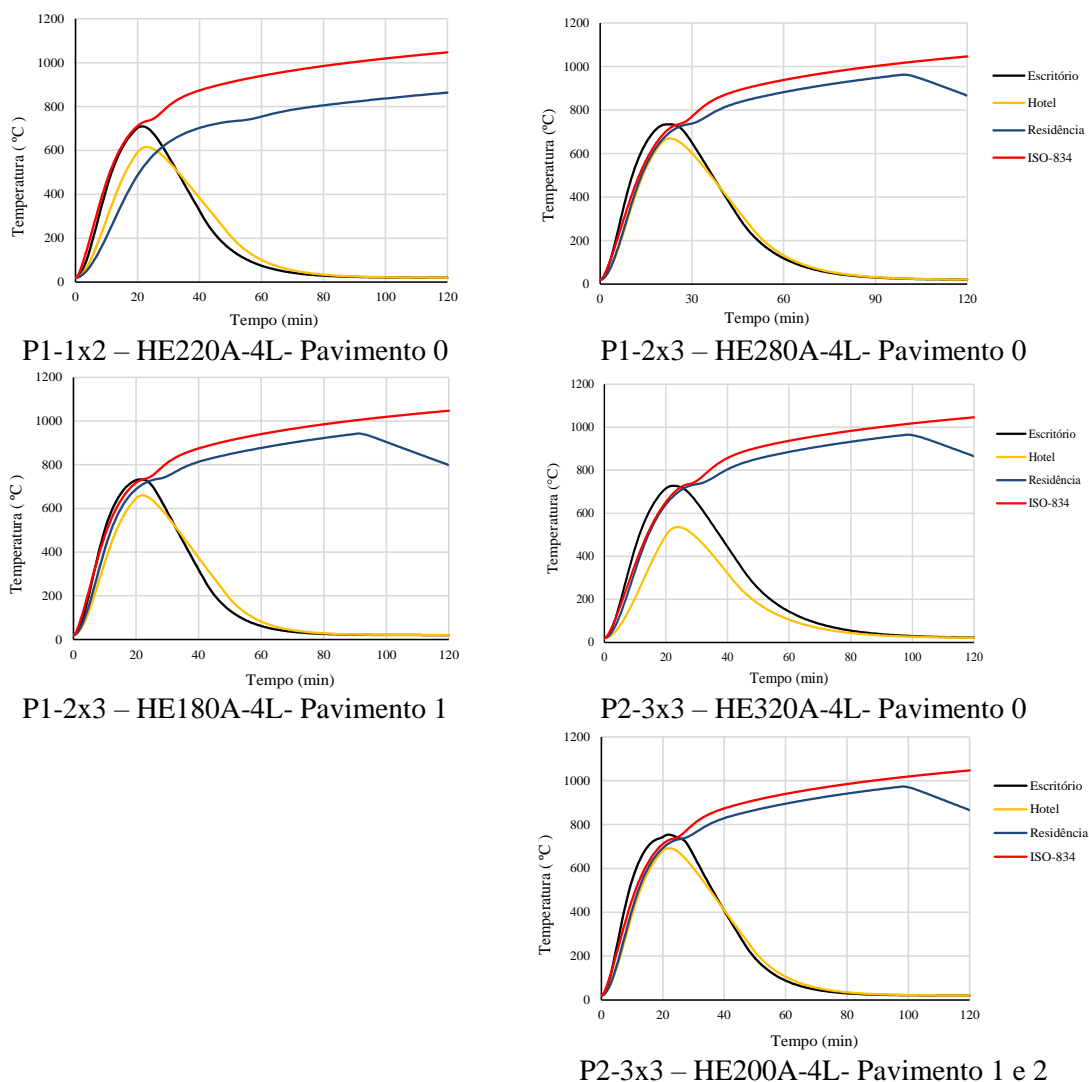


Figura 4.19 - Comparação da evolução da temperatura nas secções das colunas críticas dos pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 (Curva ISO834 x Curva Paramétrica) em cada pavimento.

4.3.3. Resultados dos Pórticos de Múltiplos Andares Sujeitos a Incêndio Natural

Na determinação dos coeficientes de encurvadura para um incêndio natural dos pórticos de múltiplos andares, foram feitos estudos: i) considerando o caso de incêndio 6-($C_{E,3L}$ - $C_{I,4L}$ - V_{3L}), ii) considerando o incêndio na área total de cada pavimento isoladamente; iii) Considerando pórticos com apoiados rotulados e encastrados; iv) considerando pórticos não contraventados e contraventados, v) considerando que todos os pórticos de múltiplos andares são edificações tipo escritório e que os pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3, também são edificações tipo hotel e residência, vi) considerando apenas a combinação de acidente (CB-1), conforme Tabela 3-11.

Segue abaixo a Figura 4.20 que sintetiza todos os casos estudados, sendo que as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.18, totalizando 60 análises numéricas.

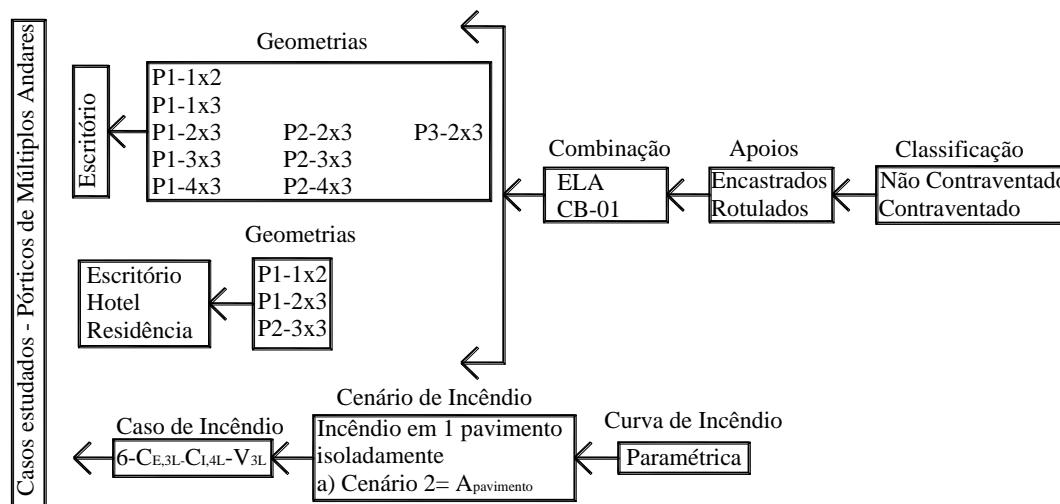


Figura 4.20 - Casos considerados no estudo dos comprimentos de encurvadura dos pórticos de múltiplos andares sujeitos a um incêndio natural.

4.3.3.1. Resultado das Colunas Críticas do Pórticos à temperatura normal (20 °C) e em Situação de Incêndio para Curvas Paramétricas

Nos pontos 4.2.4.1 e 4.2.4.2 foram apresentados os resultados do cálculo da coluna crítica à temperatura normal e em situação de incêndio para os pórticos estudados, sendo que estes resultados podem ser estendidos ao incêndio natural, uma vez que estes não dependem da curva de incêndio e sim dos parâmetros η e η_{fi} , conforme ponto 4.2.3. Desta forma o cálculo do coeficiente de encurvadura dos pórticos para um incêndio natural, foi realizado para as colunas críticas conforme Tabela 4-5.

Tomando-se os pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 como exemplo, observa-se na Tabela 4-10 os modos críticos de instabilidade dos pórticos não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante zero, ou seja, a temperatura ambiente e na Tabela 4-11 à Tabela 4-13 verificam-se os modos críticos de instabilidade em situação de incêndio no momento em que estes perdem a estabilidade, para um incêndio natural.

Tabela 4-10 - Modo crítico de instabilidade dos pórticos não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante $t=0$ min.

		Modo Crítico de instabilidade	
Pórtico		Encastrado	Rotulado
P1-1x2	Não Contraventado		
	Contraventado		
P1-2x3	Não Contraventado		
	Contraventado		
P2-3x3	Não Contraventado		
	Contraventado		

Tabela 4-11 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P1-1x2, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.

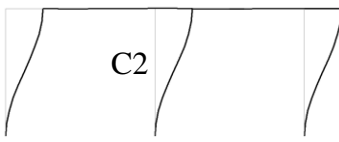
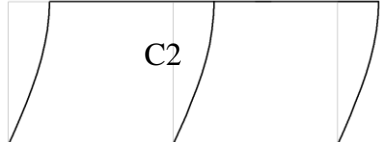
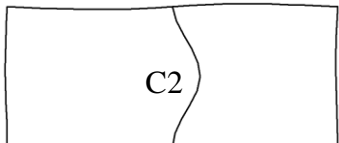
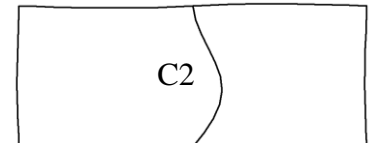
Incêndio Generalizado	Pórtico	Modo Crítico de instabilidade	
		Encastrado	Rotulado
Pavimento 0	Não Contraventado		
	Contraventado		

Tabela 4-12 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P1-2x3, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.

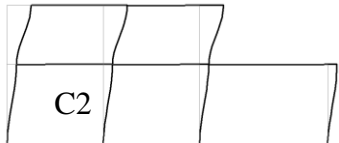
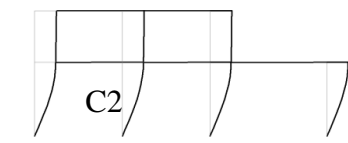
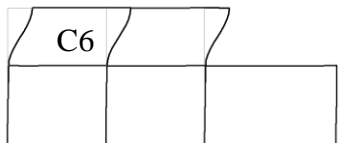
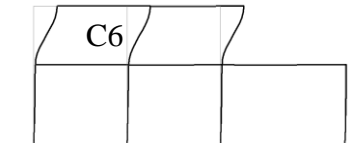

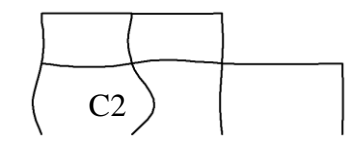

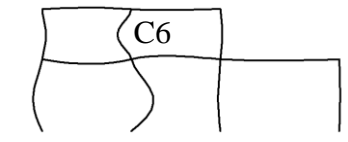
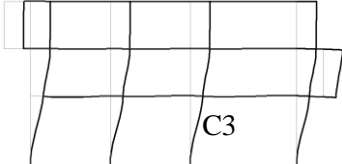
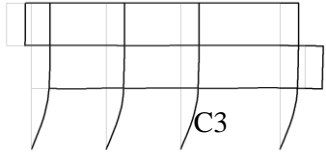
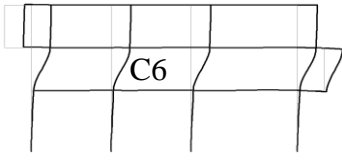
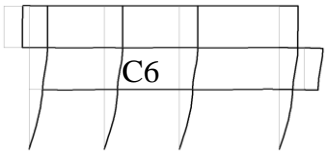
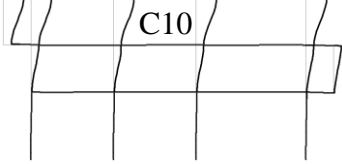
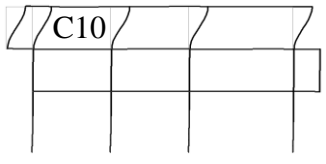
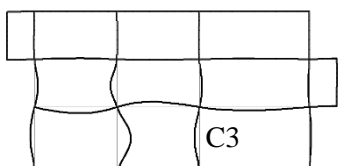
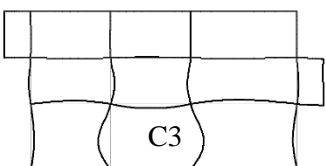
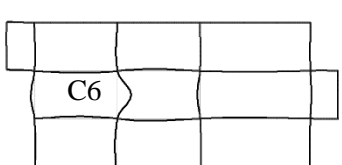
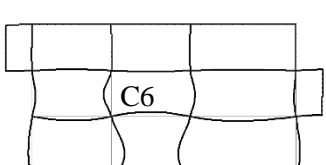
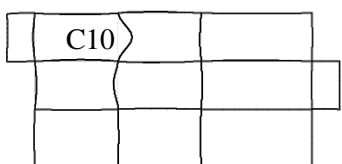
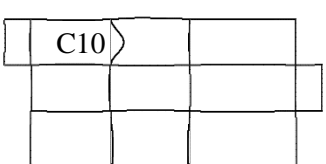
Incêndio Generalizado	Pórtico	Modo Crítico de instabilidade	
		Encastrado	Rotulado
Pavimento 0	Não Contraventado		
Pavimento -1			
Pavimento -0	Contraventado		
Pavimento -1			

Tabela 4-13 - Modo crítico de instabilidade do pórtico P2-3x3, não contraventados e contraventados com apoios encastrados e rotulados no instante em que o pórtico perde a estabilidade.

Incêndio Generalizado	Pórtico	Modo Crítico de instabilidade	
		Encastrado	Rotulado
Pavimento -0	Não Contraventado		
			
			
Pavimento -0	Contraventado		
			
			

4.3.3.2. Parâmetro crítico de carga em situação de incêndio

Apresentam-se nas figuras 3.1 e 3.2 do Anexo-C, os gráficos da evolução do parâmetro crítico de carga (α_{cr}) em relação à temperatura para os pórticos de múltiplos andares com diferentes geometrias (ver Figura 3.1), com diferentes condições de apoio (colunas encastradas ou rotuladas na base), para pórticos não contraventados e contraventados, para um incêndio natural de uma edificação tipo escritório e compara-se com incêndio nominal levando-se em conta o caso-6 ($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$).

Já nas figuras 3.3 a 3.5 do anexo-C, observam-se os gráficos da evolução do parâmetro crítico de carga (α_{cr}) em relação à temperatura para os pórticos de múltiplos andares P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 (ver Figura 3.1), com diferentes condições de apoio (colunas encastradas ou rotuladas na base), para pórticos não contraventados e contraventados, para um incêndio natural de uma edificação tipo escritório, hotel e residência e compara-se com incêndio nominal levando-se em conta o caso-6 ($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$).

Verificou-se que o parâmetro crítico de carga para o incêndio natural (Curvas-Paramétricas), para diferentes tipos de edificações (escritório, hotel e residência) e para os diversos pórticos, até uma determinada temperatura, apresentam o mesmo comportamento do incêndio normalizado (Curva-ISO-834), conforme descrito no item 0, ou seja, o mesmo diminui durante um incêndio. Isto deve-se ao facto da rigidez dos elementos diminuir à medida que a temperatura aumenta. No entanto, a uma determinada temperatura o incêndio natural começa a arrefecer fazendo com que o parâmetro crítico de carga volte a seu valor inicial.

Considerando como exemplo o pórtico P2-3x3 não contraventado com apoios rotulados, para um incêndio generalizado no pavimento 0 verifica-se que o parâmetro crítico de carga para o incêndio natural mantém o mesmo comportamento que o incêndio nominal até à temperatura de 727 °C para edificação tipo escritório, 653 °C para tipo hotel e 965 °C para tipo residência. Entretanto após estas temperaturas serem alcançadas os compartimentos começam a arrefecer, fazendo com que o parâmetro crítico de carga volte a aumentar, voltando ao seu valor inicial (ver Figura 4.21). Observa-se na Figura 4.21 que há uma ligeira diferença na curva do parâmetro crítico de carga na fase de aquecimento e arrefecimento. Isto deve-se ao facto de que as diferenças de temperatura entre os elementos

do pavimento em situação de incêndio na fase de aquecimento são diferentes na fase de arrefecimento, conforme Figura 4.22.

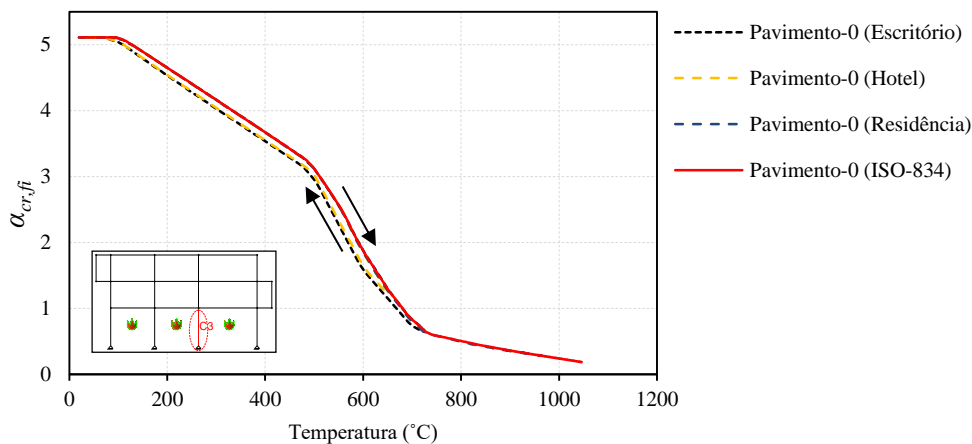


Figura 4.21 - Variação do parâmetro crítico de carga do pórtico P2-3x3 não contraventados com apoios rotulados para um incêndio natural e para um incêndio nominal para o caso-6 ($C_{E,3L}-C_{I,4L}-V_{3L}$).

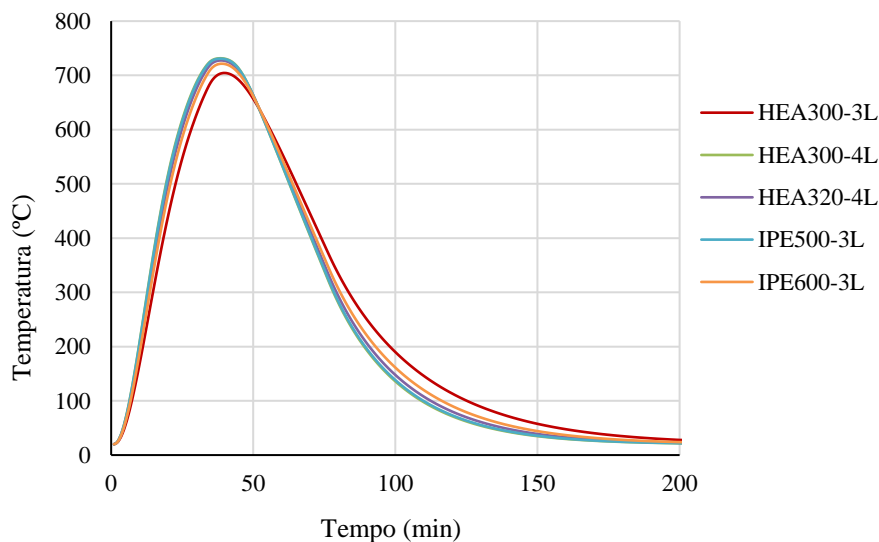
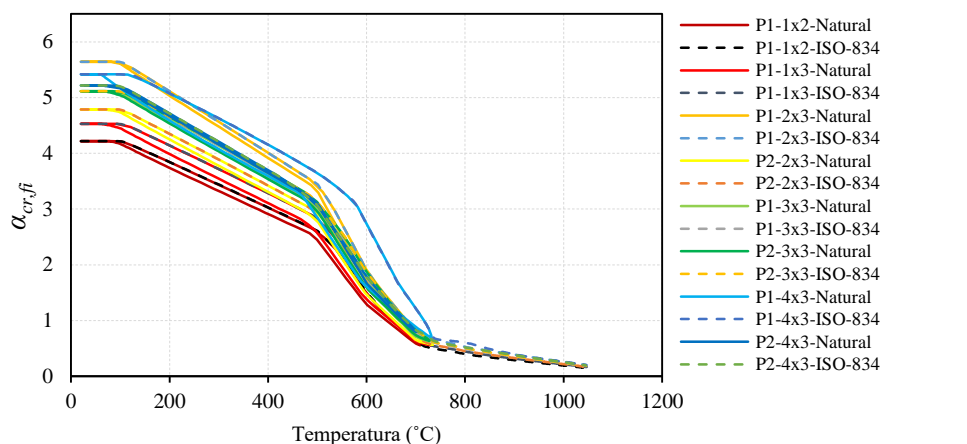


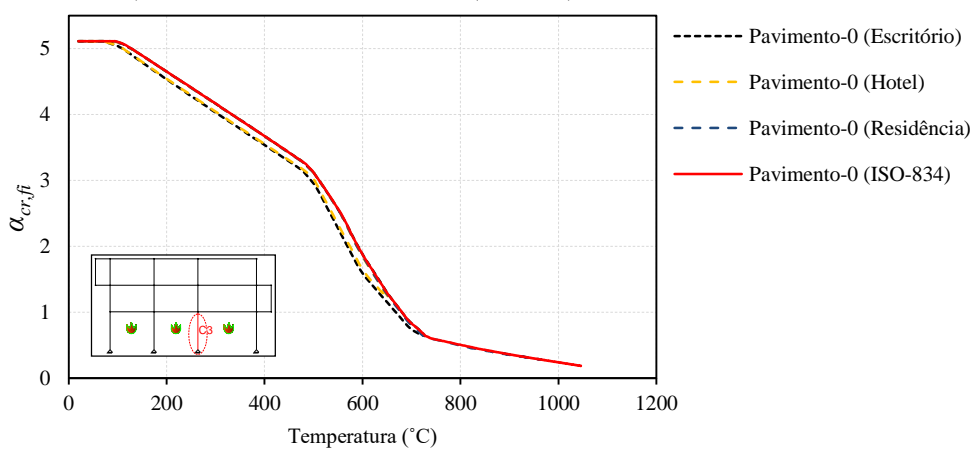
Figura 4.22 - Variação da temperatura em função do tempo dos perfis do pavimento 0 do Pórtico P2-3x3 para um incêndio natural de um edifício tipo escritório.

Na Figura 4.23 e na Figura 4.24 apresenta-se a evolução do parâmetro crítico de carga com a temperatura dos pórticos de múltiplos andares (ver Figura 3.1) não contraventados, com apoios rotulados para um incêndio generalizado no pavimento 0 e pavimento 1, sucessivamente. Na Figura 4.23 e na Figura 4.24 a) faz-se a comparação entre o incêndio nominal com o incêndio natural para uma edificação tipo escritório para todos os pórticos. No caso das Figura 4.23 e Figura 4.24 b) faz-se a comparação entre o incêndio nominal com o incêndio natural para os três tipos de edifício (escritório, hotel e residência) para o pórtico P2-3x3.

Observa-se que, quando a coluna crítica em situação de incêndio é a mesma à temperatura normal, o parâmetro crítico de carga é alterado logo no início do incêndio (ver Figura 4.23 e Figura 4.24 a)). Por outro lado, conforme Figura 4.23 e Figura 4.24 b) observa-se que quando o incêndio se encontra num pavimento onde a barra crítica deste não é a barra crítica do pórtico à temperatura normal, a carga crítica mantém-se mais ou menos constante até uma determinada temperatura. A situação análoga pode ser observada nos restantes pórticos, conforme anexo C.

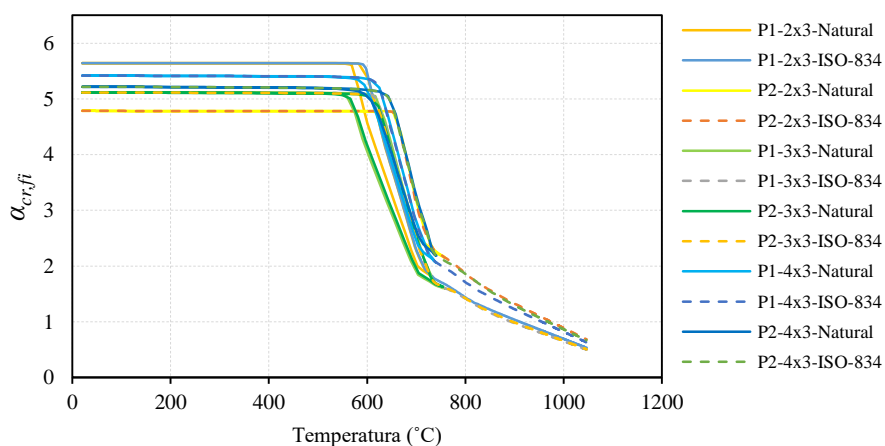


a) Pórticos Não Contraventados (rotulado)-Incêndio no Pavimento 0

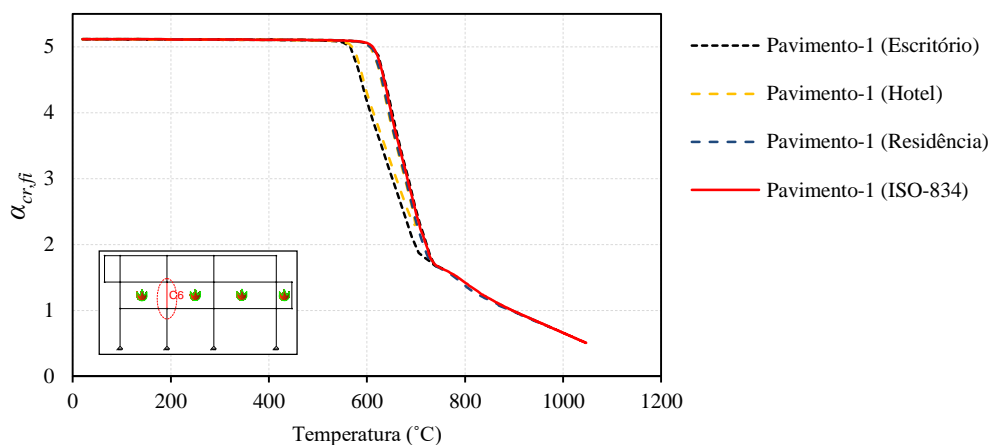


b) Pórtico P2-3x3 Não Contraventado (rotulado)-Incêndio Generalizado no pavimento 0

Figura 4.23 - Variação do parâmetro crítico de carga dos pórticos não contraventados, com apoios rotulados para um incêndio generalizado no pavimento 0, Incêndio Natural x Nominal.



a) Pórticos Não Contraventados (rotulado)-Incêndio no Pavimento 1



b) Pórtico P2-3x3 Não Contraventado (rotulado)-Incêndio Generalizado no pavimento 1

Figura 4.24 - Variação do parâmetro crítico de carga dos pórticos não contraventados, com apoios rotulados para um incêndio generalizado no pavimento 1, Incêndio Natural x Nominal.

4.3.3.3. Comprimento de Encurvadura em Situação de Incêndio

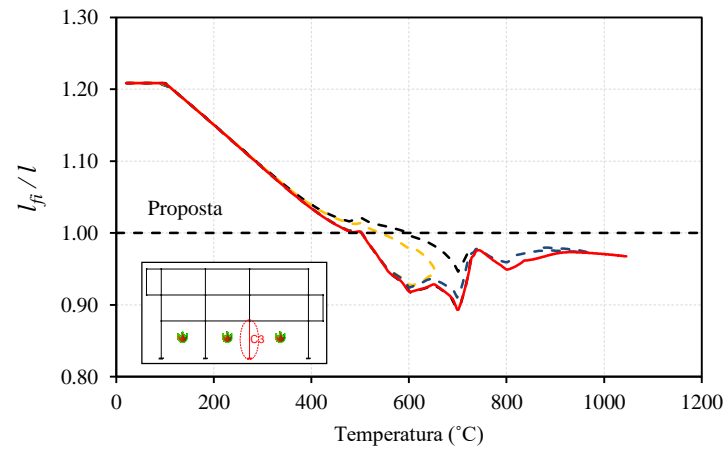
Apresentam-se nas figuras 3.6 e 3.7 do Anexo-C, os gráficos da evolução do coeficiente de encurvadura das colunas de cada pavimento que possuem maior relação entre o esforço axial e a carga crítica de Euler em relação à temperatura para os pórticos de múltiplos andares com diferentes geometrias (ver Figura 3.1), com diferentes condições de apoio (colunas encastradas ou rotuladas na base), para pórticos não contraventados e contraventados, para um incêndio natural de uma edificação tipo escritório e compara-se com incêndio nominal levando-se em conta o caso-6 ($C_{E,3L}-C_{L,4L}-V_{3L}$).

Já nas figuras 3.8 à 3.10 do Anexo-C, observam-se dos gráficos da evolução do coeficiente de encurvadura das colunas de cada pavimento que possuem maior relação entre o esforço axial e a carga crítica de Euler em relação à temperatura para os pórticos de múltiplos andares P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 (ver Figura 3.1), com diferentes condições de apoio (colunas encastradas ou rotuladas na base), para pórticos não contraventados e contraventados, para um incêndio natural de uma edificação tipo escritório, hotel e

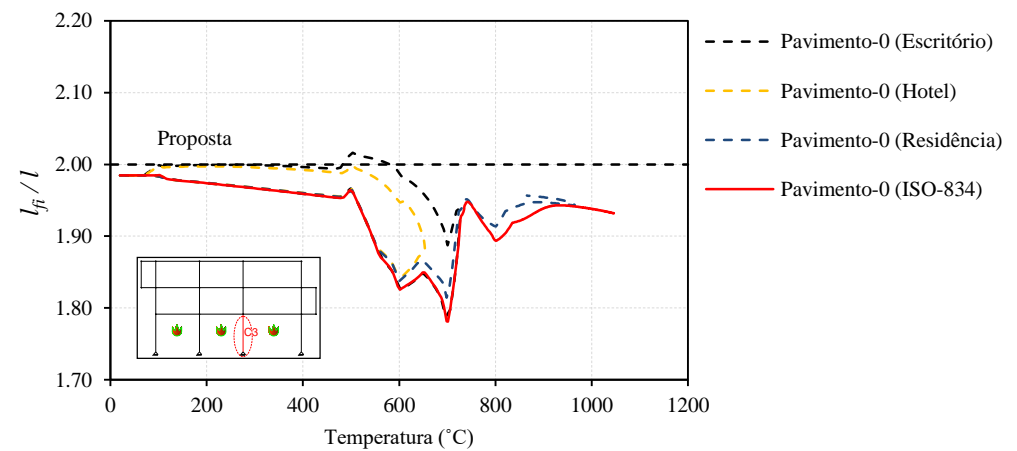
residência e compara-se com incêndio nominal levando-se em conta o caso - 6 ($C_{E,3L} - C_{I,4L} - V_{3L}$).

Verificou-se que o comprimento de encurvadura para o incêndio natural (Curvas-Paramétricas), para os diferentes pórticos e diferentes tipos de edificações, até uma determinada temperatura, apresenta o mesmo comportamento do incêndio normalizado (Curva-ISO-834), conforme descrito no item 4.2.4.4, ou seja, à medida que a temperatura aumenta o coeficiente de encurvadura diminui.

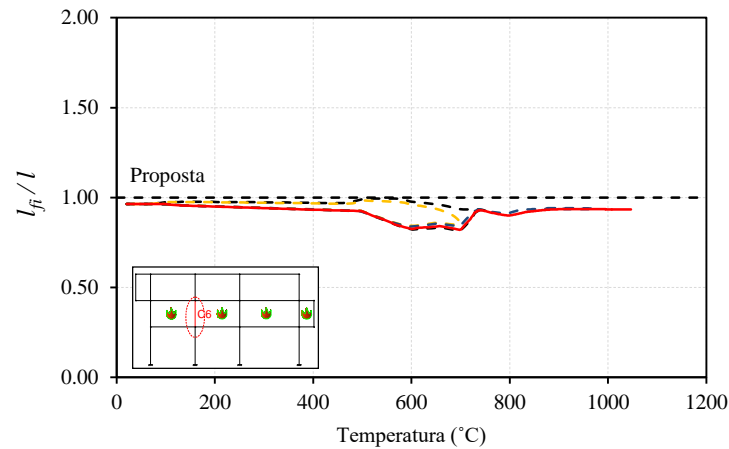
Ambos incêndios, apresentaram os mesmos valores de coeficientes de encurvadura, conforme Figura 4.12 e Figura 4.13. Pode-se concluir que o parâmetro crítico de carga bem como o coeficiente de encurvadura para os pórticos estudados, tiveram o mesmo comportamento frente ao incêndio nominal e natural, mostrando que a variação destes parâmetros não depende da forma como o aumento da temperatura foi introduzido, como era de se esperar, a não ser a fase de arrefecimento. Para ilustrar este comportamento apresenta-se de seguida a Figura 4.25, onde se ilustram os gráficos da evolução do comprimento de encurvadura com a temperatura do pórtico P2-3x3, não contraventado e contraventado, com apoios encastrados e rotulados, para os diversos tipos de edificações (escritório, hotel e residência), comparando o incêndio natural com o nominal.



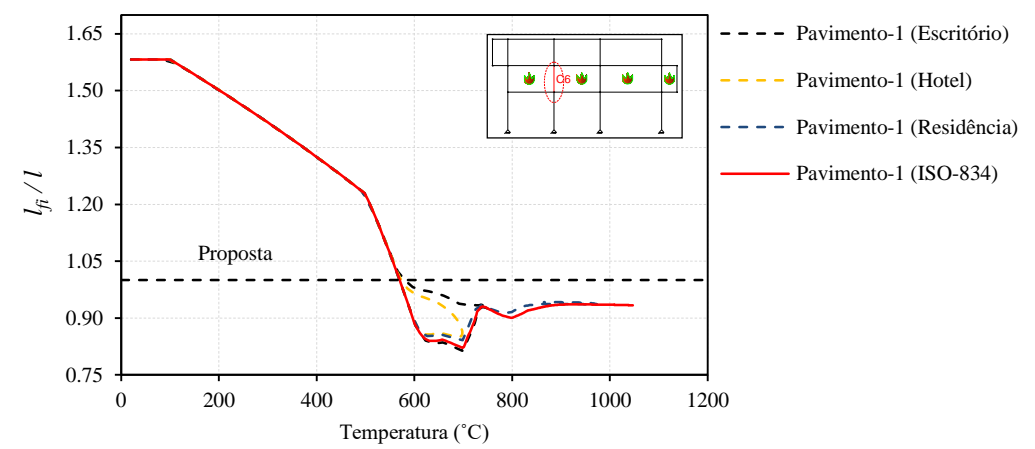
a) P2-3x3-Não Contraventado (encastrado)



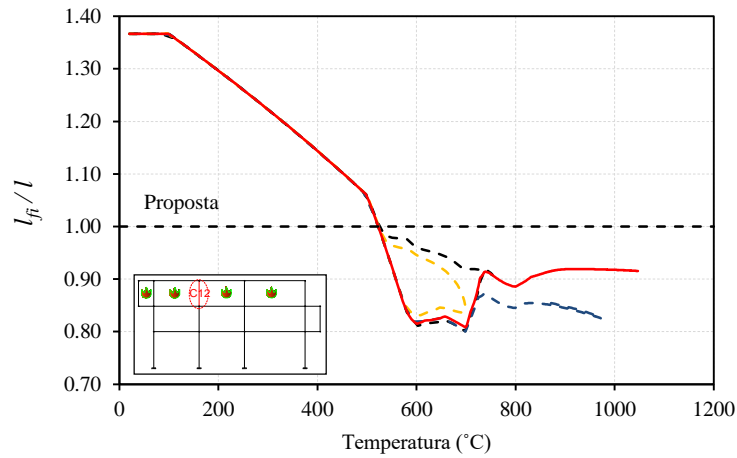
b) P2-3x3-Não Contraventado (rotulado)



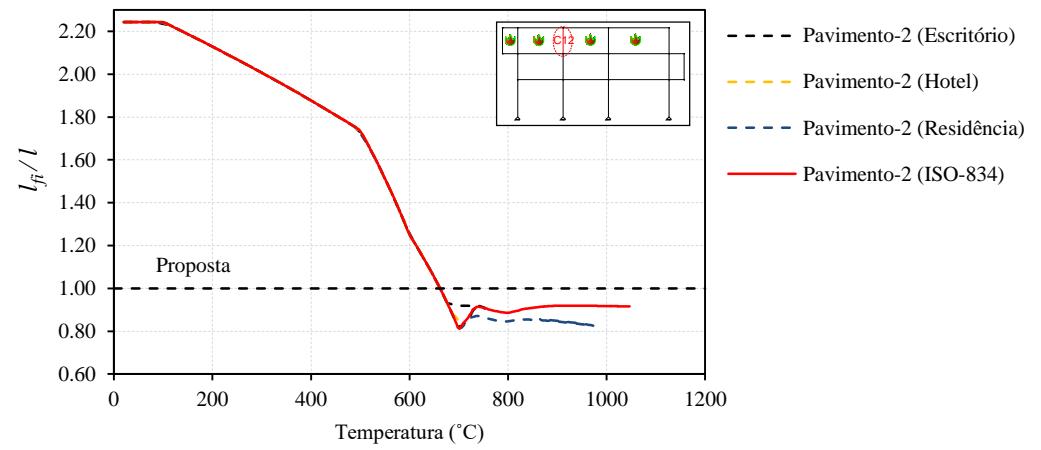
c) P2-3x3-Não Contraventado (encastrado)



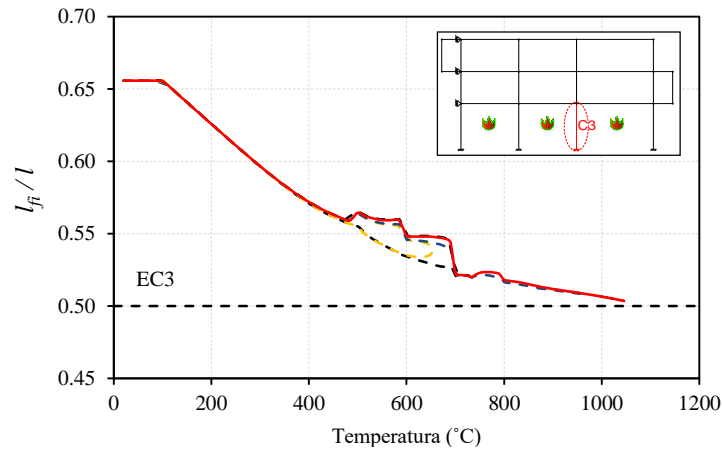
d) P2-3x3-Não Contraventado (rotulado)



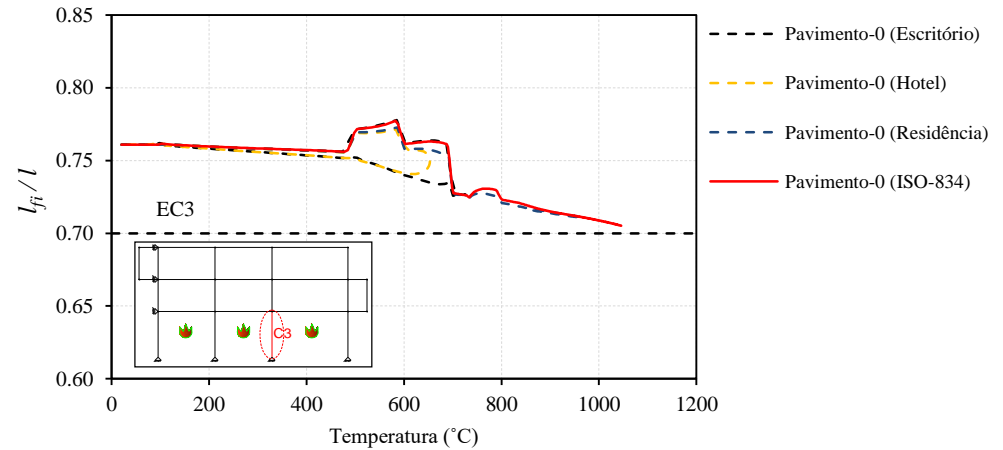
e) P2-3x3-Não Contraventado (encastrado)



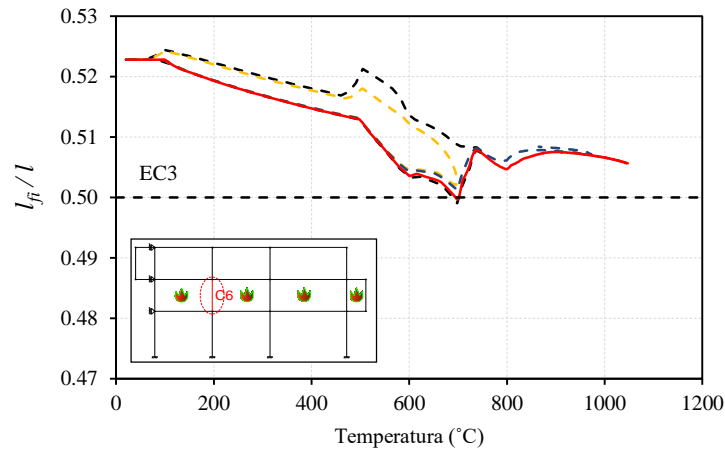
f) P2-3x3-Não Contraventado (rotulado)



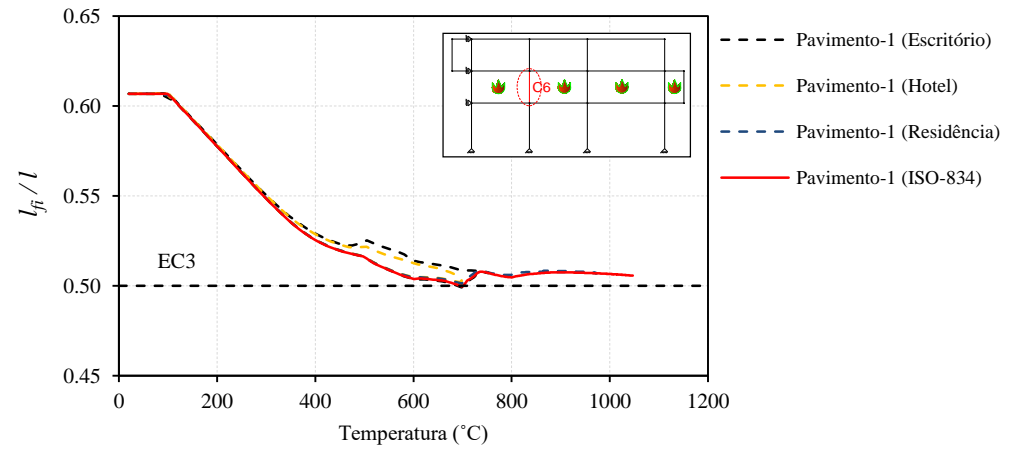
g) P2-3x3-Contraventado (encastrado)



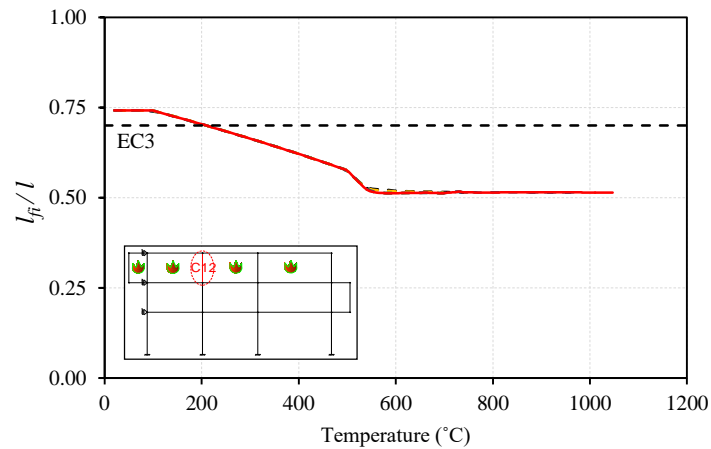
h) P2-3x3-Contraventado (rotulado)



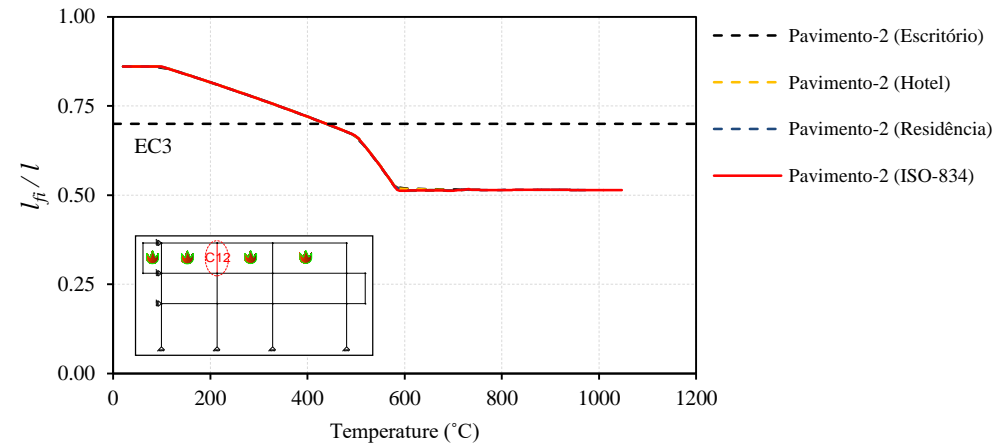
i) P2-3x3-Contraventado (encastrado)



j) P2-3x3-Contraventado (rotulado)



k) P2-3x3-Contraventado (encastrado)



l) P2-3x3-Contraventado (rotulado)

Figura 4.25 - Evolução do comprimento de encurvadura com a temperatura do pórtico P2-3X3, contraventado e não contraventado com apoios encastrados e rotulados para um incêndio natural.

Capítulo 5

CÁLCULO DO TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

5. CÁLCULO DO TEMPO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Esse ponto tem como objetivo fazer a verificação da resistência ao fogo dos pórticos metálicos estudados para os diversos casos de incêndio, com o método simplificado de cálculo usando as formulações propostas pela EN1993-1-2 e comparar com a verificação realizada com o método avançado de cálculo, ou seja, por elementos finitos (M.E.F.).

5.1. Introdução

Em situação de incêndio, de acordo com a EN 1993-1-2, para uma análise de parte da estrutura, os esforços poderão ser obtidos a partir da análise estrutural à temperatura normal, contudo, o anexo nacional Português, não permite o uso do método da coluna equivalente, desta forma os esforços solicitantes de cálculo devem ser obtidos por meio de uma análise estrutural, onde se considera parcialmente ou todos os efeitos de 2º ordem $P-\Delta$ e $P-\delta$ e todas as imperfeições iniciais ϕ e $e_{0,d}$.

Já a ABNT NBR 14323:2013 estabelece que nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, os esforços solicitantes de cálculo podem ser obtidos por meio de uma análise estrutural global elástica linear, considerando o efeito de segunda ordem local, desprezando os efeitos das imperfeições iniciais. No entanto, as estruturas de grande deslocabilidade devem ser calculadas conforme a ABNT NBR 8800:2008, ou seja, devem-se considerar todos os efeitos de 2º ordem e todas as imperfeições iniciais.

Em situação de incêndio, os elementos podem estar sujeitos a grandes deformações, essencialmente porque a rigidez do aço diminui consideravelmente com a temperatura, mas também devido aos efeitos da extensão térmica e de deslocamentos adicionais causados por gradientes térmicos nas secções, devido a esses efeitos, considerar os efeitos geometricamente não lineares globais em conjunto com a evolução da temperatura é muito complexo e impraticável, pelo que se torna necessário considerar, de forma aproximada, os efeitos da configuração deformada através do conceito de comprimento de encurvadura, considerando o modo de instabilidade global do pórtico.

5.2. Metodologia utilizada na verificação da estrutura em situação de incêndio

Utilizaram-se duas metodologias diferentes na verificação das estruturas metálicas em situação de incêndio, na primeira, calculou-se o tempo de resistência ao fogo com métodos

simplificados de cálculo, usando as formulações propostas pela EN1993-1-2, nesta verificação utilizou-se o programa de cálculo ELEFIR, (desenvolvido na Universidade de Aveiro) (Vila Real e Franssen, 2011), de seguida verificou-se a estrutura com métodos avançados de cálculo, ou seja, por elementos finitos (M.E.F), esta verificação foi feita com programa de cálculo SAFIR, (desenvolvido pela Universidade de Liège na Bélgica) (Franssen, 2005), em ambos casos as verificações foram realizadas para o incêndio nominal e natural.

Tanto para o incêndio nominal e natural, na verificação do tempo de resistência ao fogo com o método simplificado, considerou-se a temperatura uniforme na secção e essas foram calculadas de acordo com EN 1993-1-2, já no método avançado de cálculo considerou-se que as temperaturas variavam na secção, sendo que a secção foi dividida em 108 elementos finitos.

5.3. Verificação da resistência ao fogo para os diversos casos de incêndio nominal-curva ISO-834.

No cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de múltiplos andares considerou-se: i) o incêndio em cada pavimento isoladamente e dois pavimentos simultaneamente, ii) pórticos com apoios rotulados e encastrados. O cálculo do tempo de resistência ao fogo foi realizado para duas combinações de acidente (CB-1 e CB-2), conforme Tabela 3-11.

A verificação com o método simplificado foi realizada de duas formas:

- a. Na primeira, os esforços foram de primeira ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos foram iguais aos valores propostos neste estudo;
- b. Na segunda, os esforços foram de segunda ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos foram iguais a 1,0.

OBS: A comparação entre estas duas metodologias foi feita apenas para o caso de incêndio 6-($C_{E,3L}$ - $C_{I,4L}$ - V_{3L}).

Segue abaixo a Figura 5.1 que sintetiza todos os casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de múltiplos andares sujeitos a um incêndio nominal, sendo que as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.3.

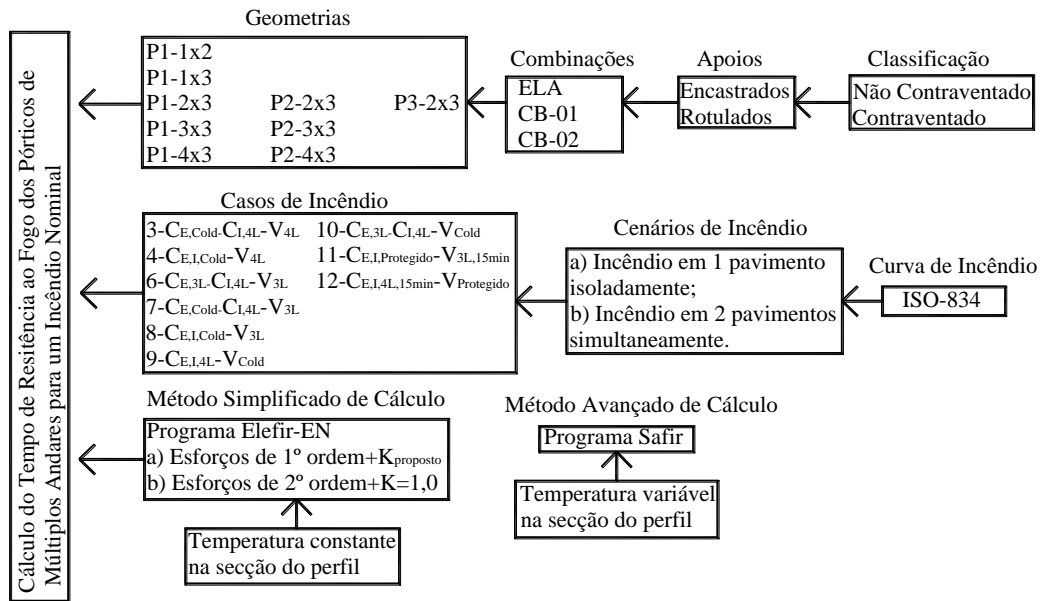


Figura 5.1 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Nominal

Já no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de travessas inclinadas considerou-se pórticos não contraventados com apoios rotulados e encastrados. O cálculo do tempo de resistência ao fogo foi realizado para as quatro primeiras combinações de acidente (CB-1 a CB-4), conforme Tabela 3-12.

Na verificação com o método simplificado consideraram-se os esforços de primeira ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos foram iguais aos valores propostos neste estudo.

Segue abaixo a Figura 5.2 que sintetiza todos os casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos a um incêndio nominal, sendo que as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.3.

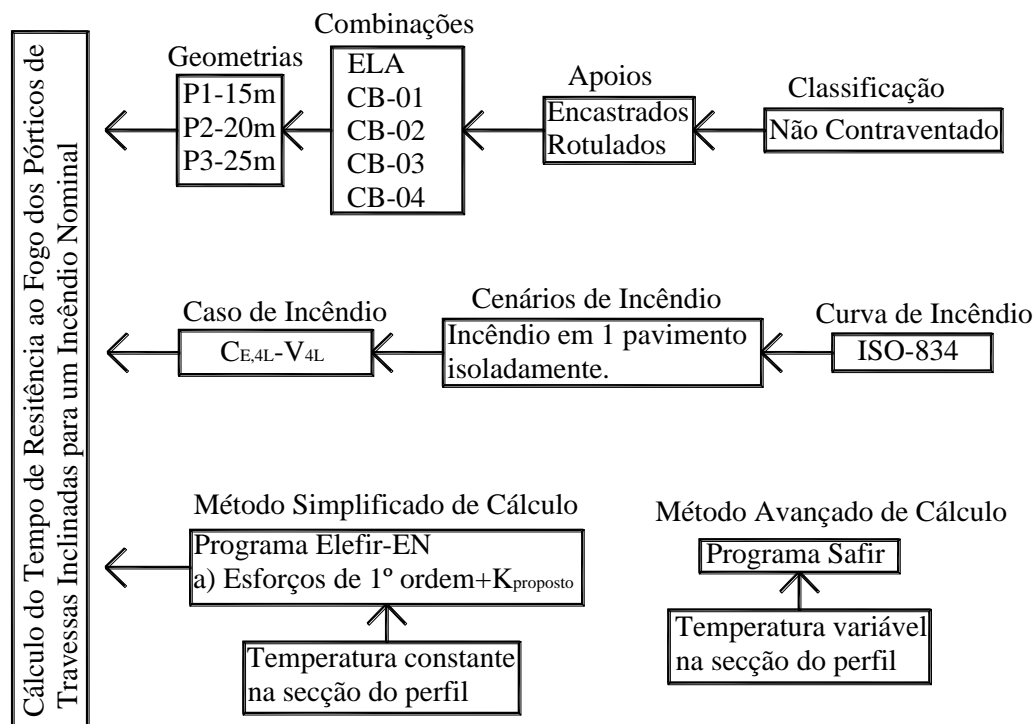


Figura 5.2 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de travessas inclinadas sujeitos a um incêndio nominal

Na Figura 5.3 à Figura 5.8. no eixo das abcissas encontram-se o tempo de resistência ao fogo calculado com o programa de cálculo SAFIR, ou seja, pelo método avançado de cálculo e no eixo das ordenadas observam-se os resultados do tempo de resistência ao fogo calculado com o programa ELEFIR-EN, ou seja, método simplificado de cálculo.

Pode-se observar, na Figura 5.3, que para todos os pórticos de múltiplos andares não contraventados, regulares e irregulares e para os pórticos de travessas inclinadas (Figura 5.8) estudados, para todos os casos de incêndio (ver ponto 4.2.1). Considerando o incêndio em um pavimento isoladamente ou em dois pavimentos simultaneamente, verificou-se que no cálculo do método simplificado, quando utilizou-se os esforços de 1º ordem e coeficientes de encurvadura iguais ao proposto neste trabalho, os resultados numéricos foram satisfatórios em todos os pavimentos para pórticos encastrados e rotulados quando comparados com o método avançado de cálculo, sendo que, na maioria dos casos, as diferenças encontradas entre os métodos simplificado e avançado foi de $\pm 5\%$. Contudo, considerar esforços de 2º ordem e coeficiente de encurvadura igual 1,0, como pode-se observar na Figura 5.4, para pórticos rotulados no pavimento inferior, apresentou resultados numéricos fora da segurança, sendo que nos demais casos os resultados foram conservativos.

Verificou-se que para os casos 3-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{4L}$) e 7-($C_{E,cold}-C_{I,4L}-V_{3L}$) (ver Figura 5.5), que para todos os casos calculados estes foram demasiados conservativos, ou seja, o tempo de resistência ao fogo calculado com o método simplificado de cálculo utilizando os coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=1.0$ para todas as colunas exceto as pertencentes ao pavimento 0 do pórtico com apoios rotulados, onde usou-se $l_{fi}/L=2.0$, são bem inferiores aos valores calculados com o método avançado de cálculo. Por outro lado, observa-se na Figura 5.6, que quando utilizou-se coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=0.5$ para todos os pilares, exceto no pavimento 0 do pórtico rotulado, onde utilizou-se o coeficiente de encurvadura $l_{fi}/L=0.7$, os resultados numéricos foram bem satisfatórios.

Em todas situações de incêndio em que as colunas estavam aquecidos estes foram responsáveis pelo colapso da estrutura, entretanto nos casos de incêndio 4 e 8 em que os pilares externos e internos estão a temperatura ambiente e somente as vigas estão aquecidas em 3 ou em 4 faces o colapso da estrutura foi governado pelas vigas. Conforme Figura 5.7, verificou-se que na maioria dos casos os resultados numéricos foram satisfatórios estando bem a favor da segurança.

Por fim, observa-se na Figura 5.9 que para os pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3 de múltiplos andares contraventados, para o caso de incêndio 6 (ver ponto 4.2.1), considerando o incêndio em um pavimento isoladamente, verificou-se que no cálculo do método simplificado, quando se utilizaram os esforços de 1º ordem e coeficientes de encurvadura iguais ao proposto pela EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013, os resultados numéricos foram satisfatórios em todos os pavimentos para pórticos encastrados e rotulados quando comparados com o método avançado de cálculo, sendo que, na maioria dos casos, as diferenças encontradas entre os métodos simplificado e avançado foi de $\pm 5\%$.

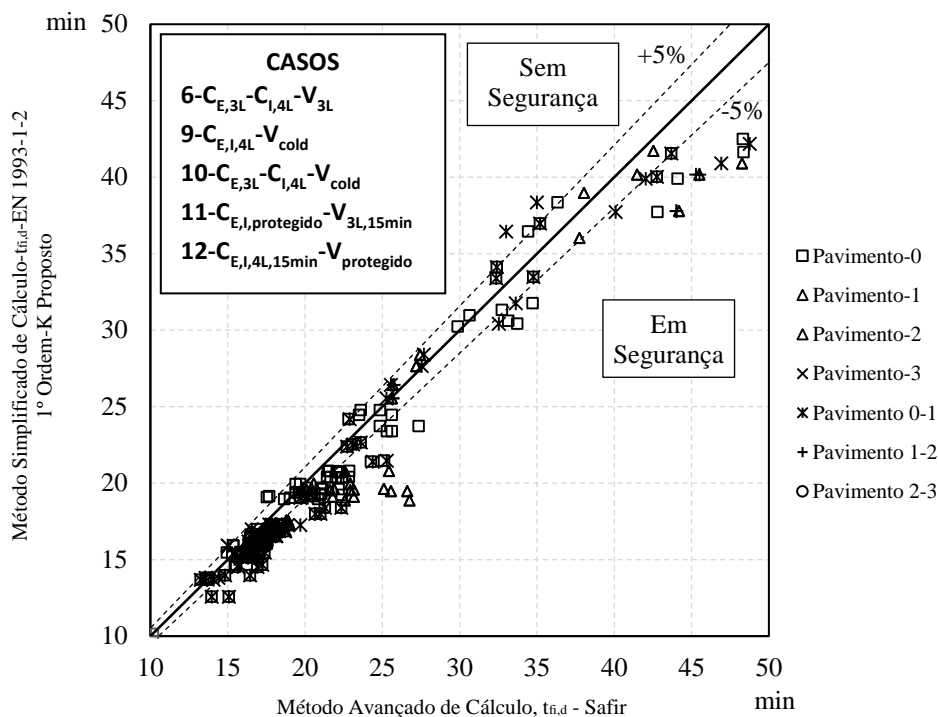


Figura 5.3 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 6,9,10,11 e 12 com incêndio em 1 pavimento por vez e 2 pavimentos simultaneamente (1º método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.

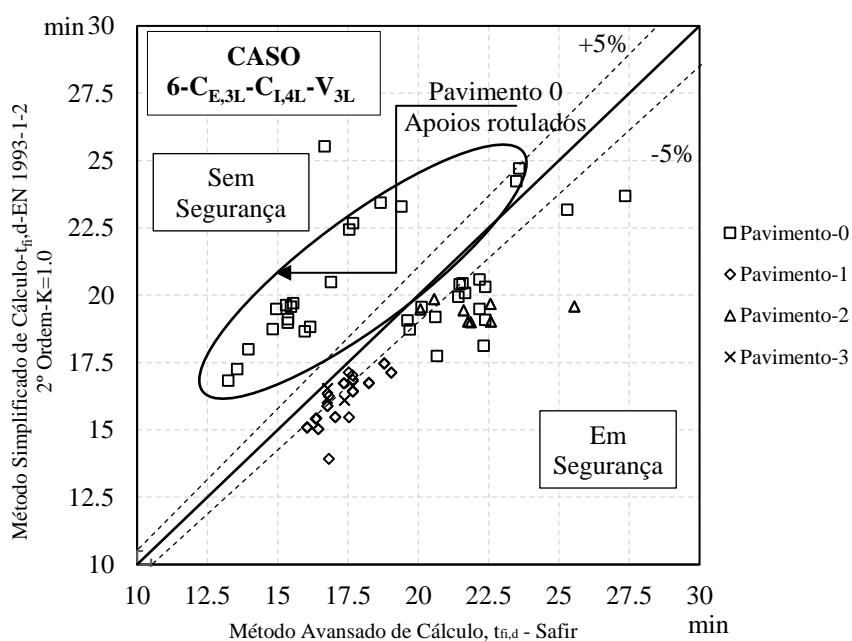


Figura 5.4 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para o caso 6, com incêndio em 2 pavimentos simultaneamente (2º método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.

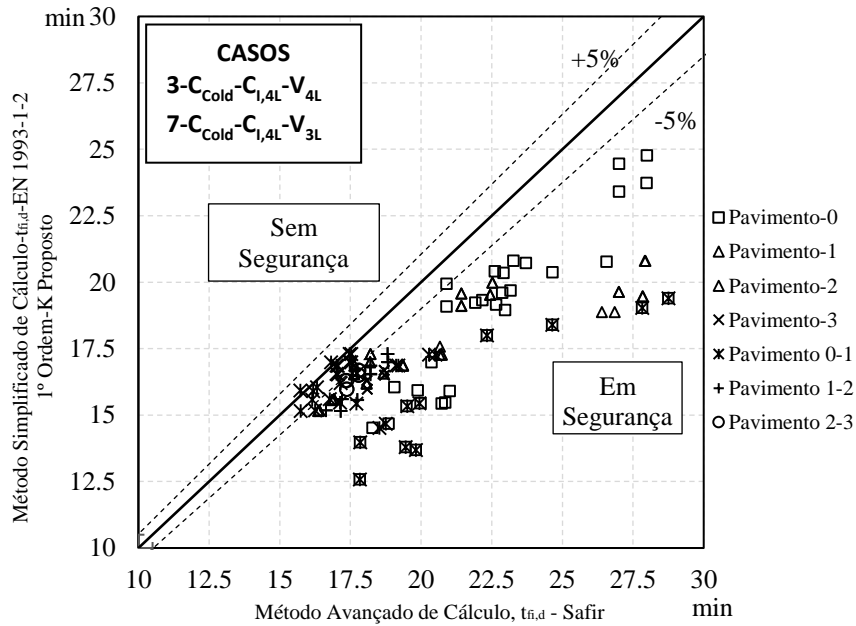


Figura 5.5 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 3 e 7, com incêndio em 1 pavimento e 2 pavimentos simultaneamente (método simplificado (k=1.0 e 2.0) vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.

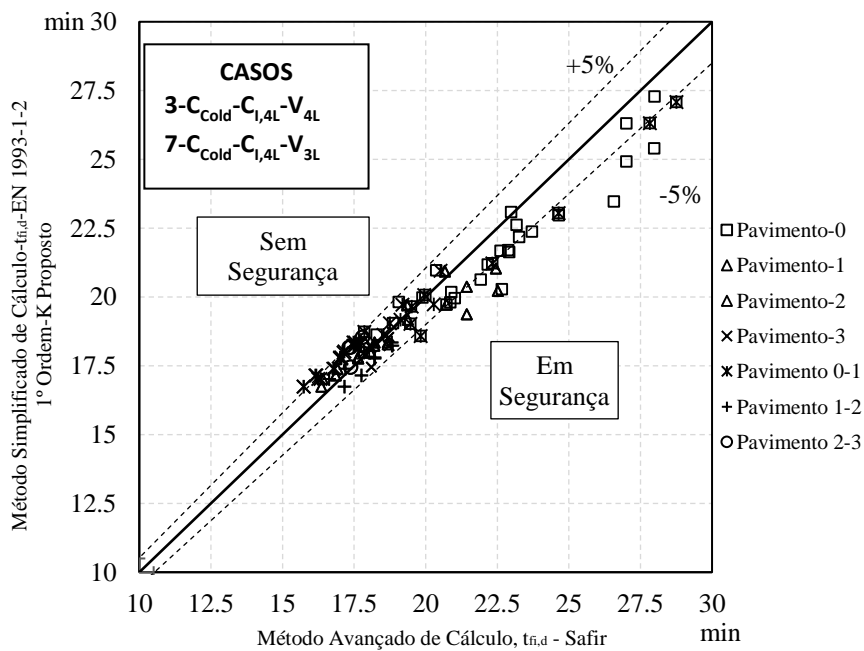


Figura 5.6 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 3 e 7, com incêndio em 1 pavimento e 2 pavimentos simultaneamente (método simplificado (k=0.5 e 0.7) vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.

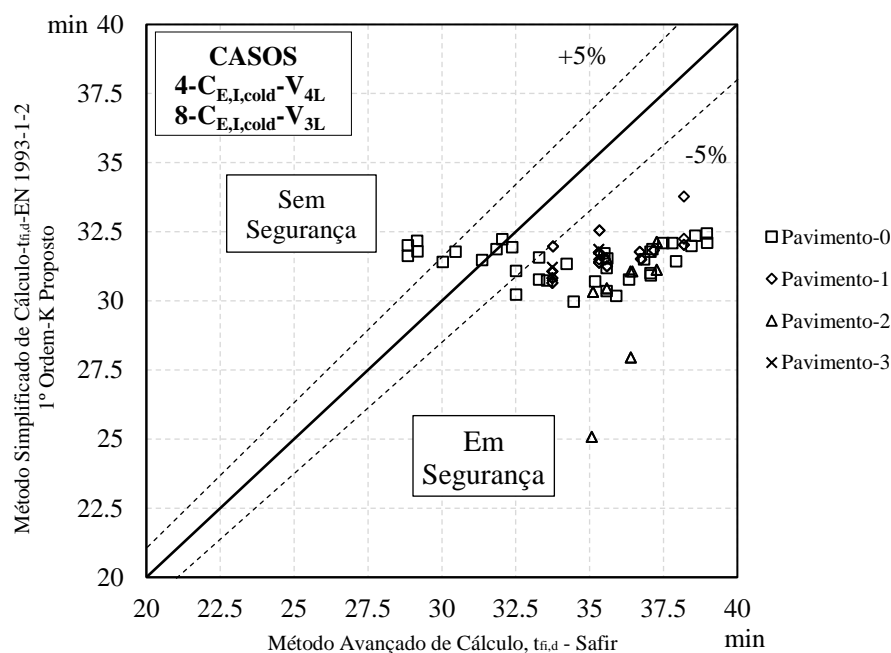


Figura 5.7 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os casos 4 e 8, com incêndio em 1 pavimento por vez (método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares não contraventados.

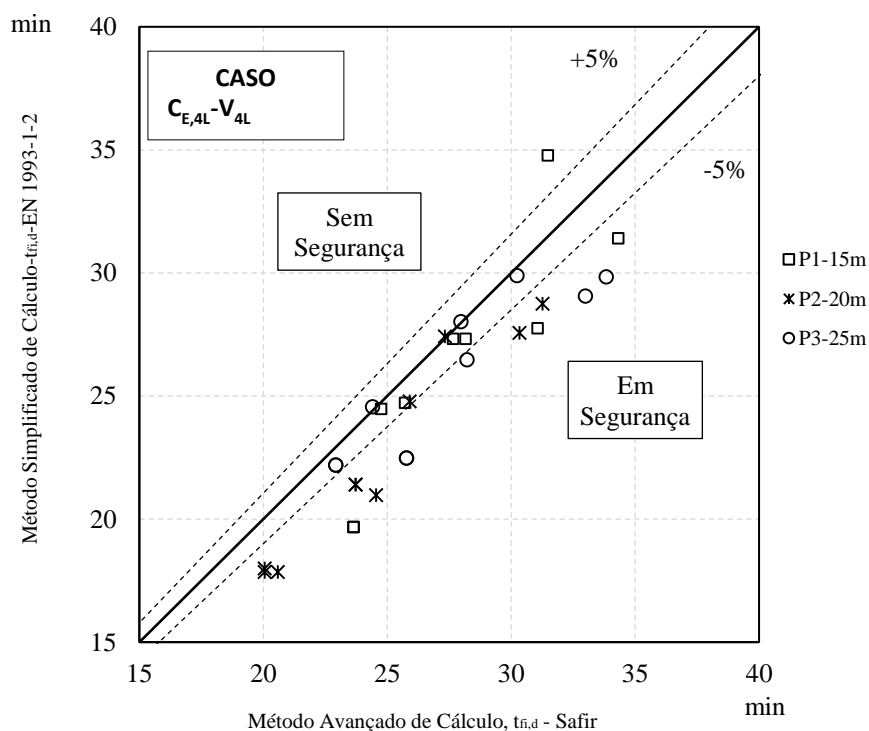


Figura 5.8 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para os pórticos de travessas inclinadas (método simplificado vs método avançado de cálculo).

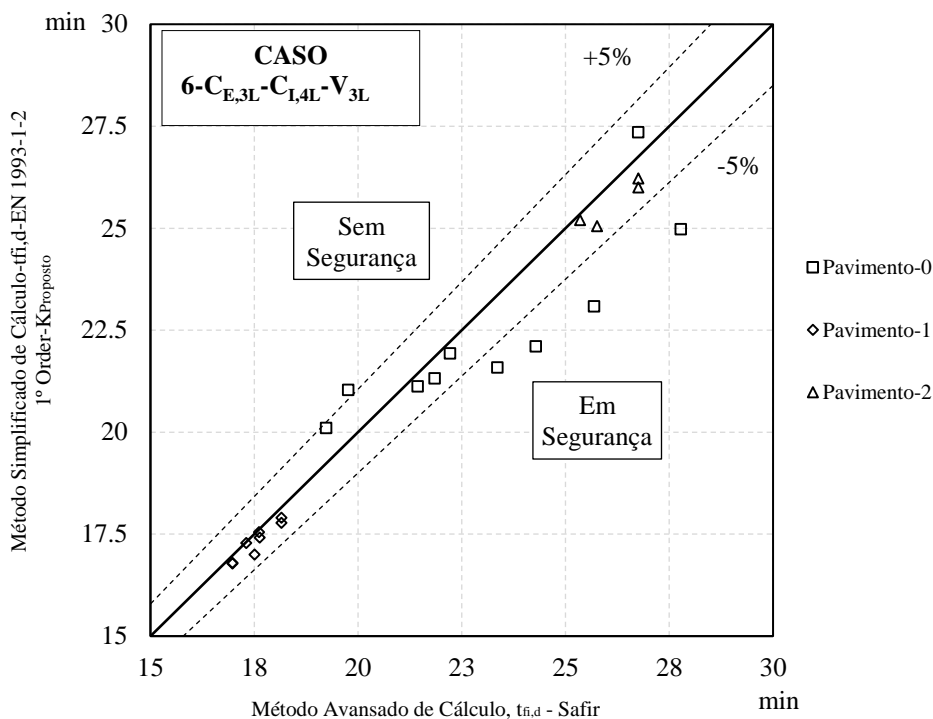


Figura 5.9 - Resultado da verificação do tempo de resistência ao fogo, para o caso 6, com incêndio em 1 pavimento por vez (método simplificado vs método avançado de cálculo) dos pórticos de múltiplos andares (P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3) contraventados.

5.4. Verificação da resistência ao fogo para as diversas situações de incêndio natural

Segundo a EN 1993-1-2 para as curvas de incêndio paramétricas, a função de resistência estrutural é assegurada se o colapso for impedido durante todo o incêndio, incluindo a fase de declínio do fogo, ou durante um período de tempo especificado.

No cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de múltiplos andares para o incêndio natural considerou-se: i) o incêndio em cada pavimento isoladamente, ii) pórticos com apoios rotulados e encastrados, iii) três tipos de edificações (escritório, hotel e residência) e iv) dois cenários de incêndio, onde, no primeiro apenas metade pavimento estava em situação de incêndio e no segundo todo pavimento estava em situação de incêndio. O cálculo do tempo de resistência ao fogo foi realizado para duas combinações de acidente (CB-1 e CB-2), conforme Tabela 3-11.

Na verificação com o método simplificado consideraram-se os esforços de primeira ordem e os valores dos comprimentos de encurvadura adotados na verificação dos elementos comprimidos foram iguais aos valores propostos neste estudo.

Segue abaixo a Figura 5.10 que sintetiza todos os casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de múltiplos andares sujeitos a um incêndio natural, sendo as geometrias dos pórticos estão detalhadas na Figura 3.1 e os casos de incêndio estão detalhados na Figura 4.3.

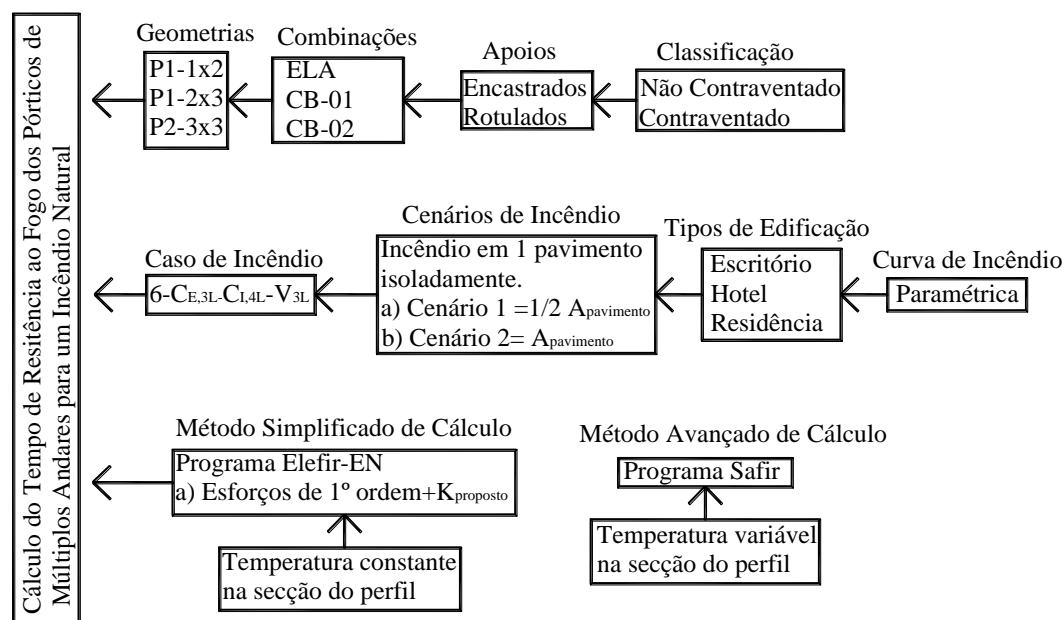


Figura 5.10 - Casos considerados no cálculo do tempo de resistência ao fogo dos pórticos de Múltiplos Andares sujeitos a um Incêndio Natural

Apresenta-se na Figura 5.14 à Figura 5.17, os resultados numéricos obtidos na comparação entre os métodos simplificados e os métodos avançados de cálculo para a verificação ao fogo dos pórticos P1-1x2, P1-2x3 e P2-3x3. É feita a distinção entre os pavimentos (pavimento 0, pavimento 1, pavimento 2 e pavimento 3), para os três tipos de edificações estudadas (escritório, hotel e residência).

No eixo das abcissas encontram-se o tempo de resistência ao fogo calculado com o programa de cálculo SAFIR, ou seja, pelo método avançado de cálculo e no eixo da ordenada observam-se os resultados numéricos do tempo de resistência ao fogo calculado com o programa ELEFIR-EN, ou seja, método simplificado de cálculo.

Conforme Tabela 5-1, verificou-se que em 98 casos os pórticos não sofreram colapso, ou seja, nenhum elemento sujeito ao fogo destes pórticos atingiu a temperatura crítica nem sofreu perda de estabilidade. No caso do incêndio generalizado no pavimento 2 do pórtico P2-3x3, não contraventado com apoios rotulados, para um edificado do tipo hotel, verifica-se que para o cenário 1 a máxima temperatura que a coluna crítica alcança é de 648.76°C (ver Figura 5.11), uma vez que a temperatura crítica da coluna crítica para a combinação 1

é de 718.1°C e para a combinação 2 é de 730.7°C, e que a temperatura que o pórtico perde a estabilidade é de 680°C (ver Figura 5.12), logo para essa situação não há colapso.

Tabela 5-1 - Número de casos em que não houve colapso para o incêndio natural

Pórtico	Escritório	Hotel	Residência
P1-1x2	12	14	4
P1-2x3	2	22	0
P2-3x3	6	38	0

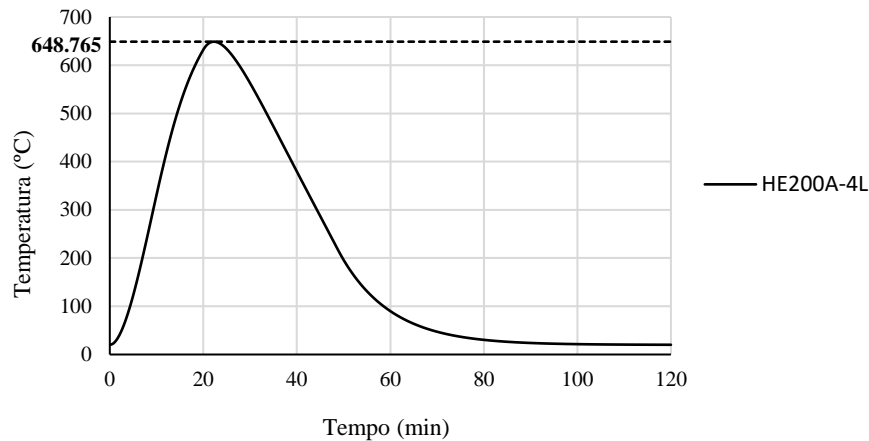


Figura 5.11 - Curva paramétrica de um incêndio no pavimento 2 do pórtico P2-3x3 para o cenário 1 de um edificado tipo hotel.

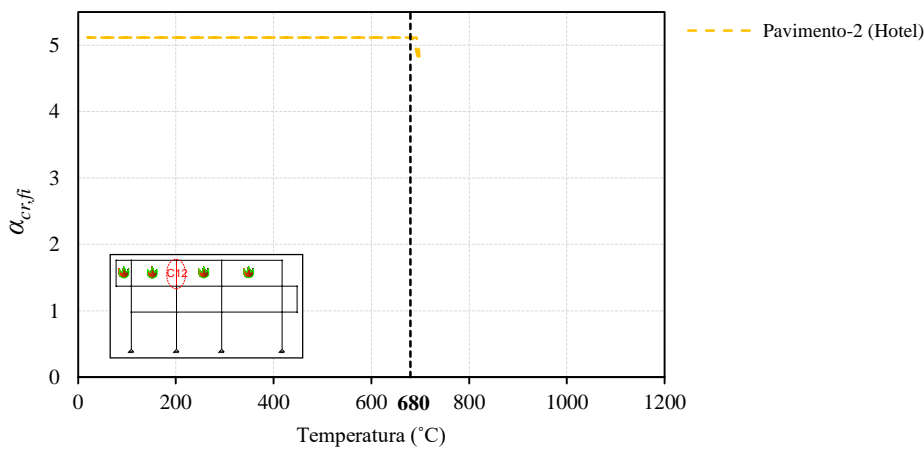
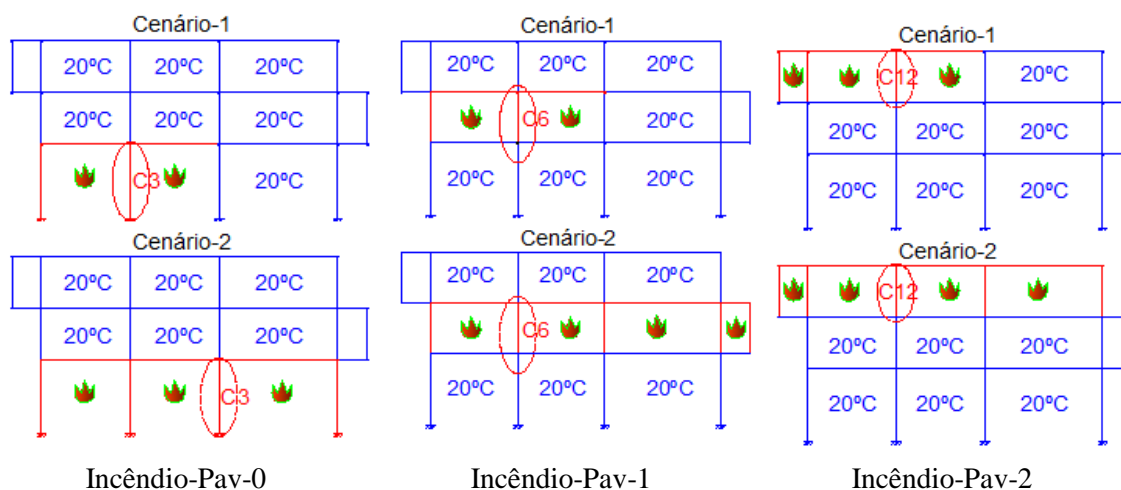


Figura 5.12 - Variação do parâmetro crítico de carga em função da temperatura do pórtico não contraventado P2-3X3, para um incêndio natural de um edificado tipo hotel.

Verificou-se que, os resultados numéricos para o cenário 1, onde apenas metade do pavimento está em situação de incêndio e a outra metade se encontra à temperatura de 20°C, foram bem conservativos, uma vez que, para este cenário, o pavimento em incêndio apresenta maior rigidez. Esse fenômeno pode ser verificado na Figura 5.13, onde, para uma mesma temperatura observa-se que o parâmetro crítico de carga é maior para o cenário 1. Desta forma o tempo de resistência a fogo calculado com o método avançado de cálculo apresentou valores maiores que o método simplificado de cálculo, pois o primeiro método

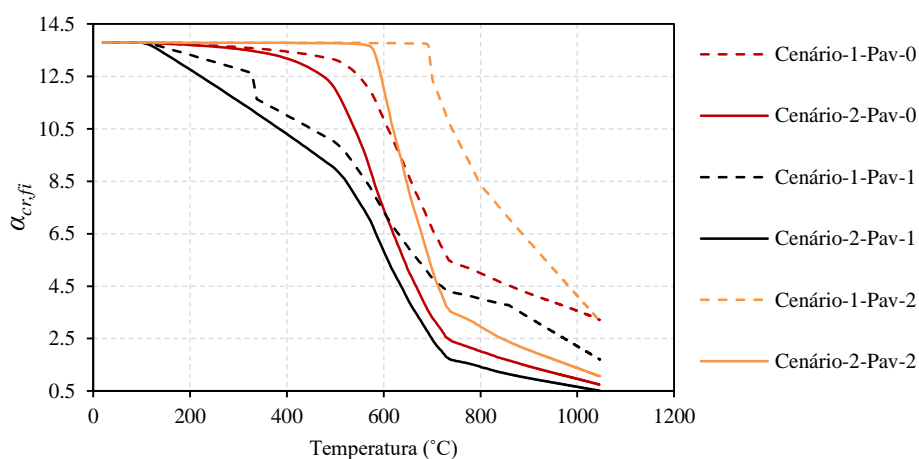
tem em conta a rigidez total do pórtico na sua análise uma vez que a segunda leva em conta apenas o elemento. Entretanto para o cenário 2, onde todo pavimento está em situação de incêndio os resultados numéricos foram satisfatórios, ou seja, o método simplificado de cálculo apresentou valores próximos aos valores do método avançado de cálculo e na sua maioria a favor da segurança.



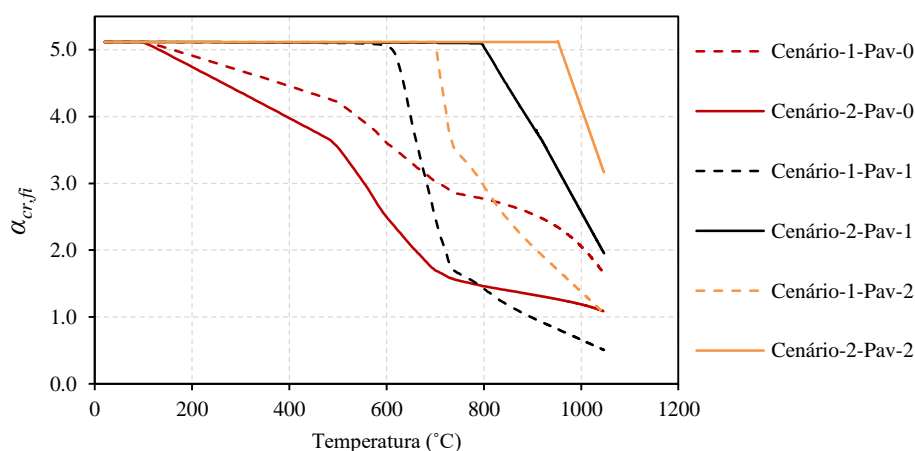
Incêndio-Pav-0

Incêndio-Pav-1

Incêndio-Pav-2



Pórtico P2-3x3-Com apoios encastados



Pórtico P2-3x3-Com apoios Rotulados

Figura 5.13 - Variação do parâmetro crítico de carga do pórtico não contraventado P2-3x3, com apoios encastados e rotulados para um incêndio nominal, para o cenário 1 e 2.

Pode-se concluir que, para verificar os requisitos de resistência ao fogo nominal e ao fogo natural é suficiente uma análise por elementos, pois, conforme Figura 5.14 e Figura 5.16, o método simplificado cálculo, apresentou resultados numéricos dentro de uma faixa de segurança de 5%, quando comparados com o método avançado de cálculo e que, os coeficientes de encurvaduras propostos neste estudo, apresentaram resultados numéricos satisfatórios, pois, tanto para o incêndio normalizado (ver Figura 5.15e Figura 5.17) como para o incêndio natural (ver Figura 5.14 e Figura 5.16) o método simplificado de cálculo apresentou valores próximos aos valores do método avançado de cálculo e na sua maioria a favor da segurança.

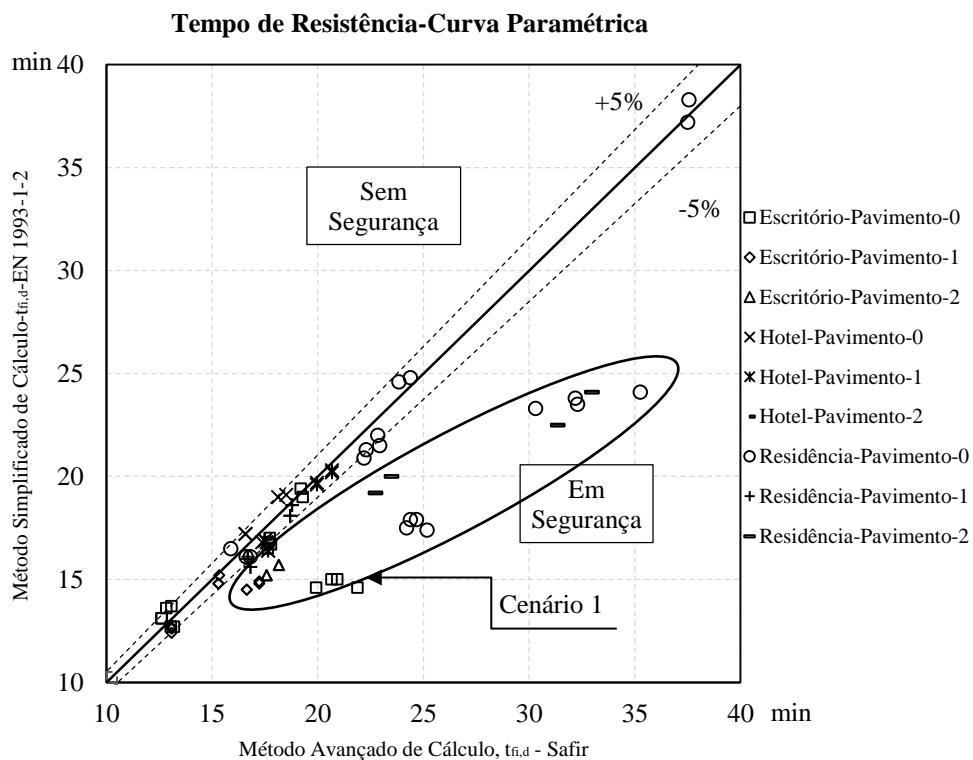


Figura 5.14 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio natural) dos pórticos não contraventados.

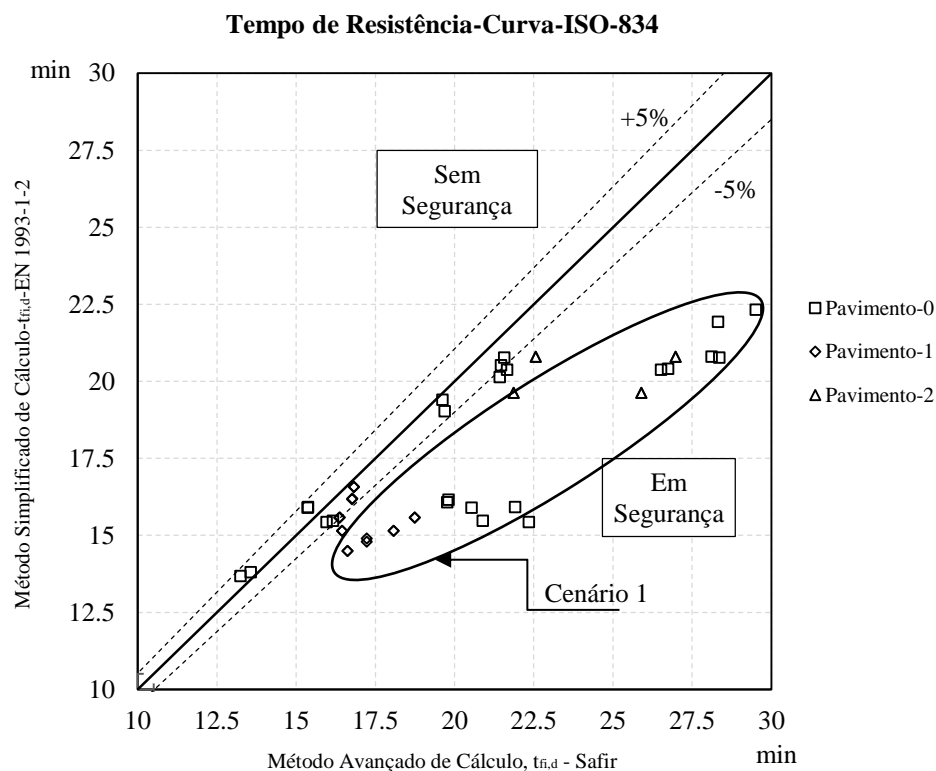


Figura 5.15 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio nominal) dos pórticos não contraventados.

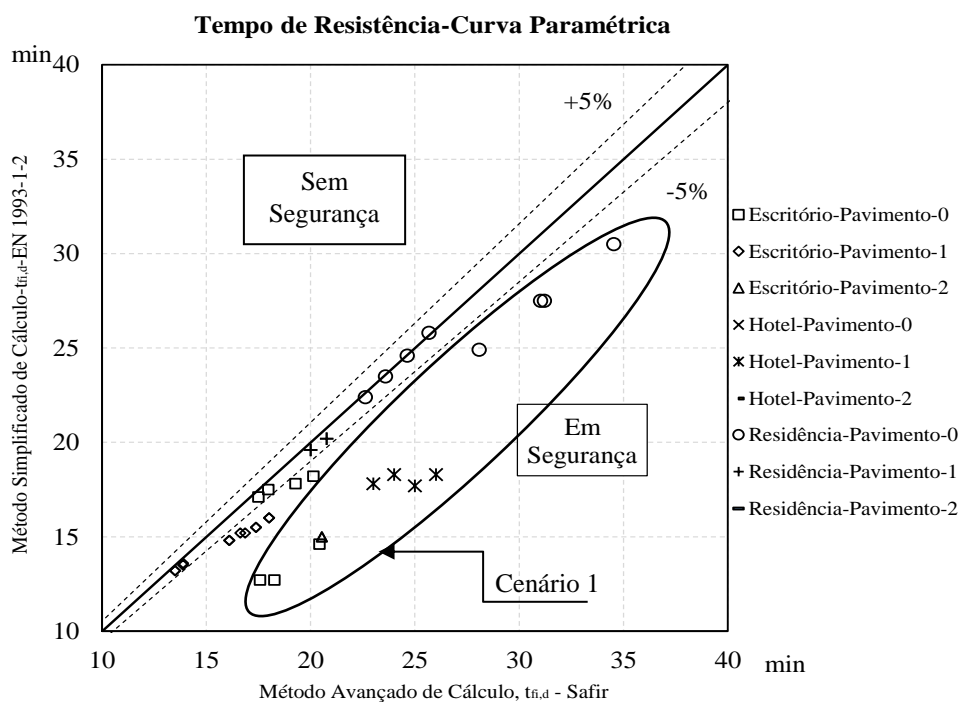


Figura 5.16 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio natural) dos pórticos contraventados.

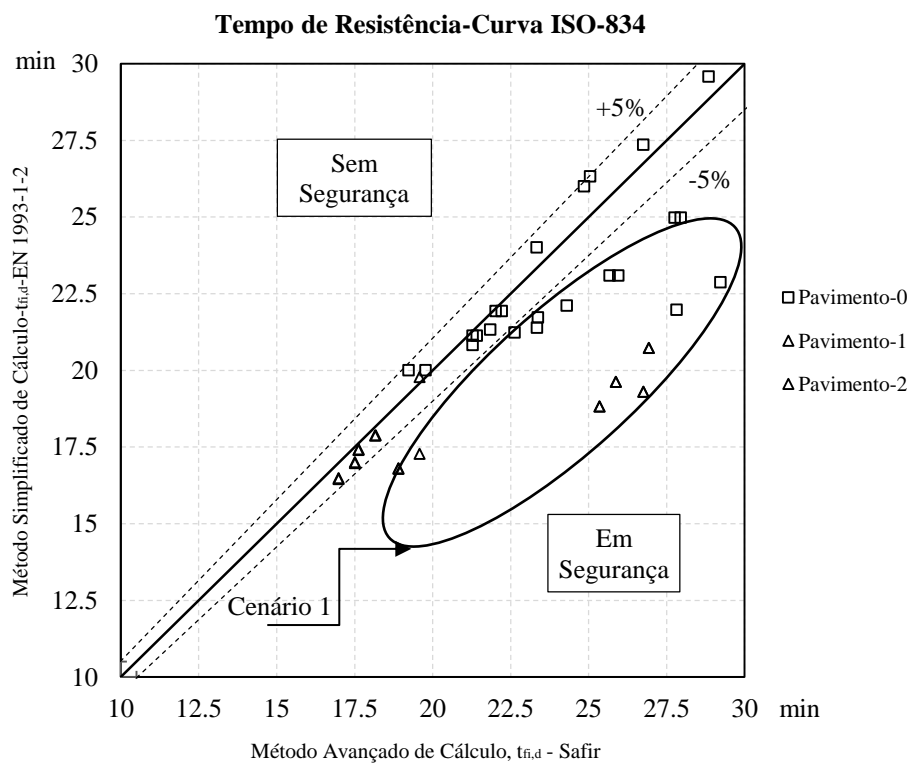


Figura 5.17 - Resultado da verificação da segurança em situação de incêndio (método simplificado vs método avançado de cálculo para um incêndio nominal) dos pórticos Contraventados.

Capítulo 6

CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO QUANTO À SUA MOBILIDADE

6. CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO QUANTO À SUA MOBILIDADE

6.1. Introdução

Numa fase inicial demonstra-se que a metodologia utilizada para classificar as estruturas metálicas à temperatura normal não pode ser alargada para estruturas metálicas em situação de incêndio. Numa fase posterior propõe-se uma metodologia para classificar estas estruturas em situação de incêndio e por fim apresentam-se os resultados numéricos encontrados para os pórticos de múltiplos andares sujeitos ao incêndio nominal.

6.2. Classificação da Estruturas em Situação de Incêndio

Segundo a EN1993-1-1, as estruturas que possuem $\alpha_{cr} \geq 10$ para análise elástica e $\alpha_{cr} \geq 15$ para análise plástica são classificadas como estruturas de nós fixos, ou seja, nestas estruturas não ocorre deslocamento lateral dos nós. Um pórtico de nós fixos é uma estrutura pouco sensível às forças horizontais no plano devido a uma elevada rigidez, sendo possível para estes casos desprezar forças adicionais ou momentos resultantes dos deslocamentos horizontais dos vários andares, e desta forma os efeitos globais P- Δ podem ser desprezados.

Pelo contrário, quando não é possível desprezar estes efeitos, diz-se que a estrutura é de nós móveis, ou seja, ocorre deslocamento lateral dos nós. Entretanto, como visto no ponto 4.2.4.3, com aumento da temperatura há uma diminuição da rigidez do pórtico, aumentando o seu deslocamento lateral, fazendo com que o valor de α_{cr} diminua de forma acentuada com o acréscimo de temperatura.

Conforme se observa na Tabela 6-1, os pórticos não contraventados com apoios encastrados, sujeitos à temperatura normal, para combinação de acidente, são classificados como estruturas de nós fixos, ou seja Sem Deslocamento Lateral dos Nós (SDLN). No entanto, para uma temperatura média de 543.3 °C estes pórticos passam a ser de nós móveis, Com Deslocamento Lateral dos Nós (CDLN). O mesmo acontece com os pórticos contraventados com apoios encastrados e rotulados, ambos à temperatura normal, para combinação de acidente, são classificados como estruturas de nós fixos apesar de que a uma determinada temperatura estes passam a ter deslocamento lateral dos nós.

Também verificou-se que os pórticos não contraventados com apoios encastrados para combinação de acidente possuem um valor de $\alpha_{cr} \geq 10$. Entretanto o modo crítico de

instabilidade destes pórticos é acompanhado com deslocamento lateral do nós, ou seja, usar coeficientes de encurvadura de pórticos com nós fixos no cálculo do tempo de resistência ao fogo destas estruturas encontra-se fora da segurança.

Pondo isto, não é possível classificar as estruturas metálicas em situação de incêndio como estruturas de nós fixos ou de nós móveis tendo em conta este critério, uma vez que, segundo a Tabela 6-1, em situação de incêndio todos os pórticos terão deslocamento lateral dos nós a partir de uma determinada temperatura.

Tabela 6-1 - Variação do α_{cr} com a temperatura.

Pórtico	Pavimento	Não Contraventado						Contraventado					
		Encastrado			Rotulado			Encastrado			Rotulado		
		α_{cr} 20°C	$\alpha_{cr}<10$	t °C	α_{cr} 20°C	$\alpha_{cr}<10$	t °C	α_{cr} 20°C	$\alpha_{cr}<10$	t °C	α_{cr} 20°C	$\alpha_{cr}<10$	t °C
P1-1x2	0	16.87	9.94	514.7	4.22	4.22	20	55.88	9.9	674.6	28.5	9.89	589.5
P1-1x3	0	18.1	9.99	535.2	4.53	4.53	20	53.32	9.9	671.1	27.2	9.93	583.9
P1-2x3	0	15.03	9.68	568.5	5.64	5.64	20	52.05	9.94	702.8	36.94	9.97	628.3
	1		9.91	465.2		5.64	20		9.89	671.1		9.88	671.9
P2-2x3	0	18.56	9.74	545.5	4.78	4.78	20	60	9.68	694.5	32.92	9.8	614.5
	1		9.87	555.3		4.78	20		9.93	685.1		9.93	685.1
P3-2x3	0	17.53	9.84	548.8	4.62	4.62	20	59.6	9.97	699.9	32.26	9.87	627.1
	1		9.86	545.4		4.62	20		9.87	685.1		9.87	685.1
P1-3x3	0	13.78	9.98	429.9	5.12	5.12	20	44.45	9.83	701.4	34.96	9.87	624.5
	1		9.95	429.9		5.12	20		9.67	655.4		9.66	655.4
	2		9.73	629.7		5.12	20		9.94	772.9		9.94	772.3
P2-3x3	0	13.79	9.79	556.4	5.11	5.11	20	46.85	9.92	693.1	34.78	9.78	615.6
	1		9.89	431.7		5.11	20		9.79	664.9		9.79	664.9
	2		9.7	630.7		5.11	20		9.96	769.4		9.96	777.1
P1-4x3	0	15.02	9.7	612.3	5.42	5.42	20	52.21	9.99	754.9	37.8	9.9	694.9
	1		9.96	520.7		5.42	20		9.86	688.1		9.85	688.6
	2		9.99	612.1		5.42	20		9.94	752.3		9.94	752.2
	3		9.9	465.2		5.42	20		9.89	671.1		9.89	671.1
P2-4x3	0	16.78	9.97	536.4	5.22	5.22	20	52.28	9.96	712.7	35.45	9.83	626.6
	1		9.96	540.1		5.22	20		9.67	694.1		9.66	694.1
	2		9.82	616.9		5.22	20		9.9	773.4		9.9	773.4
	3		9.85	548.7		5.22	20		9.78	671.1		9.78	671.1

6.3. Metodologia de cálculo

Realizou-se o dimensionamento à temperatura normal dos pórticos e dos respetivos contraventamentos conforme o estabelecido no ponto 3.4 do presente documento. Após este dimensionamento utilizaram-se duas metodologias de cálculo diferentes na verificação das estruturas metálicas em situação de incêndio. Na primeira calculou-se o tempo de resistência ao fogo com métodos simplificados de cálculo, usando as formulações propostas pela EN1993-1-2. Nesta verificação utilizou-se o programa de cálculo ELEFIR-EN, desenvolvido na Universidade de Aveiro (Vila Real e Franssen, 2011), e de seguida verificou-se a estrutura com métodos avançados de cálculo, com recurso ao método de elementos finitos (M.E.F) utilizando o programa de cálculo SAFIR, desenvolvido pela

Universidade de Liège na Bélgica (Franssen, 2005), e em ambos casos as verificações foram realizadas para o incêndio nominal considerando o caso 6 -(C_{E,3L}-C_{1,4L}-V_{3L}). Para estes casos calculou-se o tempo de resistência ao fogo para dos pórticos sem contraventamento numa fase inicial, depois para os pórticos com os contraventamentos com apoios e por fim para os pórticos com contraventamento em X aquecido (X-HOT) e a frio (X-COLD).

Para verificar se os pórticos contraventados em X (X-HOT e X-COLD) apresentavam o mesmo comportamento equivalente a pórticos de nós fixos, observou-se a deformada do mesmo em situação de incêndio, ou seja, se possuíam ou não deslocamento lateral dos nós, e verificou-se que o tempo de resistência ao fogo deste era aproximadamente igual ao tempo de resistência ao fogo do pórtico contraventado com apoios. De seguida foi-se reduzindo a rigidez axial dos contraventamentos em X-HOT até o momento em que estes passassem a ter deslocamento lateral dos nós, comportando-se como pórticos de nós móveis.

6.4. Resultados

6.4.1. Resultado do Pórtico P1-1x3

Na Tabela 6-2 observa-se o deslocamento lateral do pórtico P1-1x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0 e na Tabela 6-3 o tempo de resistência ao fogo ($t_{fi,d}$) calculado com o programa SAFIR, pelo método avançado de cálculo, e com o programa Elefir-EN, pelo método simplificado de cálculo.

Verifica-se que, apesar de haver um pequeno deslocamento lateral do pórtico contraventado em CVT-X-HOT, em que o contraventamento está aquecido, a deformada foi de um pórtico sem deslocamento lateral dos nós, uma vez que os pilares sofrem encurvadura sem que a estrutura sofra globalmente (ver Tabela 6-2 (e) e (f)). Este comportamento foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo ($t_{fi,d}$). O valor de $t_{fi,d}$ para as combinações 1 e 2 apresentaram uma diferença de 5.24% e 6.13% quando comparados com o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios, conforme a Tabela 6-3. É importante ressaltar que quando se utilizou coeficiente de encurvadura de estruturas contraventadas, ou seja $k=0.7$ no cálculo do $t_{fi,d}$ com o método simplificado, este ficou aproximadamente igual ao $t_{fi,d}$ calculado pelo método avançado de cálculo. Observou-se também que o contraventamento em X reduziu a flexibilidade lateral do pórtico em 85% para primeira combinação e 88% para segunda combinação de incêndio (ver Tabela 6-4).

Entretanto quando se reduziu a área da secção do contraventamento em 50 % o pórtico passou a ter um comportamento com deslocamento lateral, ou seja, houve um movimento global lateral da estrutura (ver Tabela 6-2 (g) e (h)). Apesar da estrutura possuir contraventamento e do parâmetro crítico de carga ser maior do que 10, (ver Tabela 6-4), em situação de incêndio esta comportou-se como uma estrutura de nós moveis. Nesta situação, o valor do $t_{fi,d}$ encontrado para o pórtico contraventado com redução de 50% da rigidez axial do contraventamento em X apresentou diferenças maiores que 21.63% e 28.37% para as combinações de incêndio 1 e 2, quando comparados com $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios, conforme apresentado na Tabela 6-3.

Observou-se ainda que, quando o contraventamento encontra-se protegido contra o incêndio, ou seja, à temperatura normal e o pavimento está sujeito ao fogo, a estrutura também comporta-se como uma estrutura de nós fixos, conforme Figura 6.2 (c) e (d). Este comportamento pode ser comprovado com cálculo do $t_{fi,d}$ (ver Tabela 6-3), onde o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com CVT-X-COLD é quase igual ao $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios.

Por fim verificou-se que em situação de incêndio o pórtico não contraventado possui um valor de α_{cr} igual a 3.4. Ao aplicar um contraventamento segundo X, o valor de α_{cr} passou para 20.1, melhorando desta forma a rigidez da estrutura. No entanto, ao reduzir a rigidez axial do contraventamento em 50%, o valor de α_{cr} passou a ser igual a 16.6 com comportamento de estrutura a apresentar deslocamento lateral dos nós. Concluindo, para o pórtico P1-1x3 possuir o comportamento de estrutura de nós fixos em situação de incêndio, este tem que possuir um sistema de contraventamento e o pórtico deve ter $\alpha_{cr} \geq 20.1$.

Tabela 6-2 - Deslocamento do pórtico P1-1x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.

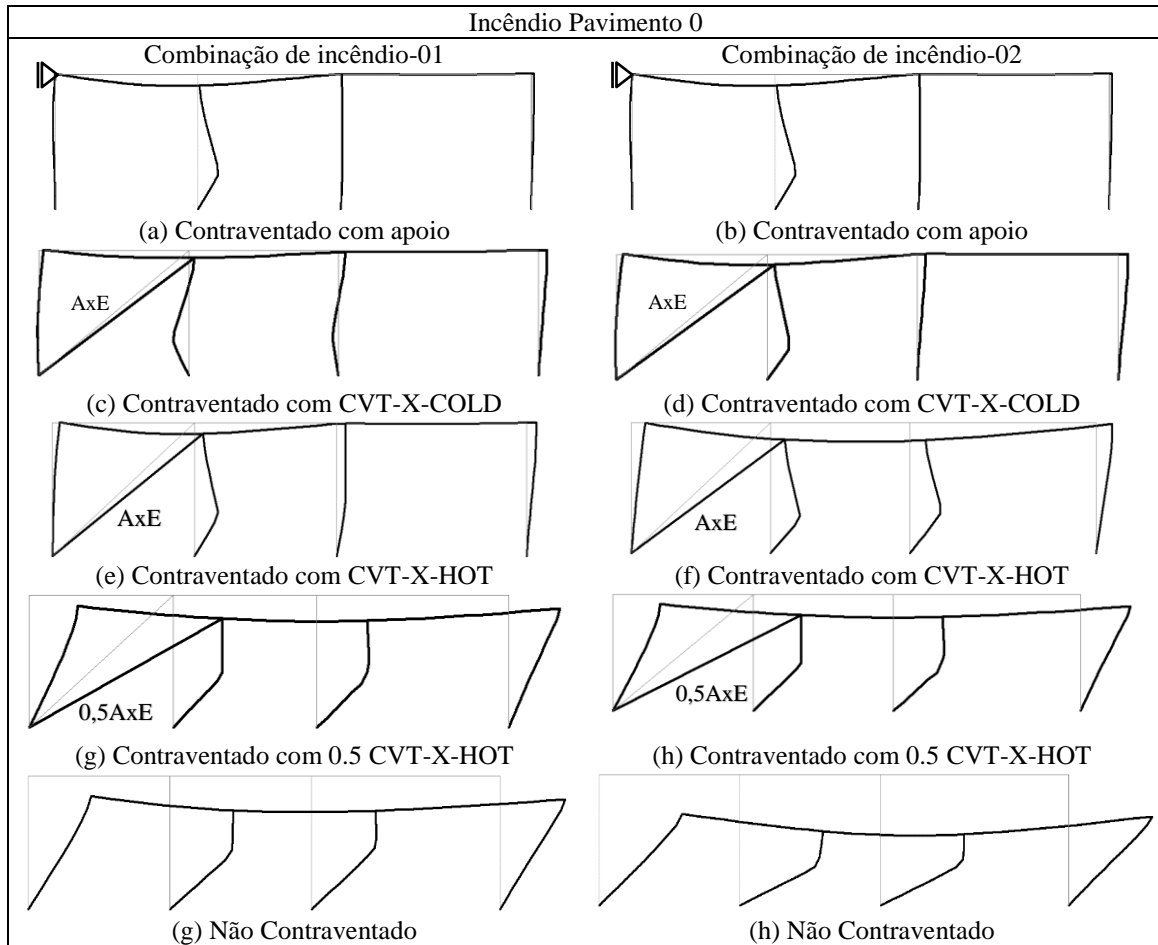


Tabela 6-3 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P1-1x3.

	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	17.94	17.94	0.7	18.13	17.93
CVT- X-COLD	18.60	18.10	1.0	16.33	16.17
CVT- X-HOT	17.00	16.84	1.1	15.72	15.55
0.8 CVT- X-HOT	16.01	14.72	1.2	15.08	14.93
0.7 CVT- X-HOT	15.39	14.13	1.3	14.45	14.3
0.6 CVT- X-HOT	14.71	13.5	1.4	13.93	13.83
0.5 CVT- X-HOT	14.06	12.85	2.0	11.62	11.60
Não-CVT	11.55	10.2			

Onde: i) AE é a rigidez axial do contraventamento, ii) k é o comprimento de encurvadura, iii) CB1 é a combinação de incêndio 01 e CB2 combinação de incêndio 02, iv) Não-CVT é a nomenclatura de não contraventado, CVT-Apoio de contraventado com apoios, CVT-X de contraventado com X, sendo que COLD à temperatura normal e HOT em situação de incêndio.

Tabela 6-4 - Dados referentes a combinação de incêndio.

P1-1X3	CB1-INC					CB2-INC				
	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%
Não-CVT	15.4	21.7	1.4	3.4		34.6	47.3	1.4	3.7	
CVT-Apoio	0.0	0.0	1.0	21.9	100%	0.0	0.0	1.0	23.6	100%
CVT-X-COLD	2.3	2.4	1.0	20.1	85%	4.1	4.2	1.0	21.2	88%
50% CVT-X-COLD	3.6	3.5	1.0	16.6	77%	6.7	7.0	1.0	17.6	81%

Onde: $\Delta 1^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de primeira ordem e $\Delta 2^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de segunda ordem.

Numa segunda análise, para o pórtico sem contraventamento, consideram-se os apoios encastrados e modificaram-se as secções dos perfis metálicos das colunas, de tal forma que o pórtico passasse a ter seu parâmetro crítico de carga (α_{cr}) igual ou superior a de um pórtico contraventado. Desta forma quando se alterou a secção de todas as colunas do pórtico P1-1x3 para o perfil HE240A, o parâmetro crítico de carga do pórtico passou a ser $\alpha_{cr} = 27.91$, ou seja, maior que o valor do α_{cr} do pórtico contraventado, conforme Tabela 6-4. Entretanto, o mesmo pórtico em situação de incêndio apresentou o comportamento de uma estrutura de nós móveis, ou seja, com deslocamento lateral dos nós, conforme Figura 6.1.

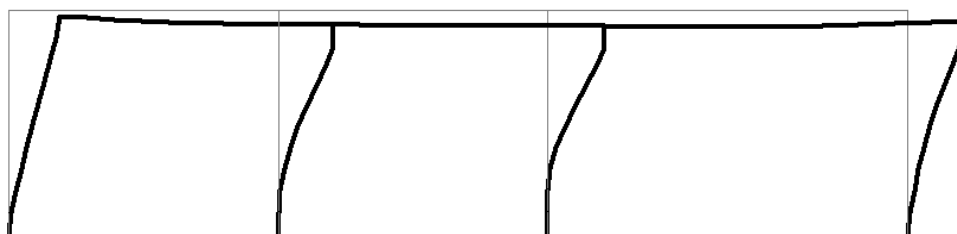


Figura 6.1 - Deslocamento do pórtico P1-1x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0. Esse fenómeno foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo, uma vez que o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi igual a 21.8 min para a combinação 1 e 20.5 min para a combinação 2, e o $t_{fi,d}$ calculado com programa Elefir-EN, utilizando comprimentos de encurvadura de pórticos não contraventados, foi igual a 20.0 min para a combinação 1 e 20.2 min para combinação 2, como se pode observar os valores encontrados entre o método avançado de cálculo e o método simplificado são aproximadamente iguais.

Pode-se ainda concluir que, mesmo que o pórtico tenha um valor de $\alpha_{cr} \geq 21.9$ e não possua contraventamento em situação de incêndio, o mesmo se comportará como uma estrutura de nós móveis.

6.4.2. Resultado do Pórtico P2-2x3

A partir da Tabela 6-5 e da Tabela 6-6 observa-se o deslocamento lateral do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1. No caso da Tabela 6-7 e da Tabela 6-8 é apresentado o tempo de resistência ao fogo ($t_{fi,d}$) calculado com o programa SAFIR, para o método avançado de cálculo, e com o programa Elefir-EN, para o método simplificado de cálculo.

Verificou-se em situação de incêndio que o pórtico P2-2x3, contraventado com CVT-X-HOT, em que o contraventamento está aquecido, apresenta um comportamento com deslocamento lateral dos nós, ou seja, a instabilidade gera um movimento global lateral da estrutura. Este fenômeno é mais evidente para a combinação 2, uma vez que esta possui maior força horizontal (ver Tabela 6-5 e Tabela 6-6-(f)). Apesar da estrutura possuir contraventamento e do parâmetro crítico de carga ser maior do que 10, conforme apresentado na Tabela 6-9, para a situação de incêndio, a mesma comportou-se como uma estrutura de nós móveis. Para a combinação 2 com um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1, o $t_{fi,d}$ apresentou uma diferença de 8.49 % e 9.23% em relação ao $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios. No entanto, aumentando a área do contraventamento em 40%, o pórtico passou a trabalhar como uma estrutura de nós fixos (ver Tabela 6-5 e Tabela 6-6-(h)).

Nesta situação o contraventamento reduziu a flexibilidade lateral do pórtico em 77% para primeira combinação e 85% para segunda combinação de incêndio, conforme Tabela 6-9. Desta forma, valor do $t_{fi,d}$ encontrado para o pórtico contraventado com aumento de 40% da rigidez axial do contraventamento em X-HOT, apresentou diferenças menores que 4% quando comparados com $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios, conforme a Tabela 6-7 e a Tabela 6-8. É importante ressaltar que quando se utilizou o coeficiente de encurvadura de estruturas contraventadas, ou seja $k=0.7$ no cálculo do $t_{fi,d}$ com o método simplificado, este ficou aproximadamente igual ao $t_{fi,d}$ calculado com o método avançado de cálculo.

Observou-se ainda que, quando o contraventamento encontra-se protegido contra o incêndio, ou seja, à temperatura normal e o pavimento está sujeito ao fogo, a estrutura comporta-se como uma estrutura de nós fixos, conforme Tabela 6-5 e Tabela 6-6 (c) e (d). Este comportamento pode ser comprovado com cálculo do $t_{fi,d}$ (ver Tabela 6-7 e Tabela

6-8), onde o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com CVT-X –COLD é praticamente igual ao $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios.

Por fim verificou-se que em situação de incêndio o pórtico não contraventado possui α_{cr} igual a 3.5. Ao contraventar o mesmo com X, o α_{cr} passou para 21.0 melhorando assim a rigidez da estrutura. No entanto, em situação de incêndio o mesmo continuou a apresentar o comportamento de um pórtico com deslocamento lateral dos nós, onde aumentando a rigidez axial do contraventamento em 40% o α_{cr} passou a ser igual a 22.3 apresentando a estrutura um comportamento de estrutura de nós fixos. Concluindo, o pórtico P2-2x3 para possuir um comportamento de estrutura de nós fixos em situação de incêndio, tem que possuir sistema de contraventamento e o pórtico deve ter um valor de $\alpha_{cr} \geq 22.3$.

Tabela 6-5 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.

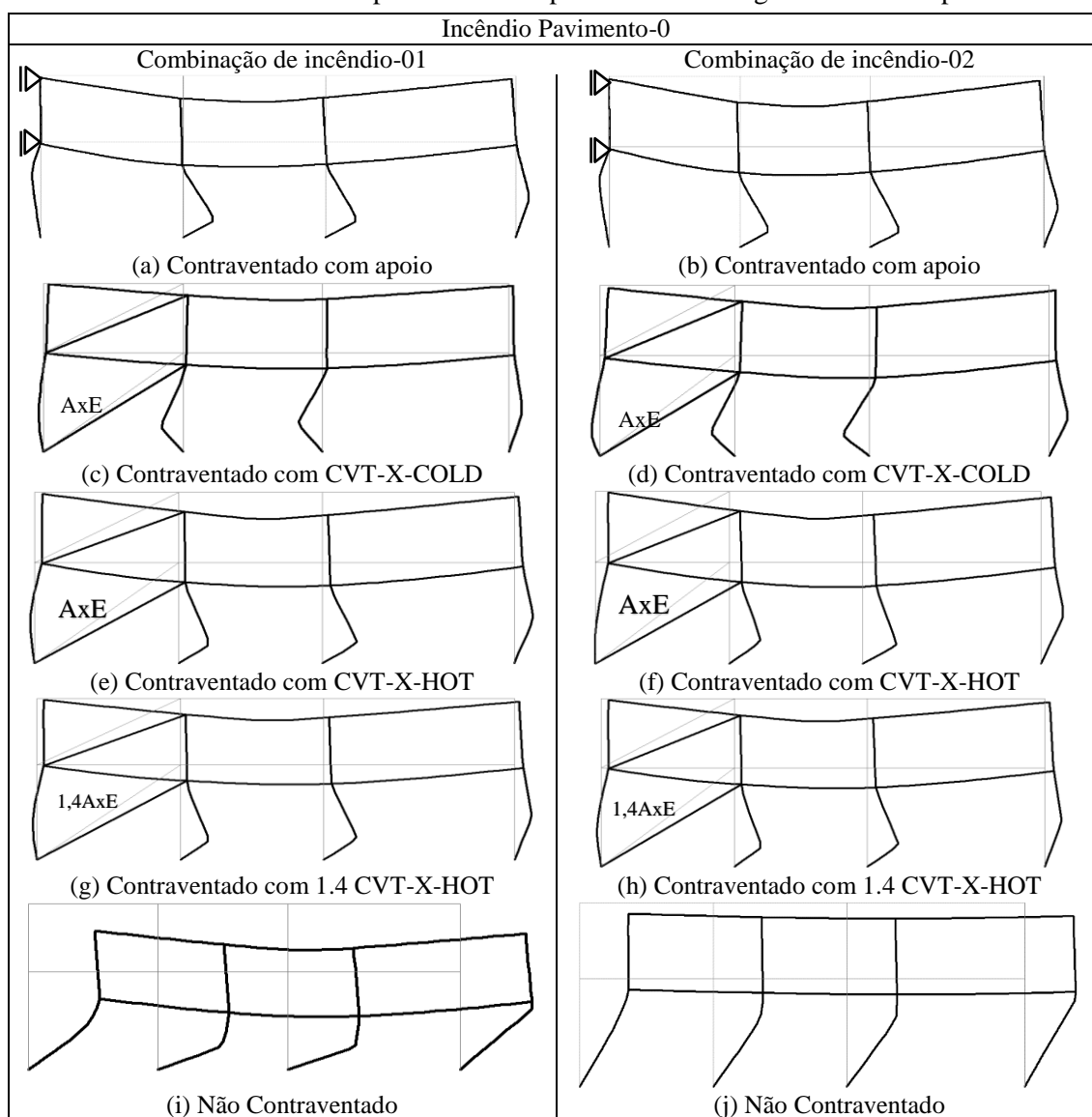


Tabela 6-6 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.

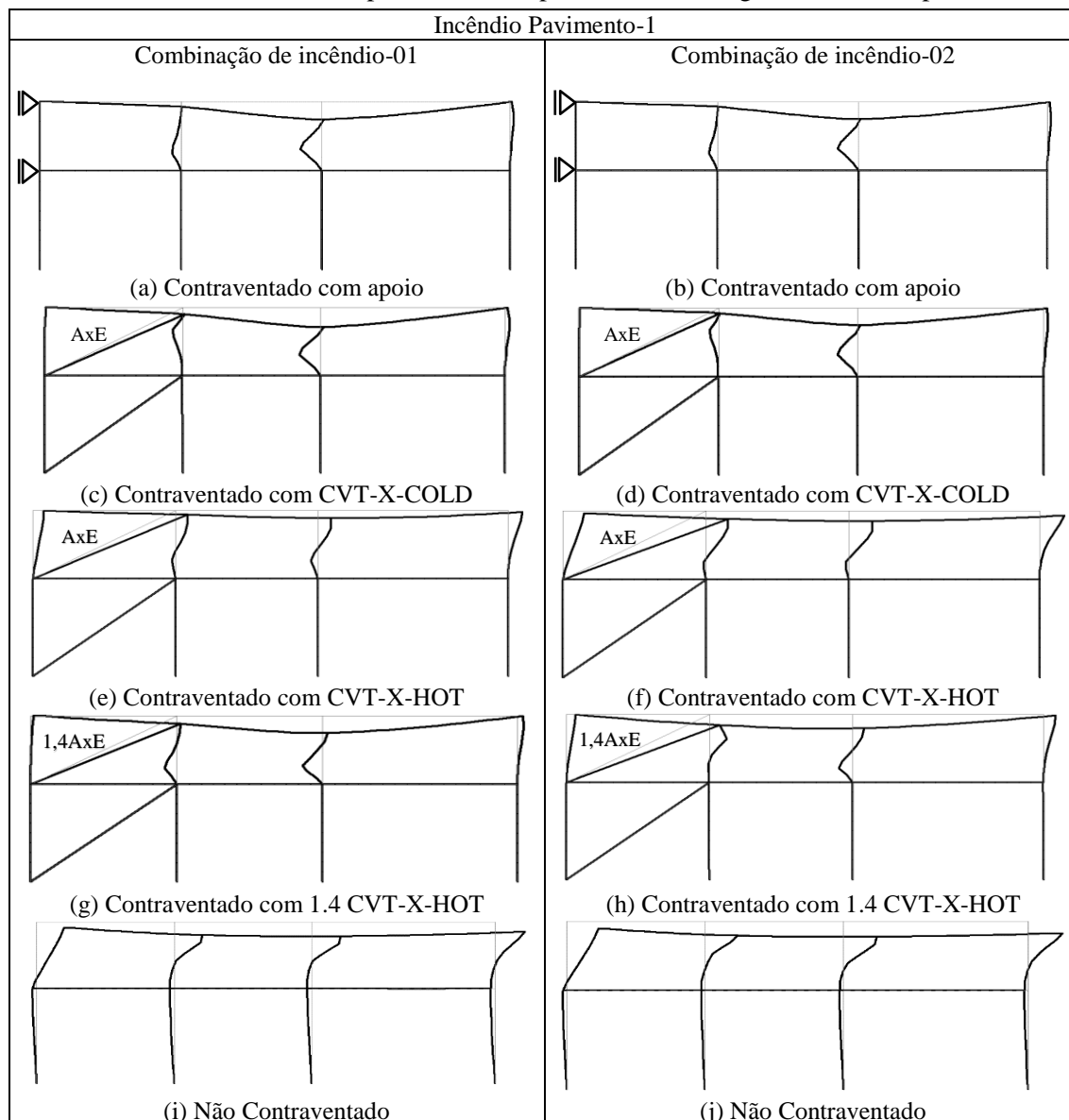


Tabela 6-7 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-2x3 para um incêndio no pavimento 0.

	Safir- $t_{f,d}$ (min)		K	Elefir-EN- $t_{f,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	19.00	19.56	0.7	18.82	19.57
CVT- X-COLD	18.71	19.17	1	17.48	18.30
CVT- X-HOT	18.25	17.90	2	13.27	13.93
1.4 CVT- X-HOT	18.46	18.79			
Não-CVT	12.67	12.58			

Tabela 6-8 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-2x3 para um incêndio no pavimento 1.

	Safir- $t_{f,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{f,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	17,37	17,87	0.5	17.07	18.05
CVT- X-COLD	17.37	17.86	0.7	15.62	16.23
CVT- X-HOT	16.51	16.22	1	15.62	16.23
1.4 CVT- X-HOT	17.25	17.21			
Não-CVT	15.14	15.64			

Onde: i) AE é a rigidez axial do contraventamento, ii) k é o comprimento de encurvadura, iii) CB1 é a combinação de incêndio 01 e CB2 combinação de incêndio 02, iv) Não-CVT é a nomenclatura de não contraventado, CVT-Apoio de contraventado com apoios, CVT-X de contraventado com X, sendo que COLD à temperatura normal e HOT em situação de incêndio.

Tabela 6-9 - Dados referentes a combinação de incêndio.

P2-2X3	CB-01-INC					CB-02-INC				
	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%
Não-CVT	13.7	18.2	1.3	3.5		33.3	43.7	1.3	3.8	
CVT-Apoio	0.0	0.0	1.0	22.8	100%	0.0	0.0	1.0	24.6	100%
CVT-X-	3.9	4.0	1.0	21.0	72%	6.7	6.9	1.0	22.6	80%
1.4xCVT-X	3.2	3.2	1.0	22.3	77%	4.9	5.0	1.0	24.0	85%

Onde: $\Delta 1^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de primeira ordem e $\Delta 2^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de segunda ordem.

Numa segunda análise, para o pórtico sem contraventamento, consideraram-se os apoios encastrados e modificaram-se as secções dos perfis metálicos das colunas, de tal forma que o pórtico passasse a ter seu parâmetro crítico de carga (α_{cr}) igual ou superior a de um pórtico contraventado. Desta forma quando se alterou a secção das colunas do pavimento inferior para o perfil HE280A e das colunas do pavimento superior HE240A, o parâmetro crítico de carga do pórtico P1-2x3 passou a ser $\alpha_{cr} = 23.4$, ou seja, maior que o valor do α_{cr} do pórtico contraventado, conforme Tabela 6-9. Entretanto, o mesmo pórtico em situação de incêndio apresentou o comportamento de uma estrutura de nós móveis, ou seja, com deslocamento lateral dos nós, para um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1, conforme Figura 6.2.

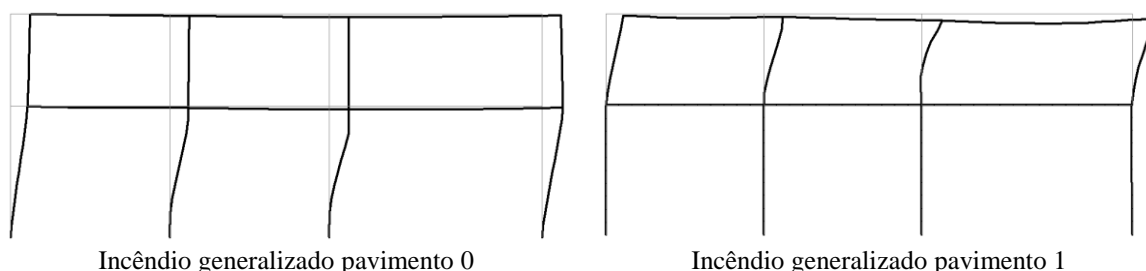


Figura 6.2 - Deslocamento do pórtico P2-2x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0 e 1.

Esse fenômeno foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo, uma vez que o $t_{fi,d}$ para um incêndio generalizado no pavimento 0 calculado com o programa SAFIR foi igual a 20.0 min para a combinação 1 e 19.5 min para a combinação 2, e o $t_{fi,d}$ calculado com programa Elefir-EN, utilizando comprimentos de encurvadura de pórticos não

contraventados, foi igual a 19.1 min para a combinação 1 e 19.8 min para combinação 2, de forma semelhante, para um incêndio generalizado no pavimento 1 o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi 26.9 min e 26.6 min e com o programa Elefir-EN 26.5 min e 26.8 min, respetivamente para combinações 1 e 2, como se pode observar os valores encontrados entre o método avançado de cálculo e o método simplificado que são aproximadamente iguais.

Pode-se ainda concluir que, mesmo que o pórtico tenha um valor de $\alpha_{cr} \geq 22.8$ e não possua contraventamento em situação de incêndio, o mesmo se comportará como uma estrutura de nós móveis.

6.4.3. Resultado do Pórtico P2-3x3

Da Tabela 6-10 à Tabela 6-12 observa-se o deslocamento lateral do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2, e da Tabela 6-13 à Tabela 6-15 observa-se o tempo de resistência ao fogo calculado através do programa SAFIR e do programa Elefir-EN.

É possível verificar que, para um incêndio generalizado localizado nos pavimentos 0 e 1, apesar de haver um pequeno deslocamento lateral do pórtico contraventado com X-HOT, em que o contraventamento está aquecido, a deformada foi característica de um pórtico sem deslocamento lateral dos nós (ver Tabela 6-10 e Tabela 6-11-(e) e (f)), uma vez que os pilares sofrem encurvadura sem que a estrutura sofra globalmente. Este comportamento é confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo. O $t_{fi,d}$ para um incêndio generalizado no pavimento 0 para as combinações 1 e 2 apresentou uma diferença de 3.72 % e 5.37%, e para um incêndio no pavimento 1 apresentou uma diferença de 4.14 % e 5.38%, quando comparados com o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios (Tabela 6-13 e Tabela 6-14). No entanto quando o incêndio se localiza no pavimento 2, o pórtico apresenta um comportamento com deslocamento lateral dos nós (ver Tabela 6-12-(e) e (f)). Ou seja, a instabilidade gera um movimento global lateral deste pavimento, sendo que este só passou a ter comportamento de nós fixos quando se aumentou a área do CTV2 em 30% (ver Tabela 6-12 -(g) e (h)). Assim, o valor do $t_{fi,d}$ encontrado para o pórtico contraventado com aumento de 30% da rigidez axial do contraventamento em X-HOT do pavimento 2 apresentou diferenças menores que 2% quando comparados com $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios, conforme apresentado na Tabela 6-15.

Quando se aumenta a área do CVT2 em 30%, o contraventamento reduz a flexibilidade lateral do pórtico em 70% para primeira combinação e 77% para segunda combinação de incêndio (Tabela 6-16).

Observou-se ainda que, quando o contraventamento encontra-se protegido contra o incêndio, ou seja, à temperatura normal e o pavimento está sujeito ao fogo, a estrutura comporta-se como uma estrutura de nós fixos, para todos os pavimentos, conforme Tabela 6-10 à Tabela 6-12 (c) e (d). Este comportamento pode ser comprovado com cálculo do $t_{fi,d}$ (ver Tabela 6-13 à Tabela 6-15), onde o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com X –COLD é praticamente igual ao $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios.

Por fim verificou-se que em situação de incêndio o pórtico não contraventado possui um valor de α_{cr} igual a 4.1, ao contraventar o mesmo em X o valor de α_{cr} passou para 23.5, melhorando assim a rigidez da estrutura. No entanto, para um incêndio generalizado no pavimento 2 o mesmo continuou a possuir um comportamento de pórtico com deslocamento lateral dos nós. Ao aumentar a rigidez axial deste contraventamento em 30% este pavimento passou a ter comportamento de estrutura de nós fixos. Concluindo, o pórtico P2-3x3 para possuir um comportamento de estrutura de nós fixos em situação de incêndio tem que possuir sistema de contraventamento e o pórtico deve ter um valor de $\alpha_{cr} \geq 23.5$.

Tabela 6-10 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.

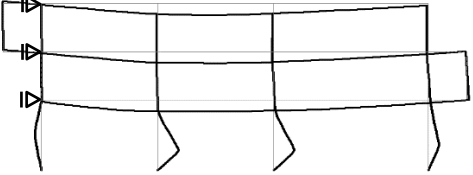
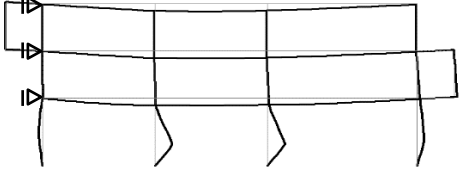
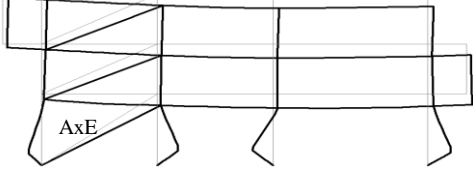
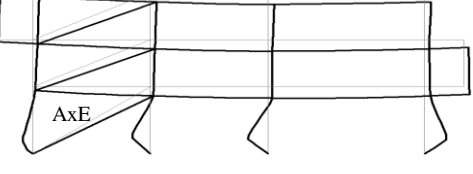
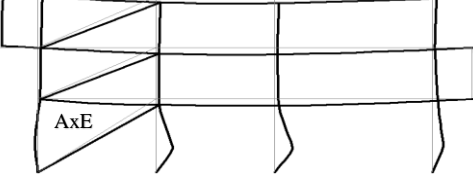
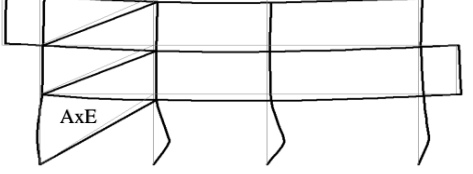
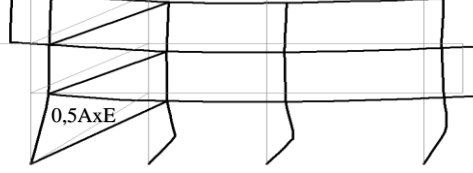
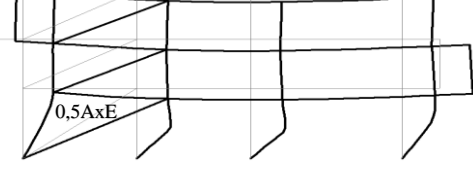
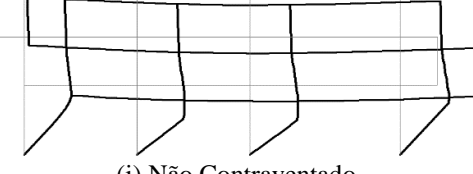
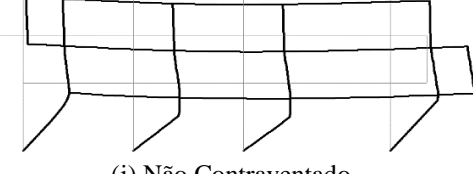
Incêndio Pavimento-0	
Combinação de incêndio-01	Combinação de incêndio-02
 <p>(a) Contraventado com apoio</p>	 <p>(b) Contraventado com apoio</p>
 <p>(c) Contraventado com CVT-X-COLD</p>	 <p>(d) Contraventado com CVT-X-COLD</p>
 <p>(e) Contraventado com CVT-X-HOT</p>	 <p>(f) Contraventado com CVT-X-HOT</p>
 <p>(g) Contraventado com 0.5CVT-X-HOT</p>	 <p>(h) Contraventado com 0.5CVT-X-HOT</p>
 <p>(i) Não Contraventado</p>	 <p>(j) Não Contraventado</p>

Tabela 6-11 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.

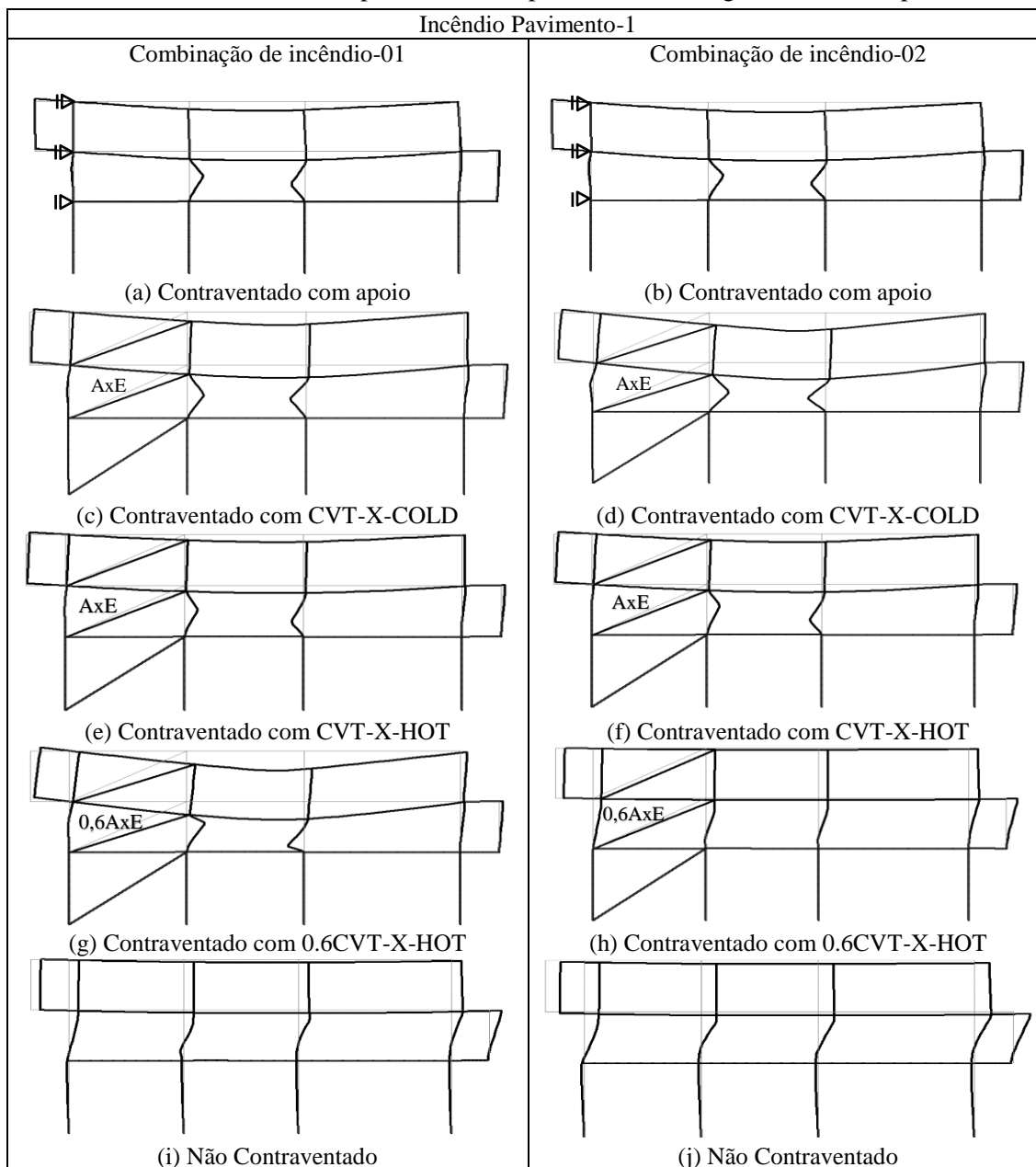


Tabela 6-12 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado no pavimento 2.

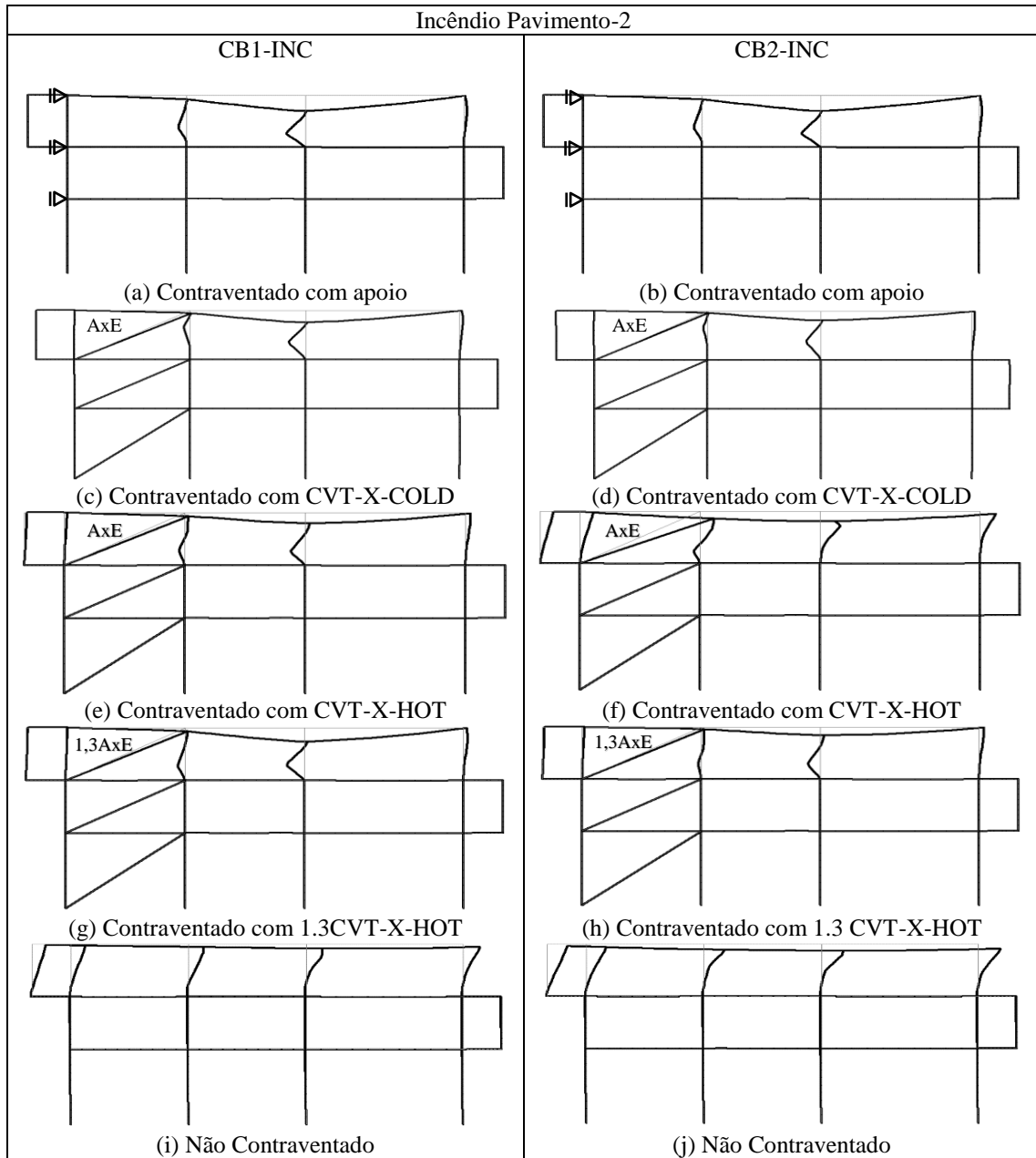


Tabela 6-13 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 0.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	19.87	20.45	0.7	20.32	21.00
CVT- X-COLD	19.87	20.3	1.0	18.53	19.37
CVT- X-HOT	19.13	19.35	1.5	16.50	17.27
0.9 CVT- X-HOT	19.08	19.09	2.0	14.72	15.43
0.8 CVT- X-HOT	18.94	18.53			
0.7 CVT- X-HOT	18.53	17.17			
0.6 CVT- X-HOT	17.74	16.80			
0.5 CVT- X-HOT	16.79	15.82			
Não-CVT	13.85	14.27			

Tabela 6-14 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 1.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	16.90	17.44	0.5	16.38	16.12
CVT- X-COLD	16.37	17.10	0.7	15.87	16.02
CVT- X-HOT	16.20	16.50	1.0	14.87	15.05
0.9 CVT- X-HOT	16.18	16.40			
0.8 CVT- X-HOT	16.15	16.15			
0.7 CVT- X-HOT	16.00	15.79			
0.6 CVT- X-HOT	15.86	15.42			
Não-CVT	14.89	15.18			

Tabela 6-15 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-3x3 para um incêndio no pavimento 2.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
Cvt- Apoio	17.35	17.86	0.5	17.18	18.05
CVT- X-COLD	17.36	17.84	0.7	16.75	17.40
CVT- X-HOT	17.10	16.71	1.0	15.63	16.23
1.1 CVT- X-HOT	17.23	17.05			
1.2 CVT- X-HOT	17.27	17.40			
1.3 CVT- X-HOT	17.28	17.61			
Não-CVT	15.33	15.68			

Onde: i) AE é a rigidez axial do contraventamento, ii) k é o comprimento de encurvadura, iii) CB1 é a combinação de incêndio 01 e CB2 combinação de incêndio 02, iv) Não-CVT é a nomenclatura de não contraventado, CVT-Apoio de contraventado com apoios, CVT-X de contraventado com X, sendo que COLD à temperatura normal e HOT em situação de incêndio.

Tabela 6-16 - Dados referentes a combinação de incêndio.

P2-3X3	CB-01-INC					CB-02-INC				
	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%
Não-CVT	18.4	21.1	1.1	4.1		41.6	50.7	1.2	4.4	
CVT-Apoio	0.0	0.0	1.0	24.9	100%	0.0	0.0	1.0	26.9	100%
CVT-X	5.7	5.9	1.0	23.5	69%	10.1	10.4	1.0	25.1	76%
1.4xCVT2-X	5.5	5.6	1.0	23.5	70%	9.5	9.9	1.0	25.2	77%

Onde: $\Delta 1^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de primeira ordem e $\Delta 2^\circ$ é o deslocamento lateral no topo do pórtico para os esforços de segunda ordem.

Da mesma forma como nos pórticos anteriores, fez-se uma segunda análise para o pórtico sem contraventamento, consideraram-se os apoios encastrados e modificaram-se as secções dos perfis metálicos das colunas, de tal forma que o pórtico passasse a ter seu parâmetro crítico de carga (α_{cr}) igual ou superior a de um pórtico contraventado. Desta forma quando se alterou a secção das colunas do pavimento inferior para o perfil HE320B e das colunas dos pavimentos intermediário e superior para HE300A, o parâmetro crítico de carga do pórtico P2-3x3 passou a ser $\alpha_{cr} = 27.73$, ou seja, maior que o valor do α_{cr} do pórtico contraventado, conforme Tabela 6-16. Entretanto, o mesmo pórtico em situação de incêndio apresentou o comportamento de uma estrutura de nós móveis, ou seja, com deslocamento lateral dos nós, para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2, conforme Figura 6.3.

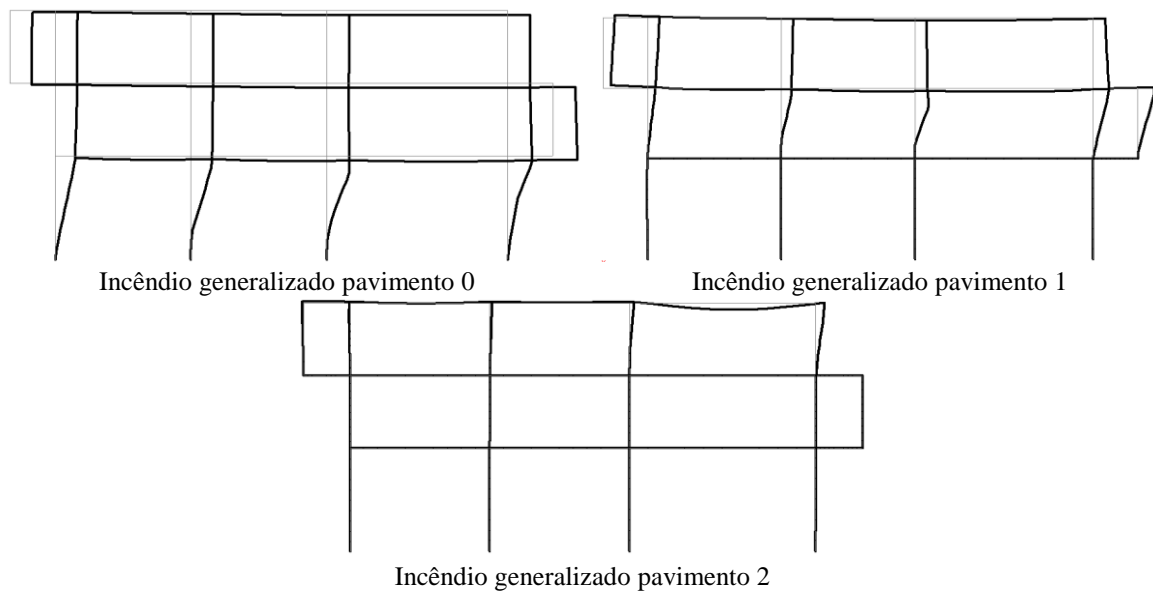


Figura 6.3 - Deslocamento do pórtico P2-3x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1 e 2.

Esse comportamento foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo, uma vez que o $t_{fi,d}$ para um incêndio generalizado no pavimento 0 calculado com o programa SAFIR foi igual a 25.9 min para a combinação 1 e 25.18 min para a combinação 2, e o $t_{fi,d}$ calculado com programa Elefir-EN, utilizando comprimentos de encurvadura de pórticos não contraventados, foi igual a 25.2 min para a combinação 1 e 25.7 min para combinação 2, de forma semelhante, para um incêndio generalizado no pavimento 1 o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi 24.6 min e 23.71 min e com o programa Elefir-EN 25.2 min e 24.7 min, respectivamente para combinações 1 e 2, da mesma foram para um incêndio

generalizado no pavimento 2, o $t_{fi,d}$ calculado com o programa SAFIR foi 28.6 min e 31.7 min e com o programa Elefir-EN 27.0 min e 29.8 min, respectivamente para combinações 1 e 2, como se pode observar os valores encontrados entre o método avançado de cálculo e o método simplificado que são aproximadamente iguais.

Pode-se ainda concluir que, mesmo que o pórtico tenha um valor de $\alpha_{cr} \geq 24.9$ e não possua contraventamento em situação de incêndio, o mesmo se comportará como uma estrutura de nós móveis.

6.4.4. Resultado do Pórtico P2-4x3

Observa-se na Tabela 6-17 à Tabela 6-20 o deslocamento lateral do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado nos pavimentos 0, 1, 2 e 3, e na Tabela 6-21 à Tabela 6-24 o tempo de resistência ao fogo calculado com o programa SAFIR e com programa Elefir-EN.

Apesar de haver um pequeno deslocamento lateral do pórtico contraventado com X-HOT, em que o contraventamento está aquecido, a deformada foi de um pórtico sem deslocamento lateral dos nós (ver Tabela 6-17 à Tabela 6-20 (e) e (f)), uma vez que os pilares sofrem encurvadura sem que a estrutura sofra globalmente. Este comportamento foi confirmado com o cálculo do tempo de resistência ao fogo conforme apresentado na Tabela 6-21 à Tabela 6-24. Entretanto, quando se reduziu a área da secção do contraventamento dos pavimentos 0, 1 e 3 em 50 % e do CVT do pavimento 2 em 40%, o pórtico passa a ter um comportamento com deslocamento lateral. Neste caso Existe um movimento global lateral da estrutura, apesar da estrutura possuir contraventamento e do parâmetro crítico de carga ser maior do que 10. Em situação de incêndio a estrutura comportou-se como uma estrutura de nós móveis.

Verificou-se que o contraventamento reduziu a flexibilidade lateral do pórtico em 71% para a primeira combinação e 80% para a segunda combinação de incêndio. Por fim verificou-se que em situação de incêndio o pórtico não contraventado possui um valor de α_{cr} igual a 4.2. Ao contraventar o mesmo com X o α_{cr} passou para 23.2, melhorando assim a rigidez da estrutura. Entretanto ao reduzir a rigidez axial do contraventamento em 50% o α_{cr} passou a ser igual a 19.9 apresentando um comportamento de estrutura com deslocamento lateral dos nós. Concluindo, o pórtico P2-4x3 para ter comportamento de estrutura de nós fixos em situação de incêndio tem que possuir sistema de contraventamento e o pórtico deve ter um valor de $\alpha_{cr} \geq 23.2$.

Observou-se ainda que, quando o contraventamento encontra-se protegido contra o incêndio, ou seja, à temperatura normal e o pavimento está sujeito ao fogo, a estrutura comporta-se como uma estrutura de nós fixos, para todos os pavimentos, conforme Tabela 6-17 à Tabela 6-20 (c) e (d). Este comportamento pode ser comprovado com cálculo do $t_{fi,d}$ (ver Tabela 6-21 à Tabela 6-24), onde o $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com X –COLD é praticamente igual ao $t_{fi,d}$ do pórtico contraventado com apoios.

Tabela 6-17 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 0.

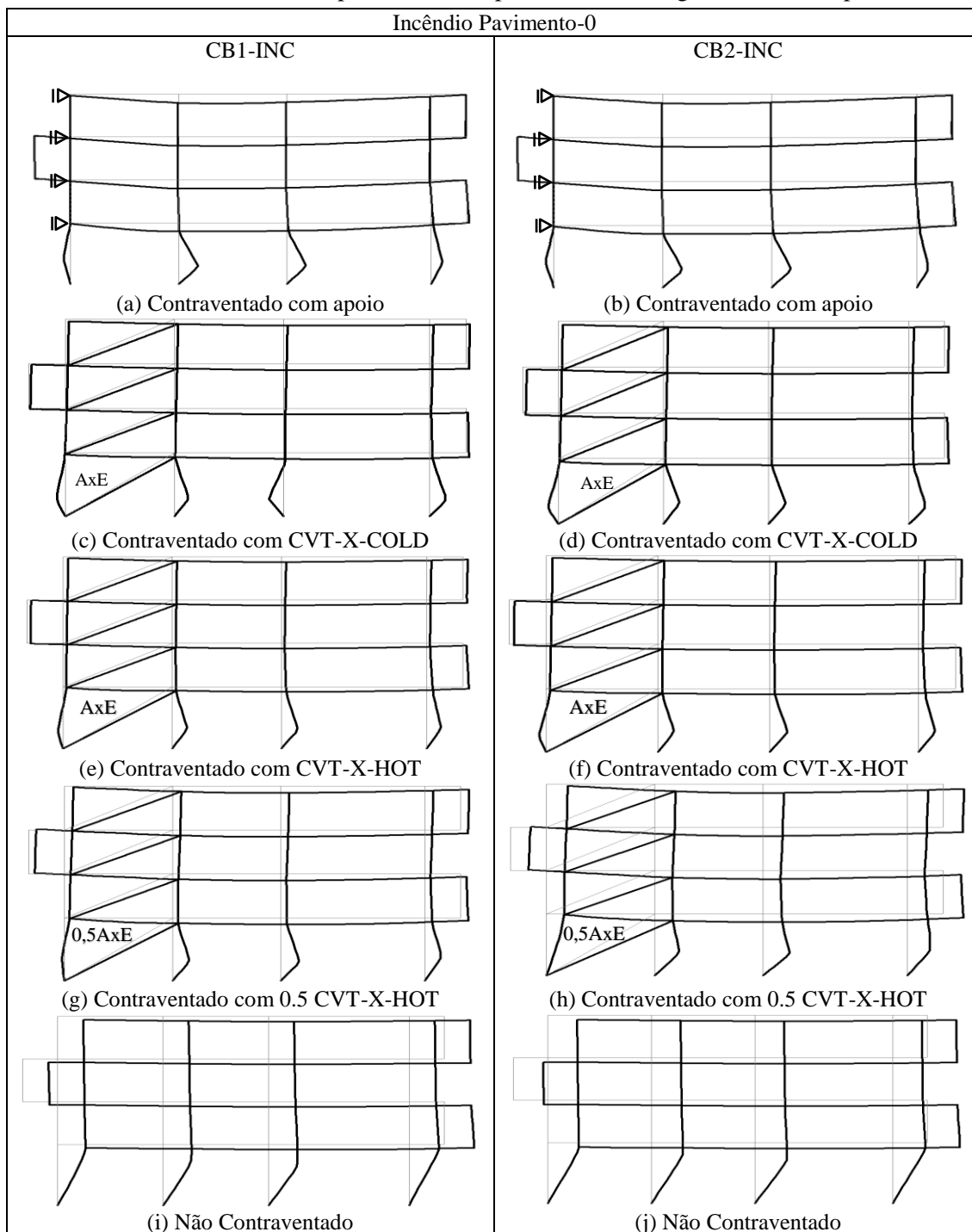


Tabela 6-18 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 1.

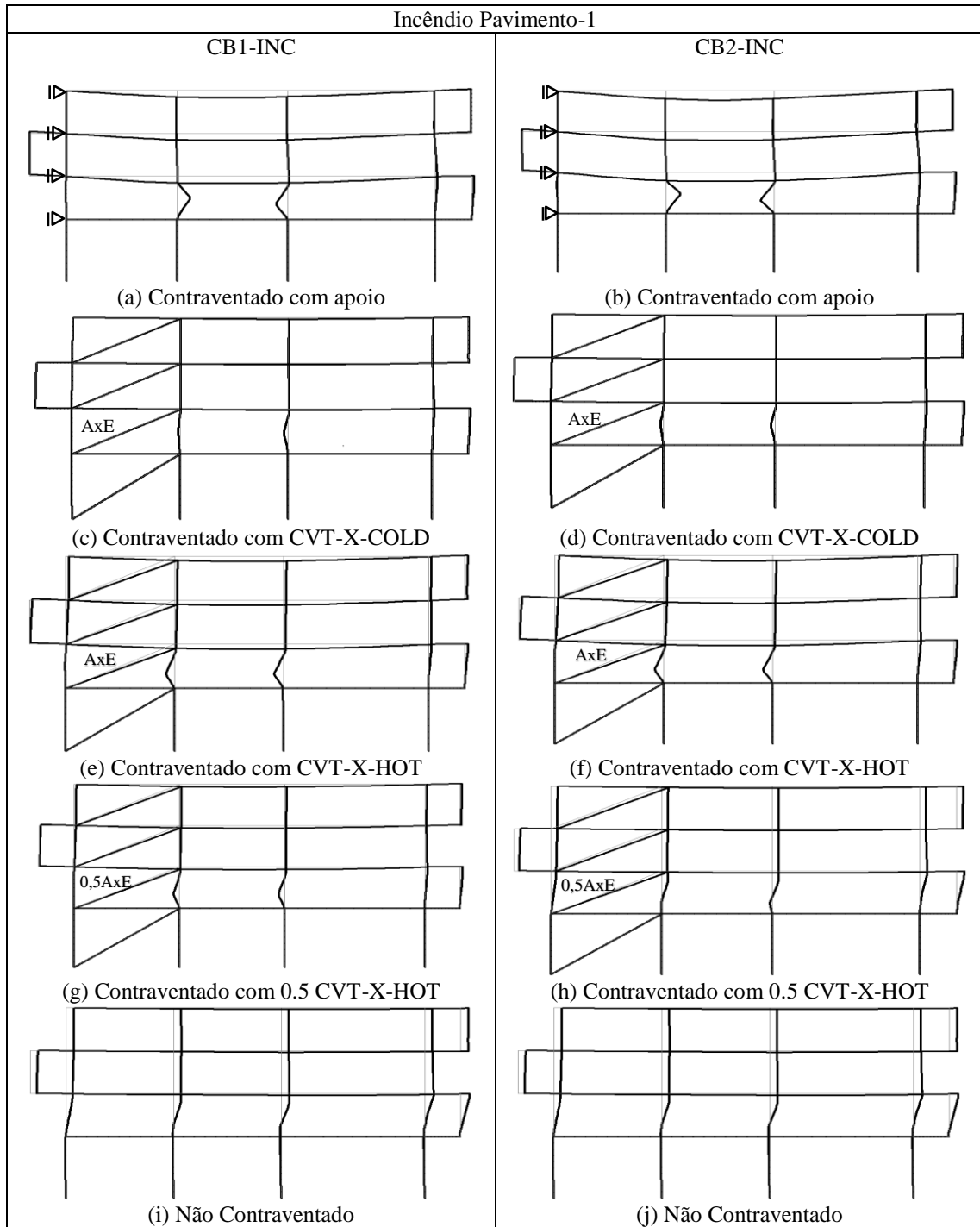


Tabela 6-19 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 2.

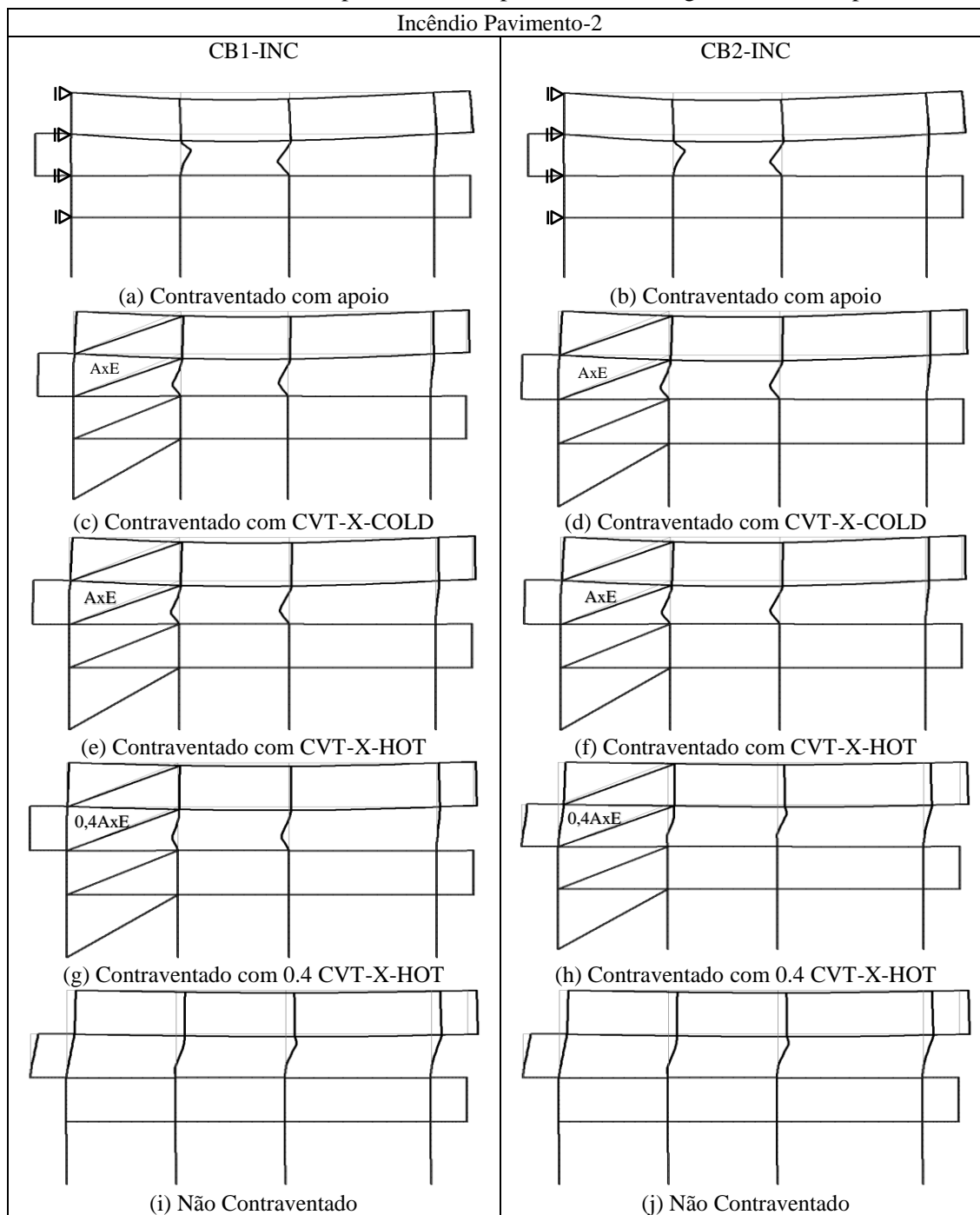


Tabela 6-20 - Deslocamento do pórtico P2-4x3 para um incêndio generalizado no pavimento 3.

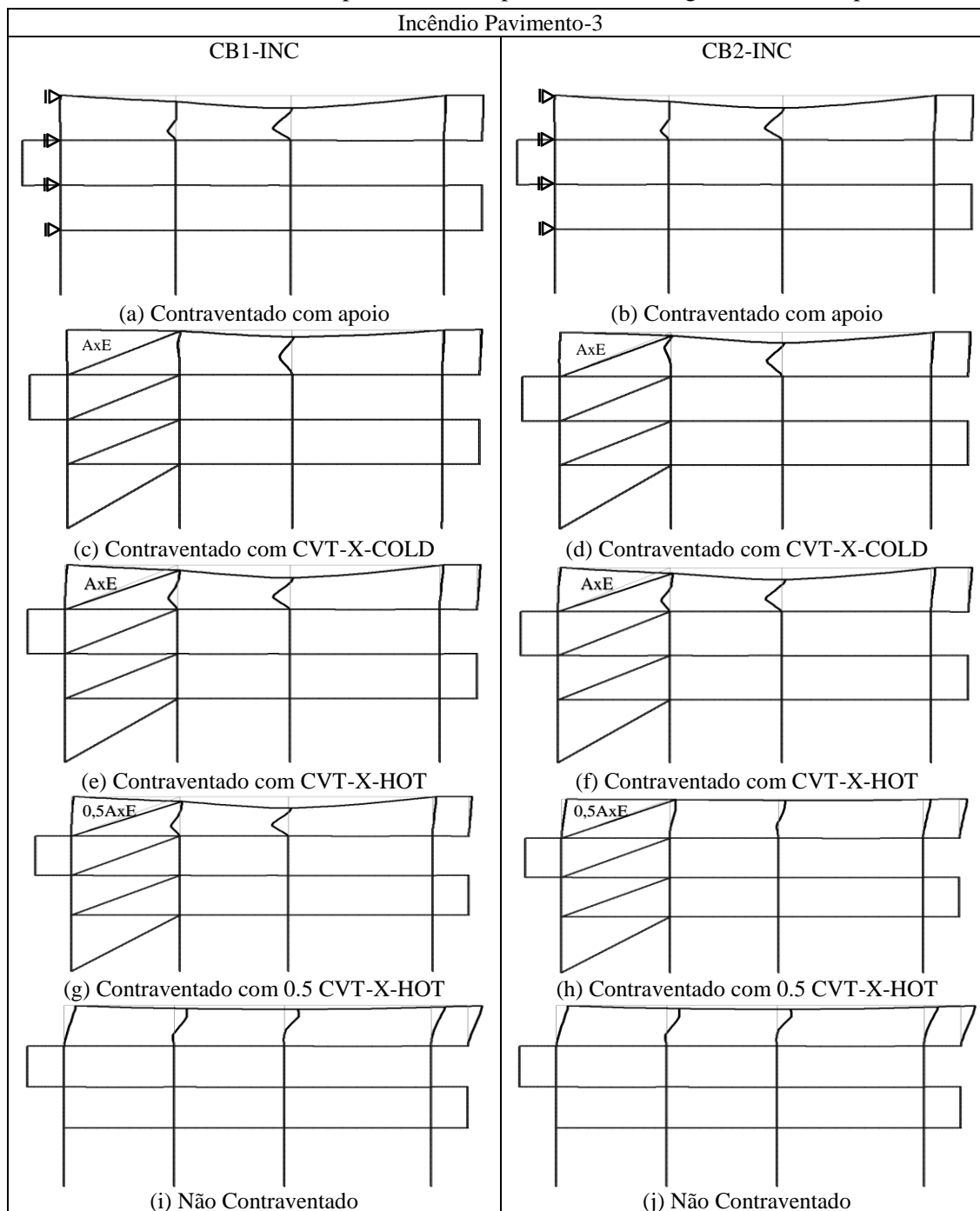


Tabela 6-21 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 0.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	19.77	20.22	0.7	17.92	18.68
CVT- X-COLD	19.81	20.00	1	16.82	17.52
CVT- X-HOT	19.11	19.24	2	13.12	12.83
0.9 CVT- X-HOT	19.06	19.19			
0.8 CVT- X-HOT	19.02	19.10			
0.7 CVT- X-HOT	18.96	18.83			
0.6 CVT- X-HOT	18.78	18.09			
0.5 CVT- X-HOT	18.21	17.10			
Não-CVT	12.58	12.64			

Tabela 6-22 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 1.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	17.29	17.66	0.5	16.57	17.25
CVT- X-COLD	17.10	17.50	1.0	15.33	15.95
CVT- X-HOT	16.70	16.91			
0.9 CVT- X-HOT	16.67	16.89			
0.7 CVT- X-HOT	16.65	16.83			
0.6 CVT- X-HOT	16.64	16.76			
0.5 CVT- X-HOT	16.66	16.32			
Não-CVT	16.63	15.24			

Tabela 6-23 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 2.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	19.91	20.20	0.5	19.17	19.93
CVT- X-COLD	20.00	20.25	1.0	18.02	18.68
CVT- X-HOT	19.41	19.45			
0.5 CVT- X-HOT	19.40	19.42			
0.4 CVT- X-HOT	19.40	19.00			
Não-CVT	19.42	18.74			

Tabela 6-24 - Tempo de resistência ao fogo do pórtico P2-4x3 para um incêndio no pavimento 3.

AE	Safir- $t_{fi,d}$ (min)		k	Elefir-EN- $t_{fi,d}$ (min)	
	CB1	CB2		CB1	CB2
CVT- Apoio	17.63	17.63	0.7	17.15	17.80
CVT- X-COLD	17.63	17.61	1.0	16.00	16.58
CVT- X-HOT	17.58	17.53			
0.6 CVT- X-HOT	17.56	16.87			
0.5 CVT- X-HOT	17.56	17.06			
Não-CVT	17.55	16.42			

Tabela 6-25 - Dados referentes a combinação de incêndio do pórtico P2-4x3.

P2-4X3	CB-01-INC					CB-02-INC				
	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%	$\Delta 1^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ$ (mm)	$\Delta 2^\circ / \Delta 1^\circ$	α_{cr}	%
Não-CVT	17.8	21.2	1.2	4.2		50.7	60.3	1.2	4.5	
CVT-Apoio	0.1	0.1	1.0	23.6	99%	0.1	0.1	1.0	25.4	100%
CVT-X	5.1	5.3	1.0	23.2	71%	9.9	10.2	1.0	24.9	80%
0,5CVT-X	7.8	8.1	1.0	19.9	56%	16.3	16.8	1.0	21.2	68%

Para o pórtico P2-4x3, não se realizou a segunda análise, ou seja, melhorar a rigidez do pórtico não contraventado de tal forma que o $\alpha_{cr} \geq 23.6$ e fazer a análise em situação de incêndio, uma vez que os resultados numéricos obtido para os pórticos anteriores podem ser estendidos para este.

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. Conclusões

Durante um incêndio, o aço em pórticos metálicos perde resistência e rigidez, competindo ao projetista avaliar de forma adequada o comportamento dos seus elementos em situação de incêndio procurando ser o mais realista possível. No caso particular dos elementos sujeitos à compressão, a sua segurança depende da interação entre os fenômenos de plasticidade e instabilidade. Desta forma, o presente estudo possibilitou compreender melhor o comportamento estrutural em situação de incêndio destas estruturas.

Resumem-se neste capítulo as principais conclusões deste estudo relativamente à estabilidade de pórticos metálicos em situação de incêndio com base nas normas EN 1993-1-2 e ABNT NBR 14323/2013.

Através de uma análise linear de estabilidade que considera o efeito da temperatura na redução da rigidez do aço carbono, verificou-se que a carga crítica de um pórtico metálico em situação de incêndio diminui em função do aumento da temperatura, sendo este fenômeno mais acentuado nos casos em que as colunas externas e internas e as vigas estão aquecidas. No entanto, nos restantes casos em que apenas parte da estrutura está aquecida, a diminuição da carga crítica é menos acentuada.

A coluna crítica do pórtico à temperatura normal nem sempre precipita a instabilidade do pórtico metálico durante um incêndio e o comportamento do parâmetro carga crítica do pórtico depende se esta coluna está em situação de incêndio ou não. De forma geral observou-se que, quando a coluna crítica em situação de incêndio é a mesma à temperatura normal, o parâmetro crítico de carga é alterado logo no início do incêndio. Por outro lado, observou-se que, quando o incêndio se encontra num pavimento onde a barra crítica do mesmo não é a barra crítica do pórtico à temperatura normal, a carga crítica mantém-se mais ou menos constante até uma determinada temperatura. Este fenômeno ocorre de forma semelhante para o incêndio localizado em um pavimento isoladamente ou em dois pavimentos simultaneamente.

Verificou-se que o comprimento de encurvadura l_{fi} de uma coluna em situação de incêndio poderá ser determinado da mesma forma que à temperatura normal, nos casos em que a coluna que se encontra em situação de incêndio também é a coluna crítica do pórtico à temperatura normal. Entretanto, para os casos restantes, determinar o comprimento de

encurvadura da mesma forma que à temperatura normal verificou ser um método demasiado conservativo, pois o mesmo diminui à medida que a temperatura aumenta.

Também com este estudo foi possível concluir que é possível propor comprimentos de encurvadura aproximados para verificar a segurança de colunas de pórticos metálicos não contraventados e validar os valores propostos pelas normas EN1993-1-2 e ABNT NBR 14323:2013 para pórticos contraventados em situação de incêndio, para um incêndio nominal e natural.

Para os casos de incêndio em que as vigas e os pilares externos e internos estão aquecidos, com incêndio localizado em um pavimento ou em dois pavimentos simultaneamente, para um pórtico contraventado, o comprimento de encurvadura l_{fi} de uma coluna contínua de um pavimento inferior será $l_{fi} = 0.5L$ para apoios encastrados e $l_f = 0.7L$ para apoios rotulado, em que L é o comprimento da coluna no pavimento relevante. No pavimento intermédio será $l_{fi} = 0.5L$, tanto para pórticos com apoios rotulados como encastrados, e de igual forma no último pavimento o comprimento de encurvadura será $l_f = 0.7L$, novamente para pórticos com apoios rotulados e encastrados. No entanto, para um pórtico não contraventado, o comprimento de encurvadura l_{fi} de uma coluna contínua de um pavimento inferior será $l_f = 1.0L$ para apoios encastrados e $l_f = 2.0L$ para apoios rotulados. Nos restantes pavimentos o comprimento de encurvadura será $l_f = 1.0L$, para pórticos com apoios rotulados e encastrados. Estes valores apresentados podem ser adotados tanto para um incêndio nominal ou natural, uma vez que apresentaram o mesmo comportamento.

Observou-se que nos pórticos não contraventados, nos casos de incêndio 3-($C_{E,cold}-C_{I,4S}-V_{4S}$) e 7-($C_{E,cold}-C_{I,4S}-V_{3S}$), onde as colunas externas estão à temperatura normal (20°C) e as colunas internas e vigas aquecidas em 3 ou 4 lados, estes apresentaram menores valores de comprimentos de encurvadura. Para esta situação considerou-se o coeficiente de encurvadura $l_{fi} = 0.5L$ para todas as colunas, exceto para as colunas pertencentes ao pavimento 0 do pórtico com apoios rotulados, onde neste caso se deverá usar $l_{fi} = 0.7L$.

Verificou-se que os casos 4 e 8, onde as colunas estão à temperatura normal (20°C) e as vigas aquecidas, apresentaram elevados valores de comprimentos de encurvadura, tendo especial atenção para estes casos específicos.

As diferentes geometrias de pórticos metálicos (regulares e irregulares), bem como para os diferentes casos de incêndio, as diferenças entre os valores dos coeficientes de encurvadura não se revelaram significativas.

No cálculo do tempo de resistência ao fogo, para os pórticos rotulados no pavimento inferior, a segunda metodologia de cálculo simplificado ficou fora da segurança, quando comparados com o método avançado de cálculo. Entretanto, realizando uma análise de primeira ordem global dos pórticos metálicos estudados em situação de incêndio não incluindo os efeitos das imperfeições na verificação da segurança de uma coluna equivalente em relação aos fenômenos de encurvadura, utilizam-se os comprimentos de encurvadura correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura em situação de incêndio. Estes apresentaram resultados numéricos dentro da segurança, concluindo-se que esta é a melhor metodologia a ser utilizada na verificação simplificada de estruturas metálicas em situação de incêndio, sendo possível aplicar esta metodologia ao incêndio nominal e natural.

Também foi possível concluir que o parâmetro crítico de carga bem como o coeficiente de encurvadura para os pórticos estudados tiveram o mesmo comportamento frente ao incêndio nominal e natural, mostrando que a variação destes parâmetros não depende da forma como o aumento da temperatura foi introduzido. Desta forma, para verificar os requisitos de resistência ao fogo nominal e natural, é suficiente uma análise por elementos.

Para os pórticos estudados, concluiu-se que não é possível classificar as estruturas metálicas em situação de incêndio utilizando os critérios das normas EN1993-1-1 ou ABNT NBR 8800:2008, à temperatura normal, devendo as estruturas metálicas em situação de incêndio ser classificadas em estruturas de nós fixos e nós móveis, em que as estruturas de nós fixos são aquelas que possuem algum sistema de contraventamento com $\alpha_{cr} \geq 24.0$, considerando as combinações de acindete de incêndio à temperatura normal.

7.2. Trabalhos Futuros

O número de temas abordados no presente estudo foi vasto e desta forma é proporcionada uma visão global dos problemas, permitindo a respetiva interligação e relacionamento dos assuntos abordados. No entanto, por não ter sido possível aprofundar alguns casos dos temas estudados, ficam em aberto alguns aspetos que serão de grande interesse desenvolver no futuro, sendo estes:

- Estudar os comprimentos de encurvadura em pórticos metálicos com secções classe 4;

- Fazer análises com não linearidades e inclusive usando outros codigos e elementos finitos diferentes;

- Fazer a comprovação dos resultados numéricos obtidos na tese por via experimental;

- Fazer análise linear de estabilidade de estruturas metálicas com colunas de secções variáveis em situação de incêndio;

- Verificar a influência da diferença de temperatura entre as ligações e os elementos na estabilidade das estruturas metálicas em situação de incêndio;

- Estudar o efeito da compartimentação na estabilidade das estruturas metálicas em situação de incêndio;

- Fazer um estudo mais alargado sobre o critério de classificação das estruturas metálicas em situação de incêndio, variando a tipologia dos contraventamentos e estudando pórticos mais altos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14432:2000, Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15200:2012 Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR8800:2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14323:2013 Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

Boissonade N., Greiner R., Jaspart J.P. e Lindner J. (2006), *Rules for Member Stability in EN 1993-1-1 – Background documentation and desing guidelines*, ECCS Technical Committee 8 – Strutural Stability, P119, European Convnetion for Constructional Steelwork, Brussels.

CAST3M (2012). "CAST 3M is a research FEM environment; its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission", <<http://www-cast3m.cea.fr/>>

CEN, European Committee for Standardisation, (2002)."EN1990, Eurocode: Basis of structural design."

CEN, European Committee for Standardisation, (2009)."EN 1991–1–1, Eurocode 1, Actions on structures – Part 1–2: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings."

CEN, European Committee for Standardisation, (2002)."EN 1991–1–2, Eurocode 1, Actions on structures – Part 1–2: General actions - Actions on structures exposed to fire."

CEN, European Committee for Standardisation, (2010)."EN 1991–1–4, Eurocode 1, Actions on structures – Part 1–4: General actions – Wind actions ."

CEN, European Committee for Standardisation, (2004)."EN 10025-2: Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels".

CEN, European Committee for Standardisation, (2005a)."EN 1993–1–1, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings".

CEN, European Committee for Standardisation, (2005b)."EN 1993–1–2, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1–2: General rules - Structural fire design".

Cesar Amorim, Paulo Cachin, Miguel Morais (2015). “ XD Loads: Programa de cálculo para determinação de ações e combinação de ação conforme o Eurocódigo 1” Universidade de Aveiro.

Chen, W.-F., Lui, E. M. (1987). "Structural stability : theory and implementation". Elsevier, New York.

Computers and Structures, I. (2006). "SAP2000 : integrated software for structural analysis and design". CSI, Berkeley Calif.

Couto, C., Vila Real, P., Lopes, N. (2011). "FEST2D-versão 1.1”, Universidade de Aveiro, Portugal, 2014.

Couto, C.; Vila Real, P.; Lopes, N.; Rodrigues, J. P. (2013). "Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire", Engineering Structures - Elsevier. Vol. 49, n.º 0, p. 541-559.

Couto, C. (2011). Resistência mecânica em situação de incêndio. Estabilidade de pórticos metálicos em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica e Mista) - Universidade de Coimbra, Coimbra.

Couto, C.; Vila Real, P.; Lopes, N. (2013). "CLOAD+: an interface software for running a buckling analysis of SAFIR models using Cast3M", University of Aveiro.

ECCS, European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee No. 8, (1976). "Manual on Stability of Steel Structures".

ECCS, European Convention for Constructional Steelwork, (1983). "European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures. European Convention for Constructional Steelwork".

ECCS, European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee No. 3, (2001). "Model Code on Fire Engineering".

Elnaz Talebi, Mahmood Md Tahir, Farshad Zahmatkesh, Ahmad B.H. Kueh (2014). "Comparative Study on the Behaviour of Buckling Restrained Braced frames at fire” Journal of Constructional Steel Research 102 (2014) 1-1.

Franssen, J.-M. (2005). "SAFIR, A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire" Engineering Journal, A.I.S.C., vol. 42, pp. 143-158.

Franssen, J.-M., Schleich, J.-B., Cajot, L.-G. (1995). "A simple model for the fire resistance of axially-loaded members according to eurocode 3" Journal of Constructional Steel Research, vol. 35, pp. 49-69.

Franssen, J.-M., Vila Real, P. (2013). "Fire design of steel structures". ECCS : Ernst & Sohn, [S.I.].

Franssen, J.-M., Zaharia, R., Kodur, V. (2009). "Designing steel structures for fire safety". CRC Press/Balkema, Boca Raton.

- Galambos, T. V. (1988). "Guide to stability design criteria for metal structures". Wiley, New York.
- Gomes, F. C. T., Providência e Costa, P. M., Rodrigues, J. P. C., Neves, I. C. (2007). "Buckling length of a steel column for fire design" *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 2497-2502.
- Horne, M. R., Merchant, W. (1965). "The stability of frames". Pergamon Press, Oxford; New York.
- Kollár, L. (1999). "Structural stability in engineering practice". E & FN Spon, London; New York, NY.
- Li GQ, He JL, Jiang SC (2000) Fire-resistant experiment and theoretical calculation of a steel beam. *China Civ Eng J* 32(4):23–26.
- Liu T.C.H., Fahad M.K., Davies J.M. (2002) Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire. *J Constr Steel Res* 58:1211–1230. doi:10.1016/S0143-974X(01)00062-1.
- LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL (LNEC). Curso de especialização sobre segurança contra incêndio em edifícios. 3.ed. Lisboa: LNEC, 1996. v. 1.
- Martins, M. M. (2000) Dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. 213f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2000.
- Nethercot, D. A. (2000). "Frame structures: global performance, static and stability behaviour - General Report" *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 55, pp. 109-124.
- Nuno Silvestre, Dinar Camotim (2006). "Elastic buckling and second-order behaviour of pitched-roof steel frames" *Journal of Constructional Steel Research* 63 (2007) 804–818.
- Norma Técnica N° 09 (2013) "Sistema de proteção passiva, Selagem de vãos, aberturas, Passagem de cablagens e condutas", ANPC-Autoridade Nacional de Proteção Civil.
- Rackauskaite, El-Rimawi (2014) *A Study on the Effect of Compartment Fires on the Behaviour of Multi-Storey Steel Framed Structures*, Springer Science+Business Media New York. Manufactured in The United States, *Fire Technology*, 51, 867–886, 2015, DOI: 10.1007/s10694-014-0419-0.
- Reis, A., Camotim, D. (2012). "Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas". Editora Orion.
- SCI, S. C. I. (1996). "Structural Fire Design to EC3 & EC4, and comparison with BS 5950. Technical Report, SCI publication no. 159"

Shepherd PG, Burgess IW (2011) On the buckling of axially restrained steel columns in fire. *Eng Struct* 33:2832–2838. doi:10.1016/j.engstruct.2011.06.007.

Simões da Silva, L. (2011). "Steel structures under fire, simplified calculation methods vs advanced calculation methods," Département Génie Civil, Polytech' Clermont-Ferrand,

Simões, R. A. D. (2007). "Manual de dimensionamento de estruturas metálicas Eurocódigo 3: projecto de estruturas de aço". CMM-Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra.

Skowronski, W. (1997). "Plastic load capacity and stability of frames in fire" *Engineering Structures*, vol. 19, pp. 764-771.

Sun R, Huang Z, Burgess IW (2012) The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire. *J Constr Steel Res* 72:130–142. doi:10.1016/j.jcsr.2011.11.008.

Timoshenko, S., Gere, J. M. (1961). "Theory of elastic stability". McGraw-Hill, New York.

Toh, W. S., Tan, K. H., Fung, T. C. (2001). "Strength and Stability of Steel Frames in Fire: Rankine Approach" *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, pp. 461-469.

Vassart, O., Cajot, L. G. and Brasseur, M., 2007 - DIFISEK+ - Dissemination of Structural Fire Safety Engineering Knowledge throughout, Research Fund for Coal and Steel: WP1 - Thermal and mechanical actions.

Vila Real, P. (2003). "Incêndio em estruturas metálicas - cálculo estrutural". Orion, Amadora.

Vila Real, P. (2010). "Algumas notas sobre a equação simplificada do EC3 para determinação da temperatura de perfis metálicos não protegidos".

Vila Real, P., Franssen, J.-M. (2011). "Elefir-EN V1.4.3 (2011), Software for fire design of steel structural members according the Eurocode 3". <http://elefiren.web.ua.pt>.

Wood, R. H. (1974). "Effective lengths of columns in multi-storey buildings" *The Structural Engineer*,

Wood, R. H. (1974). "A new approach to Column Design" *Build.Res.Est.Rep.*, p. 107.

Estes anexos só estão disponíveis para consulta através do CD-ROM.
Queira por favor dirigir-se ao balcão de atendimento da Biblioteca.

Serviços de Biblioteca, Informação Documental e Museologia
Universidade de Aveiro