

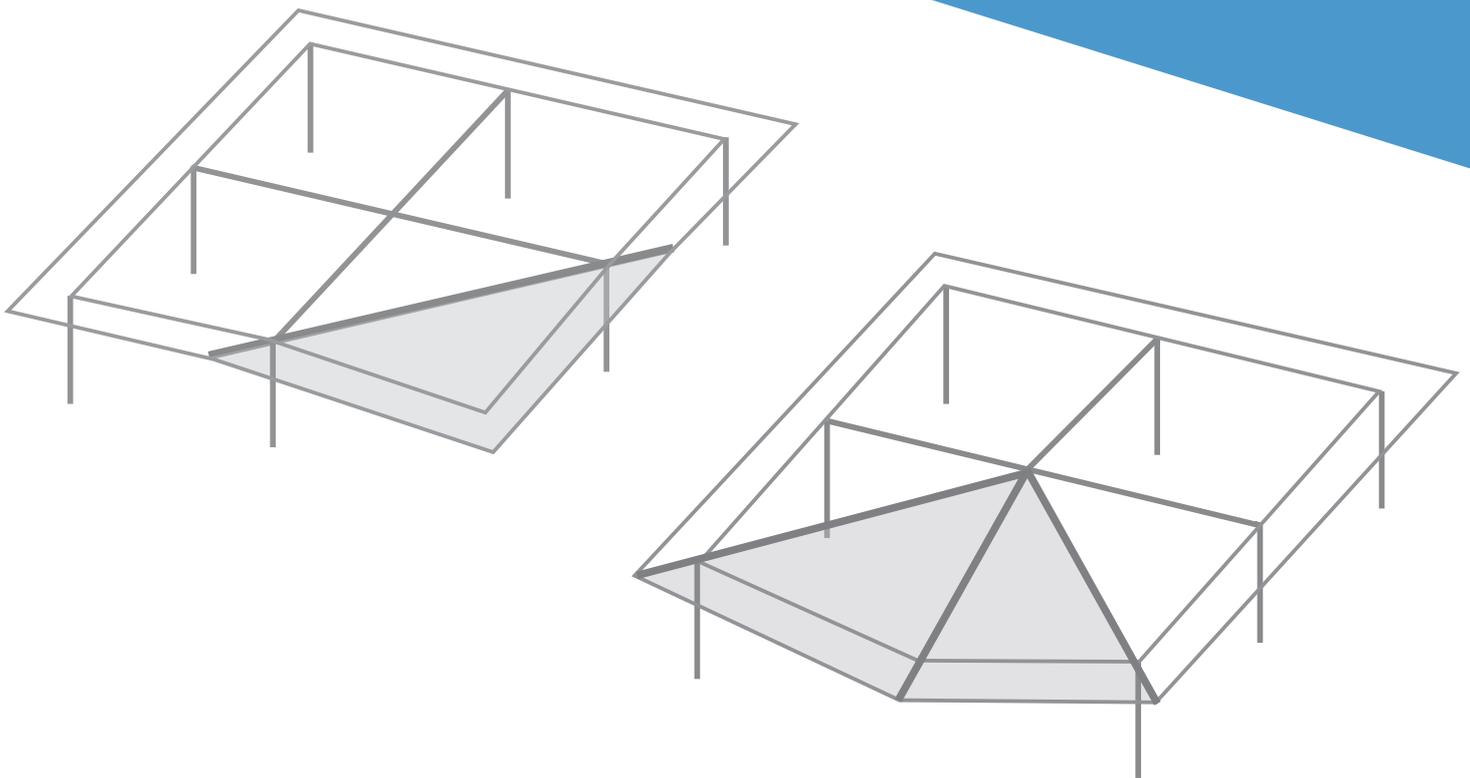
ECCS
CECM
EKS



FAIL NO
MORE

RECOMENDAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO EM ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS AÇO-BETÃO

2021



FAILNOMORE

D3-2: Recomendações para dimensionamento contra o colapso progressivo em estruturas metálicas e mistas aço-betão

December 2021

List of contributors:

University of Liège

Jean Francois DEMONCEAU, Tudor GOLEA and Jean Pierre JASPART

Imperial College London

Ahmed ELGHAZOULI and Zeyad KHALIL

University of Coimbra

Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS and Luís SIMÕES DA SILVA

University of Stuttgart

Ulrike KUHLMANN and Georgios SKARMOUTSOS

University of Trento

Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI, Martina BERNARDI and Marco ZORDAN

University of Timisoara

Florea DINU, Ioan MARGINEAN, Dominiq JAKAB and Dan DUBINA

Feldmann + Weynand GmbH

Freddy WERTZ and Klaus WEYNAND

ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.

Renata OBIALA, Miguel CANDEIAS, Marion CHARLIER and Omer ANWAAR

Document translated from English to Portuguese by:

University of Coimbra

Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS and Luís SIMÕES DA SILVA



This project has received funding from the Research Fund for Coal and Steel under grant agreement No 899371

FAILNOMORE

D3-2: Recomendações para dimensionamento contra o colapso progressivo em estruturas metálicas e mistas aço-betão

1ª Edição, dezembro 2021

Edição:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.steelconstruct.com

Todos os direitos reservados. Não é permitida a reprodução total ou parcial deste livro, o registo em suporte informático, ou a transmissão através de qualquer processo eletrónico ou mecânico, sem a prévia autorização por escrito dos titulares dos direitos da edição.

A ECCS não assume nenhuma responsabilidade em relação ao uso para qualquer aplicação do material e das informações contidas neste livro.

Copyright © 2021 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147-174-4

Table of contents

Agradecimentos	7
Termos e definições	9
Introdução.....	11
Parte 1 – Dimensionamento à robustez	13
1 Contexto normativo	13
1.1 Visão geral.....	13
1.2 Requisitos de robustez apresentados nos Eurocódigos	13
1.2.1 Princípios básicos	13
1.2.2 Situações de dimensionamento	13
1.2.3 Classes de consequência	14
1.3 Estratégias de robustez	14
1.3.1 Geral.....	14
1.3.2 Estratégias baseadas em ações acidentais identificadas	14
1.3.3 Estratégias baseadas na limitação dos efeitos da rotura localizada	15
1.4 Desenvolvimento da normativa atual	16
1.5 Observações finais	17
2 Cálculo para robustez.....	19
2.1 Estratégias de dimensionamento.....	19
2.1.1 Introdução.....	19
2.1.2 Filosofias gerais de cálculo	19
2.1.3 Cálculo de ações acidentais identificadas	19
2.1.4 Dimensionamento para ações acidentais não identificáveis	20
2.2 Importância de ligações estruturais no dimensionamento à robustez.....	22
2.2.1 Dimensionamento clássico a ELS e ELU.....	22
2.2.2 Dimensionamento de ligações sujeitas a eventos excepcionais	23
2.2.3 Requisitos de ductilidade para ligações estruturais.....	24
3 Classes de consequência	31
4 Ameaças identificadas.....	33
4.1 Introdução.....	33
4.2 Impacto	33
4.2.1 Prevenir/eliminar o acidente	33
4.2.2 Dimensionamento explícito	34
4.3 Explosão	36
4.3.1 Prevenir/eliminar o acidente	37

4.3.2	Explosão externa – Cálculo explícito	38
4.3.3	Explosão de gás interna - Cálculo explícito	44
4.4	Incêndio como ocorrência excecional	46
4.4.1	Prevenir/eliminar o acidente	46
4.4.2	Estratégia de dimensionamento	47
4.5	Sismo como ocorrência excecional	49
4.5.1	Prevenir/eliminar o acidente	50
4.5.2	Abordagem prescritiva	50
4.5.3	Estratégias de dimensionamento.....	51
5	Ameaças não identificadas.....	55
5.1	Seleccção de estratégias de dimensionamento apropriadas.....	55
5.2	Identificação de danos locais	55
5.3	Método dos caminhos de carga alternativos	57
5.3.1	Métodos prescritivos.....	61
5.3.2	Métodos analíticos	67
5.3.3	Abordagens numéricas simplificadas	75
5.3.4	Abordagem numérica completa.....	82
5.3.5	Previsão da resposta dinâmica a partir da estática.....	85
5.4	Método do elemento-chave	86
5.5	Método da segmentação	87
5.5.1	Fronteiras de segmento fracas.....	88
5.5.2	Fronteiras de segmento fortes.....	88
6	Avaliação do risco.....	91
7	Conclusões	93
	Parte 2 – Exemplos resolvidos	95
8	Introdução.....	95
8.1	Geral	95
8.2	Geometria e sistemas estruturais propostos para investigação	97
8.3	Ações, combinação de ações	98
8.4	Requisitos de dimensionamento e resultados	99
8.5	Juntas	105
8.5.1	SS/NS.....	105
8.5.2	CS/NS.....	107
8.5.3	SS/S e CS/S.....	107
8.6	Comentários acerca das estruturas seleccionadas para os exemplos de aplicação.....	108
8.6.1	Sismica vs não sismica	108

8.6.2	Aço vs. estrutura mista.....	110
8.7	Identificação de eventos excepcionais.....	111
8.7.1	Impacto	111
8.7.2	Análise de explosões	125
8.7.3	Incêndio localizado.....	146
8.7.4	Análise Sísmica	148
8.8	Eventos excepcionais não identificados.....	153
8.8.1	Abordagem prescritiva (método da amarração).....	153
8.8.2	Método do elemento chave.....	167
8.8.3	Método de segmentação	171
8.8.4	Método de caminho de carga alternativo.....	172
8.9	Conclusões dos exemplos de aplicação.....	208
Parte 3 – Anexos.....		211
A.1	Resistência de cálculo de juntas sujeitas a esforços de flexão e axiais	211
A.1.1	Critério de resistência tendo em consideração o efeito do grupo de parafusos	211
A.1.2	Definição do critério de rotura global para a ligação	212
A.2	Requisitos detalhados para permitir uma suficiente capacidade de rotação de juntas simples 214	
A.2.1	Juntas tipo header plate.....	214
A.2.2	Ligações tipo fin plate	215
A.3	Recomendações específicas de ductilidade para ligações metálicas e mistas com chapa de extremidade de resistência parcial	217
A.3.1	Aplicação do método simplificado (Rölle, 2013)	219
A.4	Avaliação da capacidade de rotação plástica de juntas aos ULS.....	221
A.4.1	Princípios gerais e método	221
A.4.2	Método simplificado de Kellet para a avaliação da capacidade de deformação das juntas mistas 222	
A.5	Resistência das juntas sujeitas a esforços de tração.....	225
A.5.1	Ligações simples sujeitas a esforços de tração	226
A.5.1.1	Dados gerais para ligações do tipo <i>header plate</i> , <i>fin plate</i> e <i>web cleats</i>	226
A.5.1.2	Notações particulares para ligações do tipo <i>header plate</i>	226
A.5.1.3	Notações particular para ligações do tipo <i>fin plate</i>	227
A.5.1.4	Notações particulares para ligações do tipo <i>cleat web</i>	228
A.5.1.5	Resistência à tração de ligações do tipo header plate	229
A.5.1.6	Resistência à tração de ligações do tipo fin plate	230
A.5.1.7	Resistência à tração de ligações do tipo <i>web cleats</i>	231
A.5.2	Juntas de resistência parcial e emendas de coluna em tração	231

A.5.3	Método simplificado para a caracterização de juntas metálicas e mistas com chapas de extremidade sujeitas a esforços axiais.....	232
A.6	Tabelas para estimar a resposta de sistemas SDOF	232
A.6.1	Fatores de transformação para vigas e lajes armadas numa direção	232
A.6.2	Flecha máxima e máximo tempo de resposta de sistemas SDOF elásticos	235
A.7	Método analítico simplificado para estruturas 3D com juntas simples	237
A.8	Procedimento analítico avançado.....	238
Parte 4 – Referencias.....		243

Agradecimentos

Agradece-se ao fundo de investigação para o Carvão e Aço da União Europeia (RFCS) pelo financiamento e apoio prestado no âmbito do projeto de investigação FAILNOMORE project - Grant N° 899371.

Termos e definições

Na presente secção, são listadas as definições de termos importantes, relevantes para este tópico e que estão propostas na literatura.

Ações / eventos acidentais

(EN 1990, 2002) – Ação, normalmente de curta duração, mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil da mesma.

Consequência

(EN 1991-1-7, 2006) – Um possível resultado de um evento. As consequências podem ser expressas verbal ou numericamente no que respeita a risco de vida, lesões de pessoas, prejuízos económicos, danos ambientais, perturbação dos utilizadores e do público, etc. Estão incluídas quer consequências imediatas, quer as que surjam depois de um determinado tempo.

Deflagração

(EN 1991-1-7, 2006) – Propagação de uma zona de combustão a uma velocidade inferior à do som no meio não reagido.

Detonação

(EN 1991-1-7, 2006) - Propagação de uma zona de combustão a uma velocidade superior à do som no meio não reagido.

Força

(EN 1991-1-7, 2006) – Força que varia no tempo e que pode causar efeitos dinâmicos significativos na estrutura; em caso de impacto, a força dinâmica representa a força com uma área de contacto associada no ponto de impacto.

Factor de incremento dinâmico (DIF)

Factor de multiplicação das propriedades mecânicas dos materiais para cargas estáticas, para ter em conta os efeitos das taxas de deformação.

Factor de carga dinâmico (DLF - amplificação dinâmica da carga)

Factor de multiplicação da carga estática para ter em conta os efeitos da energia cinética.

Força estática equivalente

(EN 1991-1-7, 2006) - Representação alternativa de uma força dinâmica, incluindo a resposta dinâmica da estrutura.

Acidente

(EN 1990, 2002) – Um acontecimento involuntário e grave, como por exemplo: uma ação ou influência ambiental anormal, uma resistência insuficiente ou um desvio excessivo das dimensões previstas.

Cenário de acidente

(EN 1991-1-7, 2006) – Uma situação crítica durante um determinado período de tempo. Consiste num perigo principal em conjunto com um ou mais condições acompanhantes que levam a um evento indesejado (por exemplo, colapso total da estrutura).

Elemento-chave

(EN 1991-1-7, 2006) - Um membro estrutural do qual depende a estabilidade da restante estrutura.

Rotura localizada

(EN 1991-1-7, 2006) – Parte de uma estrutura que colapsa, ou que tenha sido gravemente danificada por uma ocorrência acidental.

Colapso progressivo (colapso desproporcionado)

(JRC, 2012) – O colapso progressivo corresponde à situação em que a rotura localizada de uma componente estrutural leva ao colapso de membros adjacentes e a um dano global desproporcionado em relação à causa inicial.

Resiliência

(Adam et al., 2018) – A resiliência de um edifício inclui não só a robustez estrutural, que contribui para a capacidade de absorção de uma ocorrência extrema, mas também a capacidade de recuperação que permite que o nível de desempenho pré-ocorrência seja rapidamente restabelecido ou até mesmo melhorado.

Risco

(EN 1991-1-7, 2006) – Uma medida da combinação (geralmente o produto) entre a probabilidade ou frequência de ocorrência de um acidente definido e a magnitude das consequências da sua ocorrência.

Análise do risco

(EN 1991-1-7, 2006) – Uma abordagem sistemática para descrever e/ou calcular o risco. A análise de risco envolve a identificação de eventos indesejáveis, das suas causas e suas consequências.

Avaliação do risco

(CSA, 1991) – Um processo de análise e avaliação do risco (com avaliação do risco contendo aceitação do risco e análise de opções).

Robustez

(EN 1991-1-7, 2006) Capacidade de uma estrutura resistir a eventos indesejáveis como incêndio, explosões, impactos ou consequências do erro humano, sem ser danificada de forma desproporcionada em relação à causa original.

Integridade estrutural

(ASCE 7-05, 2006) – Propriedade em suportar danos localizados com o sistema estrutural como um todo, mantendo-se estável e não sendo danificado de forma desproporcionada em relação ao dano local original.

Vulnerabilidade

(Starossek and Haberland, 2010) – Susceptibilidade de uma estrutura sofrer danos iniciais quando afetada por ocorrências anormais. Uma estrutura é vulnerável se as ocorrências anormais levarem facilmente a danos iniciais.

Introdução

A robustez estrutural e mitigação do colapso progressivo é uma consideração específica de segurança atualmente abrangida pelos códigos e normas modernos, incluindo os Eurocódigos, que requer particular cuidado da parte de todos os profissionais envolvidos na indústria da construção, incluindo arquitectos, projectistas, empreiteiros, fiscais e seguradoras. A importância do projeto de robustez foi reconhecida após grandes acidentes, como o colapso das torres gémeas em Nova Iorque, a 11 de Setembro de 2001, e passou a ser discutida a necessidade de guias práticos para avaliação da robustez de estruturas. Assim, a disponibilidade desses guias para aplicação prática foi apresentada aos vários profissionais da construção, apresentando as diversas contribuições para a segurança na construção metálica e mista.

Ao longo da última década, têm vindo a ser realizados um número significativo de projetos de investigação ligados à resposta estrutural de edifícios metálicos e mistos sob variadas situações de carga excecionais (impacto, incêndio, sismo, ...), em especial na Europa e nos EUA. Como objectivo destas recentes ações científicas, foram propostos diferentes métodos práticos para alcançar a mitigação de colapso progressivo, através de dimensionamentos eficazes que tenham em consideração o total potencial das características dos materiais em estruturas metálicas e mistas.

O objetivo do projeto “Mitigação do risco de colapso progressivo em pórticos de estruturas metálicas e mistas” - FAILNOMORE, é consolidar o conhecimento desenvolvido nesta temática e transformá-lo em recomendações e guias práticos. Os vários guias práticos e intuitivos de dimensionamento para mitigação do risco de colapso progressivo são focados em edifícios metálicos e mistos sujeitos a eventos excecionais como de impacto, explosões, incêndio, sismos, referindo ainda documentos normativos, de forma a propôr uma metodologia Europeia de dimensionamento. O projeto foi financiado durante 24 meses (com início em Julho de 2020) pelo Fundo de Investigação do Carvão e do Aço (RFCS), sob o contrato de subvenção Nº 899371.

Os parceiros do projeto FAILNOMORE são:

- Universidade de Liège (ULG) – Bélgica
- Universidade de Coimbra (UC) – Portugal
- Colégio Imperial de Londres (IC) – Reino Unido
- Universidade de Stugarda (USTUTT) – Alemanha
- Universidade de Trento (UNITN) – Itália
- Universidade Politécnica de Timisoara (UPT) – Roménia
- Universidade Técnica Checa de Praga (CVUT) – República Checa
- Universidade de Tecnologia de Rzeszow (PRZ) – Polónia
- Universidade Técnica Delft (TUD) – Países Baixos
- Universidade Politécnica de Catalunha (UPC) – Espanha
- INSA de Rennes (INSAR) – França
- Convenção Europeia para Construção Metálica (ECCS) – Europa
- Feldmann+ Weynand GmbH (F+W) – Alemanha
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. (AM) – Luxemburgo

O presente manual de dimensionamento constitui parte do material de disseminação e reflecte os principais resultados do projeto FAILNOMORE. Este documento está dividido em três partes:

- Parte 1 intitulada “Dimensionamento de robustez” que reflecte as estratégias e abordagens de dimensionamento a adotar. Em particular, o contexto normativo é apresentado na Secção 1. Seguidamente, na Secção 2 são brevemente introduzidas as metodologias de

dimensionamento a seguir e as estratégias de dimensionamento que podem ser adotadas. Finalmente, da Secção 3 à 6 são apresentados guias detalhados e direccionados para a prática e as conclusões gerais encontram-se na Secção 0.

- Parte 2 intitulada “Exemplos práticos” que ilustra como as diferentes abordagens de dimensionamento podem ser aplicadas em quatro exemplos reais de dimensionamento: duas estruturas metálicas e mistas, dimensionadas para uma zona não sísmica e para uma zona sísmica.
- Parte 3 intitulada “Anexos”, que disponibiliza ao leitor informação detalhada adicional sobre alguns dos conceitos de dimensionamento propostos.
- Parte 4 intitulada “Referências” que reúne as referências indicadas ao longo deste documento.

Parte 1 – Dimensionamento à robustez

1 Contexto normativo

1.1 Visão geral

Este capítulo apresenta uma visão geral dos atuais procedimentos relacionados com a robustez que estão presentes nos códigos e directrizes existentes, com particular ênfase nos requisitos disponíveis nas EN 1990 e EN1991-1-7. Cláusulas de dimensionamento relevantes presentes em outros códigos internacionais, assim como outros Eurocódigos tais como na EN 1993, EN 1994 e EN 1998 são referidas onde necessário noutras partes deste documento, e são detalhadamente discutidas no documento base (Demonceau et al., 2021) e no guia de dimensionamento (Elghazouli et al., 2021). Os desenvolvimentos relacionados com a robustez atualmente tidos em consideração para possível inclusão no processo de revisão e evolução da segunda geração de Eurocódigos são também aqui referidos.

1.2 Requisitos de robustez apresentados nos Eurocódigos

1.2.1 Princípios básicos

O Princípio (4)P do ponto 2.1 da EN 1990 (EN 1990, 2002) estabelece o princípio básico relacionado com a robustez estrutural, onde se afirma explicitamente que: “As estruturas devem ser projectadas e construídas de modo a que os danos causados por ocorrências, tais como: explosões, impactos e consequências de erros humanos, não sejam desproporcionados em relação às causas que os originaram”. Adicionalmente, para lidar com a mitigação do perigo relacionado com o colapso estrutural, o Princípio (5)P do ponto 2.1 da EN 1990 afirma que: “Os danos potenciais devem ser evitados ou limitados, adotando uma ou várias das seguintes medidas: (i) evitar, eliminar ou reduzir os riscos a que a estrutura possa estar sujeita; (ii) adotar uma solução estrutural pouco sensível aos riscos considerados; (iii) adotar uma solução estrutural e um dimensionamento que permitam que a estrutura sobreviva adequadamente à perda accidental de um elemento isolado ou de uma parte limitada da estrutura, ou à ocorrência de danos localizados de dimensão aceitável; (iv) evitar, tanto quanto possível, sistemas estruturais susceptíveis de ruir sem aviso prévio; (v) assegurar a interligação dos elementos estruturais”.

1.2.2 Situações de dimensionamento

De acordo com a EN 1990, 3.2 (2)P, a situação de dimensionamento relevante para robustez estrutural é a *Situação de Dimensionamento Accidental* que refere as condições excepcionais aplicáveis à estrutura ou à sua exposição a: por exemplo, incêndio, explosão ou consequências de rotura localizada. A EN 1990 distingue ainda situações de dimensionamento accidental (por exemplo, incêndio, impacto, exposição, rotura localizada) das de dimensionamento sísmico (Elghazouli, 2013). Além do mais, o ponto 3.2 (3)P da norma EN 1990 afirma que as situações de dimensionamento deverão ser suficientemente graves e variadas de modo a abranger todas as condições que possam ser racionalmente previstas de ocorrer durante a execução e uso da estrutura. Por outro lado, “Robustez” é definida na EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) como “a capacidade de uma estrutura resistir a eventos indesejáveis como incêndio, explosões, impactos ou consequências do erro humano, sem ser danificada de forma desproporcionada em relação à causa original”. Esta definição, portanto, relaciona a robustez com situações de dimensionamento accidental, onde a combinação de ações para essas situações é dada na EN 1990, 6.4.3.3, Eq. (6.11b). É também relevante notar que ações maliciosas/terroristas não são estritamente incluídas na definição de cenário de acidente nos Eurocódigos; contudo, é da responsabilidade do engenheiro considerar a robustez de estruturas sujeitas a todas estas ações extremas. Uma situação semelhante é também relacionada com a estabilidade e capacidade residual

de edifícios pós sismo ou incêndio, que não é diretamente abrangida pelos requisitos de robustez na EN 1991-1-7. No entanto, a EN 1998-1 (EN 1998-1, 2004) disponibiliza regras gerais para ações sísmicas e edifícios, enquanto as EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2005) e EN 1994-1-2 (EN 1994-1-2, 2005) apresentam regras gerais para dimensionamento estrutural em caso de incêndio para edifícios metálicos e mistos, respetivamente.

1.2.3 Classes de consequência

As estratégias de dimensionamento para situações acidentais que cumpram os critérios de robustez são baseadas na classe de consequência da estrutura. A classificação proposta no Anexo A da EN 1991-1-7 categoriza os edifícios em quatro classes de consequência (CC) em que se consideram o tipo, ocupação e dimensão do edifício. Na EN 1990 e na EN 1991-1-7, Cl 3.4, são identificadas apenas três classes de consequência. Contudo, no Anexo A da EN 1991-1-7, Tabela A.1, a Classe de Consequência 2 está subdividida na CC2a (Consequências médias-grupo de baixo risco) e CC2b (Consequências médias-grupo de elevado risco), sendo as outras classes a CC1 (baixo risco de rotura) e a CC3 (consequências elevadas). Na Secção 3 podem ser consultados mais detalhes relativos às classes de consequência de edifícios.

1.3 Estratégias de robustez

1.3.1 Geral

Como estipulado na EN 1991-1-7, a estratégia adotada para mitigação do perigo e o dimensionamento de estruturas para ações acidentais dependeria de se as ações são identificadas ou não, conforme sumarizado na Figura 1.

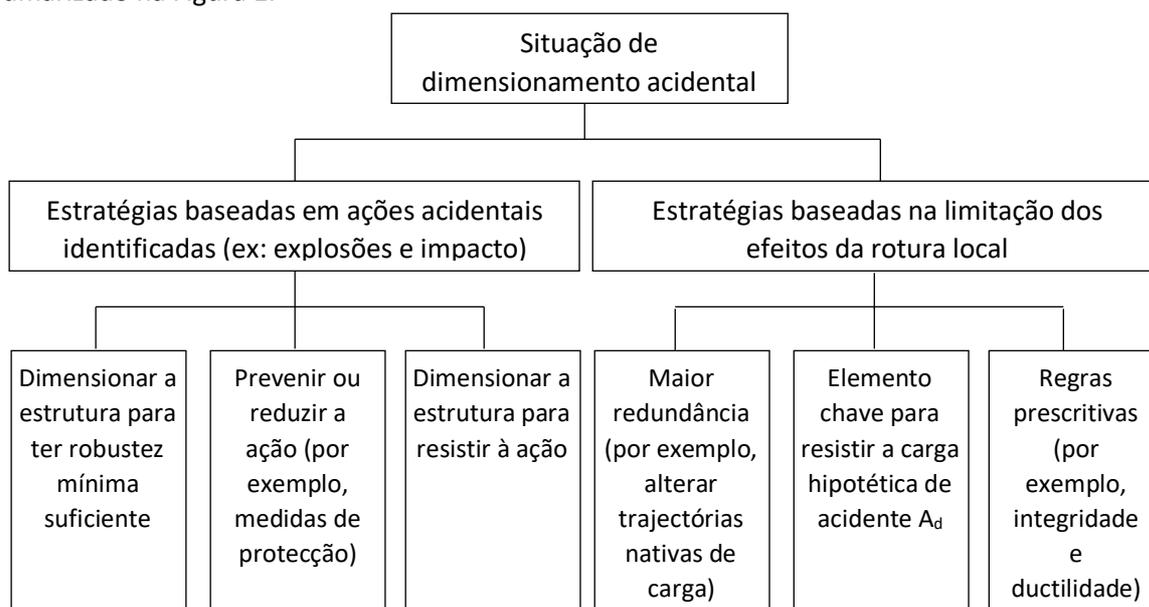


Figura 1. Estratégias de robustez para situações de dimensionamento acidental (EN 1991-1-7, 2006)

1.3.2 Estratégias baseadas em ações acidentais identificadas

O Ponto 3.2 da EN 1991-1-7 afirma que quando as ações acidentais são identificadas e tidas em consideração, os seguintes factores devem ser considerados: (i) as medidas tomadas para prevenir ou reduzir a gravidade de uma ação acidental; (ii) a probabilidade de ocorrência da ação acidental identificada; (iii) as consequências da rotura devido às ações acidentais identificadas; (iv) percepção do público; (v) o nível de risco aceitável. Também afirma que sob tais ações, a rotura localizada pode ser aceitável, desde que não comprometa a estabilidade de toda a estrutura, e que a capacidade de carga global da estrutura seja mantida e permita que as medidas de emergência necessárias possam ser tomadas.

Adicionalmente, salienta que medidas devem ser tomadas para mitigar o risco de ações acidentais e estas medidas devem incluir, conforme apropriado, uma ou mais das seguintes estratégias: (i) prevenir que a ação ocorra ou reduzir a probabilidade e/ou magnitude da ação para um nível aceitável através do processo de dimensionamento estrutural; (ii) proteger a estrutura contra os efeitos da ação acidental ao reduzir os efeitos da ação na estrutura; (iii) assegurar que a estrutura tenha robustez suficiente ao adotar um ou mais dos seguintes métodos: a) dimensionar determinadas componentes da estrutura, das quais depende a estabilidade, como elementos chave para aumentar a perspectiva de sobrevivência da estrutura pós ocorrência acidental; b) dimensionar membros estruturais, e seleccionar materiais, de forma a obter ductilidade suficiente para absorver uma energia de deformação significativa sem rotura; c) incorporar redundância suficiente na estrutura de modo a facilitar a transferência de ações para percursos alternativos pós ocorrência acidental.

Valores teóricos para ações acidentais identificadas (por exemplo, no caso de impacto ou explosão interna) são propostos na EN 1991-1-7. Estes valores poderão ser alterados no Anexo Nacional para países individuais ou para um projeto específico e acordado no dimensionamento pela autoridade competente e o cliente.

1.3.3 Estratégias baseadas na limitação dos efeitos da rotura localizada

Estratégias baseadas na limitação dos efeitos da rotura localizada abrangem uma vasta gama de possíveis ocorrências e estão maioritariamente relacionadas com ações acidentais não identificadas. A adopção de estratégias para limitar os efeitos de rotura localizada poderá proporcionar robustez adequada contra outras ações acidentais para além daquelas abrangidas pela EN 1991-1-7 (por exemplo, explosões externas e ataques terroristas) ou quaisquer outras resultantes de causas não especificadas. Para a maioria dos edifícios, potenciais ações acidentais são sobretudo não identificadas, pelo que dimensionar estruturas para tais situações envolveria estratégias de robustez largamente baseada em limitar os efeitos de rotura localizada utilizando um dos seguintes métodos, como anunciado na EN 1991-1-7, Cl 3.3: (i) dimensionar elementos chave, dos quais depende a estabilidade da estrutura, para sustentar os efeitos de uma representação de ação acidental; (ii) no caso de ocorrência de rotura localizada, como a rotura de um único elemento principal, a estabilidade da estrutura ou uma parte significativa do mesmo não seja comprometida; (iii) aplicar regras prescritivas de dimensionamento e detalhe que forneçam robustez suficiente à estrutura. Essas estratégias incluem métodos prescritivos de força de amarração, métodos de caminhos de carga alternativos e métodos de dimensionamento de elementos chave. Estes visam dar à estrutura um nível aceitável de robustez para sustentar uma rotura localizada sem um nível desproporcional de colapso.

O Anexo A da EN 1991-1-7 detalha ainda a aplicação de tais estratégias para diferentes categorias de edifícios. Do CC1 ao CC3, requisitos mais rigorosos são recomendados, reflectindo o aumento de risco devido ao colapso estrutural.

Ambas a EN 1993 e a EN 1994 fornecem recomendações que poderão ser diretas ou indiretamente relevantes para o dimensionamento e detalhe para a robustez, incluindo informação relacionada com a ductilidade e capacidade de rotação de vigas e ligações de resistência, entre outras.

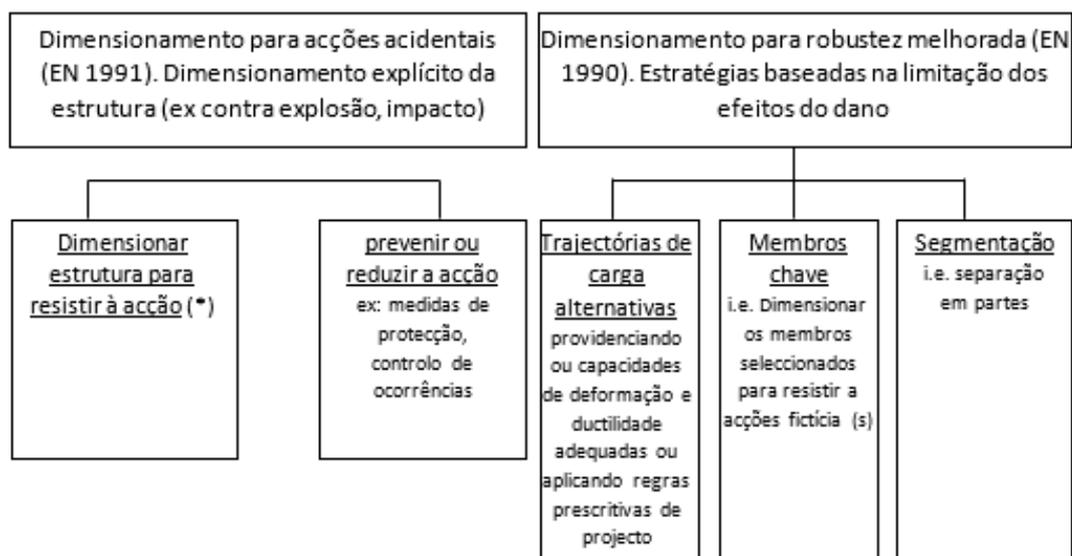
Vários requisitos também estão presentes noutras directrizes internacionais. Estes incluem, não estão limitados a: o: os Critérios de Instalações unificados (UFC): Dimensionamento de edifícios para resistir ao colapso progressivo (UFC 4-023-03), desenvolvido pelo Departamento da Defesa dos EUA (DoD, 2016), pela Administração de Serviços Gerais dos EUA (GSA, 2016) Análise de caminhos de carga alternativos e guias de dimensionamento, recomendações incluídas na ASCE 7-16 (ASCE, 2017b) e o Código de Construção Internacional (IBC) (ICC, 2018), para além das estipulações no Documento

Aprovado A nos Regulamentos de Construção 2010 do Reino Unido (ODPM, 2013) assim como o Código Chinês para o Dimensionamento de Estruturas de Edifícios Anti-colapso (CECS 392) (CECS, 2014). Como previamente mencionado, estas provisões serão referidas onde necessário em outras partes deste documento, e são descritas em mais detalhe no documento base (Demonceau et al., 2021).

1.4 Desenvolvimento da normativa atual

A atual revisão de proposta da EN 1990 (prEN 1990, 2019) para a próxima geração de Eurocódigos introduz a Secção 4.4 e O Anexo Informativo E, que são exclusivamente dedicados à robustez estrutural. A Secção 4.4 afirma que: “Uma estrutura deverá ser dimensionada para ter um nível de robustez adequado para que, durante a sua vida útil de projeto, não seja danificada por eventos adversos imprevistos, como a rotura ou colapso de um membro estrutural ou parte da estrutura, com uma extensão desproporcional em relação às causas que os originaram”. Também nota que para a generalidade das estruturas, o dimensionamento de acordo com os Eurocódigos fornece um nível adequado de robustez sem a necessidade de medidas de projeto adicionais para melhorar a robustez estrutural; se tais medidas forem necessárias, deverá ser especificado pela autoridade competente ou acordado para um projeto específico entre as partes relevantes. Por outro lado, o Anexo E da proposta da EN 1990 dá orientação informativa para o melhoramento da robustez de edifícios e pontes. Esta fornece estratégias baseadas na limitação dos efeitos provocados pelos danos, enquanto o dimensionamento explícito de estruturas para a ação acidental identificada está abrangido no âmbito da EN 1991.

As estratégias de robustez propostas seguem os métodos típicos discutidos acima, com a adição de uma “Estratégia de Segmentação”. Com esta finalidade, a Tabela E.1 do Anexo E fornece recomendações para métodos de dimensionamento indicativos para melhoramento da robustez para as classes de consequência CC1, CC2 and CC3. É de realçar que a nova EN 1990 insere duas classes de consequência adicionais, CC0 e CC4. A classe CC4 é considerada como uma classe com risco extremo na perda de vidas humanas ou danos pessoais e riscos económicos, sociais e ambientais consideráveis. As clausulas dos Eurocódigos não estipulam regras de dimensionamento para estruturas classificadas como CC4. Para estas estruturas, podem ser necessárias clausulas adicionais. Por outro lado, CC0 é a classe com um risco menor, onde podem ser utilizadas as clausulas dos Eurocodigos ou clausulas alternativas e onde os elementos não estruturais podem ser classificados como CC0. Assim, as clausulas dos Eurocodigos cobrem essencialmente o dimensionamento de estruturas classificadas de CC1 a CC3.



(*) O dimensionamento estrutural contra acções acidentais identificadas poderão incorporar membros dimensionados especificamente, que sofrem rotura parcial ou total, desde que a sua rotura não leve ao progressivo colapso estrutural, conforme o acordado entre autoridades.

Figura 2. Estratégias de dimensionamento para acções acidentais identificadas e para melhoramento geral da robustez de acordo com a (prEN 1990, 2019)

Para além das revisões propostas para a EN 1990 (prEN 1990, 2019), existem desenvolvimentos inserido na EN 1993 e na EN 1998 que poderão ser de relevância direta ou indireta para a satisfação de requisitos de robustez. Estas incluem orientações no cálculo da capacidade de rotação de vigas e ligações, na EN 1993, assim como provisões sobre as relações carga-deformação para componentes metálicas e mistas para análises estáticas não lineares (pushover) na EN 1998. Estas provisões são referidas onde necessário noutras partes do documento, e são descritas e avaliadas com maior detalhe no documento base. (Demonceau et al., 2021).

1.5 Observações finais

O presente capítulo destaca os requisitos e estratégias disponíveis para o dimensionamento à robustez, tal como estipulado nos Eurocódigos. Apesar do dimensionamento à robustez ser abrangido normativamente através dos princípios gerais disponíveis na EN 1990 e na EN 1991-1-7, muitas vezes as regras disponíveis não são consistentes. Parâmetros chave, tais como os requeridos pelo sistema para assegurar a ductilidade local, requerem tratamentos adicionais, orientação e clarificação no dimensionamento normativo.

Mais genericamente, apesar da investigação já realizada sobre a robustez em várias formas estruturais, quer a nível global quer local, existe uma necessidade de transferir este conhecimento sob a forma de métodos simplificados e ferramentas para a prática de engenharia. Este documento visa, portanto, transferir a informação disponível de estudos de investigação recentes em estruturas metálicas e mistas sob a forma de regras de cálculo, detalhadas e/ou simplificadas, para os diferentes níveis de dimensionamento prático, que são suportados e ilustrados por vários casos de estudo de dimensionamento.

2 Cálculo para robustez

2.1 Estratégias de dimensionamento

2.1.1 Introdução

Por forma a cumprir com os requisitos estabelecidos nas normas de dimensionamento atuais (Secção 1), o cálculo para robustez estrutural é aqui proposto como um procedimento passo-a-passo, baseado nas classes de consequências do edifício, na natureza da ação acidental a considerar e no esquema do edifício. Este procedimento está organizado num fluxograma geral que reflecte o processo de cálculo a seguir (Figura 3).

Este fluxograma poderá ser visto como a base do presente manual de dimensionamento e será apresentado detalhadamente na presente secção. Detalhes mais esclarecedores sobre os métodos e procedimentos a aplicar ao longo do processo de cálculo serão abordados nos capítulos seguintes.

2.1.2 Filosofias gerais de cálculo

A EN 1991-1-7 (2006) prescreve que se deve evitar ou limitar potenciais danos em cenários de acidente ao prevenir ou reduzir a ação acidental, protegendo a estrutura contra os efeitos das ações acidentais (através de sistemas de protecção adequados) ou dimensionando a estrutura para resistir à ação acidental e aos seus efeitos. Estas medidas levam conseqüentemente ou à baixa probabilidade de ocorrência de acidente ou a uma estrutura robusta que resiste à ação acidental e limita a propagação do dano inicial.

Seguindo rigorosamente as orientações da EN 1991-1-7, o ponto de partida naturalmente sugerido no dimensionamento à robustez é a identificação da classe de consequência da estrutura (Caixa A.1 na Figura 3). As classes de consequência do edifício permitem ao profissional avaliar o método de cálculo a adotar, na perspectiva de alcançar um nível adequado de robustez. Nomeadamente, o cálculo à robustez de um edifício de classe de consequência baixa (CC1) não implica quaisquer considerações específicas, desde que o cálculo seja realizado em total conformidade com as regras dadas no conjunto dos Eurocódigos (EN 1990 to EN 1999). Por outro lado, para edifícios com consequências de rotura mais elevadas, como as identificadas como CC2 e CC3, o cálculo à robustez implica métodos específicos que podem variar de regras prescritivas simples a análises de risco avançadas e métodos analíticos e numéricos mais complexos. Na Secção 3 são apresentados mais detalhes sobre a definição das classes de consequência.

Estabelecida a classe de consequência, as potenciais ameaças e os cenários de carga acidental deverão ser identificados em colaboração com o cliente e restantes autoridades. Conseqüentemente, a identificação de potenciais ameaças permite ao projetista solicitar o cálculo explícito para uma potencial carga acidental identificável (Caixa B na Figura 3) e/ou uma estratégia de cálculo que limita a amplificação dos efeitos do dano inicial como consequência de uma ocorrência acidental não identificável (Caixa C na Figura 3). Para edifícios com elevadas consequências de rotura (CC3), é geralmente requerida a avaliação sistemática do risco para identificar cenários acidentais mais prováveis de ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura (ver Capítulo 6).

2.1.3 Cálculo de ações acidentais identificadas

Geralmente, o cálculo de ocorrências acidentais identificadas implica a utilização de medidas preventivas e de protecção que mitigam o risco de ocorrência de acidente ou que reduzem os seus efeitos destrutivos (Caixa B.2 na Figura 3). Tais medidas podem variar desde soluções estruturais (seleccionar estruturas com baixa sensibilidade ao perigo), a medidas que reduzem os efeitos da ação acidental (por exemplo, barreiras de segurança ou postes de protecção).

Em zonas onde as medidas tomadas para prevenir ocorrências excepcionais excluem na totalidade as possíveis ameaças, é razoável considerar que o dimensionamento está em total conformidade com os requisitos de robustez. Em contrapartida, sempre que estas medidas de protecção apenas reduzam a magnitude (ou probabilidade de ocorrência) da ação accidental, ou simplesmente não possam ser implementadas, podem ocorrer danos localizados e é requerida uma avaliação dos possíveis danos localizados através de dimensionamento explícito (Caixa B.3 a Caixa B.6 na Figura 3). Se os danos locais previstos forem inaceitáveis e levarem a um colapso desproporcional da estrutura, o redimensionamento da estrutura deverá ser realizado de forma a que os danos locais sejam contrariados (Caixa B.2 na Figura 3). Nos casos em que tais danos sejam aceitáveis, os seus efeitos devem ser evitados através de estratégias de dimensionamento apropriadas, conforme proposto para ações accidentais não identificadas. (ver Secção 2.1.4).

Geralmente, para o cálculo explícito sob ações accidentais identificadas, são utilizadas estratégias específicas baseadas em métodos analíticos e/ou numéricos. O nível de sofisticação destes métodos está fortemente ligado à classe de consequências da estrutura. As estratégias e métodos atualmente disponíveis são apresentados em detalhe no Capítulo 4. Neste capítulo, apresentam-se quatro ações accidentais específicas: impacto (Secção 4.2), explosão (Secção 4.3), incêndio como ocorrência excepcional (Secção 4.4) e sismo como ocorrência excepcional (Secção 4.5).

2.1.4 Dimensionamento para ações accidentais não identificáveis

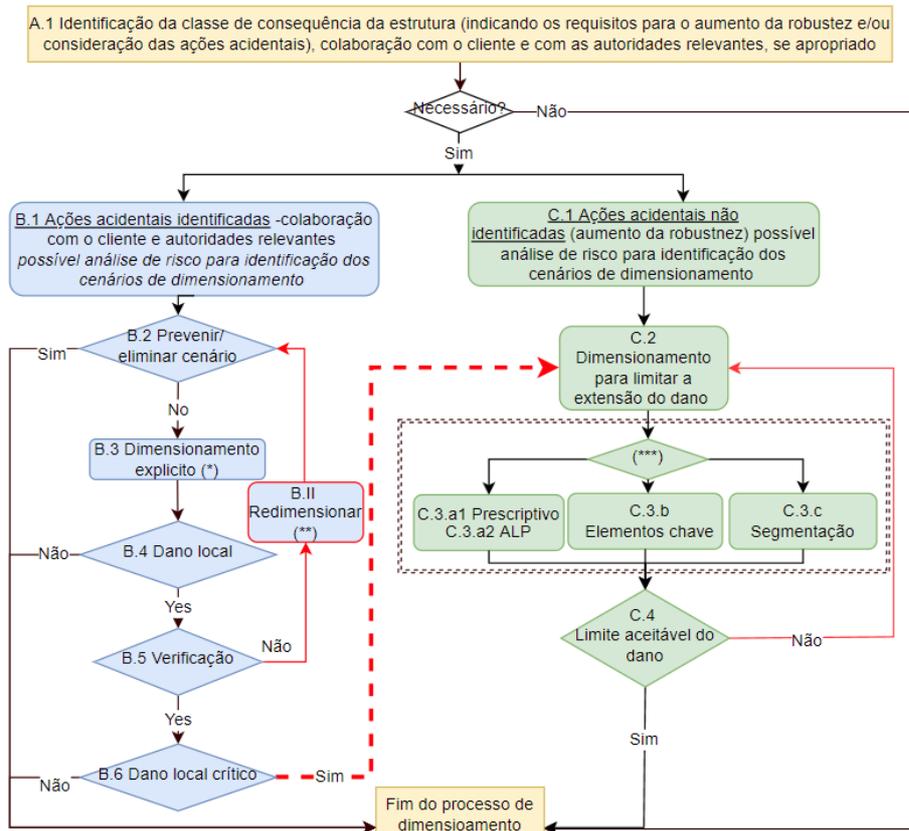
Ameaças não identificadas referem-se a ações accidentais não consideradas especificamente por normas ou indicadas pelo cliente ou quaisquer outras ações resultantes de causas não determinadas. Devido a incertezas relativamente à natureza, magnitude e ponto (região) de aplicação de uma ação accidental não identificável, o desempenho estrutural requerido é normalmente impossível de estimar. Neste caso, o dimensionamento à robustez requer soluções pragmáticas que cubram uma vasta gama de potenciais cenários de acidente. Atualmente, as estratégias capazes de alcançar um nível de robustez estrutural adequado, procuram, essencialmente, limitar os efeitos dos danos locais (Caixa C.2 na Figura 3), independentemente da causa inicial. Estas estratégias são abordadas no Capítulo 5.

Para edifícios de classes de consequências mais baixas (CC2a – ver Capítulo 3), a EN 1991-1-7 sugere a utilização de um sistema de amarração horizontal eficiente na estrutura, utilizando um método prescritivo denominado “método de amarração” (Caixa C.3.a2 na Figura 3). Este método permite assegurar um nível mínimo de continuidade entre os diferentes membros estruturais através de amarrações horizontais e, por conseguinte, o desenvolvimento de ações catenárias na estrutura danificada com vista a ativar trajetórias de transferência de carga alternativas. No entanto, devido à impossibilidade de estimar o nível de robustez atingido através do método de amarração, a eficiência deste permanece questionável, e é visto mais propriamente como uma necessidade, e não como uma medida suficiente. Além disso, o desenvolvimento de ações catenárias requer ductilidade suficiente em zonas estruturais chave, mas este ponto não é especificamente abordado no código, o que confirma a afirmação anterior. Na Secção 5.3.1, serão feitas propostas para ultrapassar estas deficiências identificadas.

Para edifícios de classes de consequências CC2b (ver Capítulo 3), são propostas diferentes alternativas. A primeira é a utilização do método de amarração conforme proposto para a CC2a, porém, adicionando o requisito de um sistema de amarração vertical (ver Secção 5.3.1).

A segunda é a consideração da remoção dos elementos de suporte (Caixa C.3.a2 na Figura 3). Esta situação simula o caso do colapso total dum elemento de suporte após uma ocorrência de acidente e permite avaliar se a estrutura está apta a ativar um caminho alternativo para transferência de carga para sobreviver à perda desse elemento de suporte. O contexto normativo atual define esta

abordagem como a “remoção fictícia de elementos de suporte” e, como prescreve a EN 1991-1-7, deve ser aplicada a todos os elementos de suporte (pilares, vigas que suportam pilares, ou paredes resistentes), considerando que estes são removidos, um de cada vez, e em cada piso do edifício. Apesar de tal método poder vir a provar-se tedioso e moroso, por requerer a utilização de ferramentas de análise avançadas, possibilita verificar se o edifício permanece estável e se os danos observados permanecem aceitáveis. Da Secção 5.3.2 à Secção 5.3.4, serão propostas ferramentas analíticas e numéricas com diferentes níveis de sofisticação para aplicar este método.



*Podem ser exigidas abordagens de cálculo apropriadas para classes de consequência mais elevadas e mais baixas.

**No caso de redimensionamento/reutilização, podem ser usados métodos mais avançados.

***Estratégias para redimensionamento para robustez não são mutuamente exclusivas e podem ser usadas isoladamente ou combinadas.

Figura 3. Fluxograma que traduz o processo de dimensionamento à robustez

Se a perda de um membro de suporte gerar um colapso desproporcional ou a extensão do dano local exceder um limite específico acordado ou prescrito, o elemento retirado deve ser considerado como “elemento-chave” e o seu cálculo deverá ser direccionado para métodos de reforço de capacidade resistente do elemento, tal como o método do elementos-chave (Caixa C.3.b na Figura 3). Além disso, o elemento-chave deve ser dimensionado de forma a resistir a uma carga acidental fictícia, e a sua rotura deve ser prevenida a qualquer custo. Este método está detalhado na Secção 5.4.

Uma alternativa a estes métodos é a utilização de segmentação (Caixa C.3.c na Figura 3). A segmentação é uma estratégia de dimensionamento que possibilita a prevenção ou limitação de um dano inicial ao isolar a parte da estrutura que falha do restante edifício, por aquilo que pode ser

referido como as fronteiras de segmentação. Geralmente as estratégias de segmentação são baseadas em fronteiras de segmento fracas ou fronteiras de segmento fortes. Na Secção 5.5 são apresentados mais detalhes.

Para estruturas na CC3, as abordagens de dimensionamento a adotar são semelhantes às propostas para CC2b mas requerem a utilização de métodos refinados como análises dinâmicas (Secção 5.3.5) e devem ser acompanhadas de uma análise de risco (Capítulo 6), tal como previamente mencionado.

2.2 Importância de ligações estruturais no dimensionamento à robustez

2.2.1 Dimensionamento clássico a ELS e ELU

As ligações estruturais são elementos chave que influenciam significativamente a resposta global de uma estrutura metálica. Tal como indicado na EN 1993-1-8, as ligações podem ser classificadas em termos de rigidez rotacional, resistência e ductilidade.

São considerados três níveis de rigidez rotacional: nominalmente rotulada, semi-rígida e totalmente rígida. Os limites da classificação de rigidez são apresentados na EN 1993-1-8, mas para a sua aplicação em ligações rotuladas, é feita referência a (Jaspart et al., 2009). Na realidade, também ocorrem deformações sob forças axiais e de corte, mas estas permanecem muito limitadas, e usualmente é assumido que não têm influência significativa na resposta da estrutura.

Em termos de resistência à flexão, a EN 1993-1-8 e (Jaspart et al., 2009) referem três classes: ligações nominalmente rotuladas, de resistência parcial e de resistência total. O conceito de ligações de resistência parcial/total pode ser facilmente estendido a qualquer outra situação de carga (força axial, combinações de momento fletor e força axial...).

No que diz respeito à ductilidade, existem também três categorias, mas infelizmente não estão identificadas explicitamente na EN 1993-1-8: ligações frágeis, ligações dúcteis para verificação plástica e ligações dúcteis para análise plástica. Da mesma forma que se fala em classe de secção transversal de membros, também se pode falar de classes de ligações.

Usualmente, a utilização de ligações de resistência total não representa a opção mais económica, devido aos seus elevados custos de fabricação, mas permite desprezar os efeitos das ligações na distribuição de forças internas e no cálculo de resistência do sistema, sendo que a cedência é mais provável na secção transversal do membro, pelo menos se a análise elástica for realizada em conjunto com uma verificação elástica ou plástica da resistência da secção. Se for realizada uma análise plástica, requerendo capacidade de rotação plástica para o desenvolvimento do mecanismo plástico, o risco de desenvolvimento de uma rótula plástica na ligação adjacente à secção transversal, devido à sobre resistência do material, deve ser evitado, especialmente se a resposta dúctil da ligação de resistência total não tiver sido verificada. Na EN 1993-1-8, é requerida a consideração de uma “sobre-resistência” inicial das ligações, em comparação à resistência nominal da secção transversal. Aqui pode-se referir a “ligações sobre-resistentes”.

O modelo das componentes (EN 1993-1-8, 2005) constitui o principal método analítico para o cálculo das propriedades mecânicas: (i) rigidez, (ii) resistência e (iii) capacidade de rotação das ligações. A sua aplicação é possível tanto para dimensionamento elástico ou plástico de qualquer tipo configuração de ligação metálica ou mista (EN 1994-1-1, 2004). Os detalhes para a implementação do procedimento e informação adicional às (EN 1993-1-8, 2005) e (EN 1994-1-1, 2004) estão disponíveis em (Jaspart and Weynand, 2016a) e (Demonceau et al., 2021). De modo a alargar o seu campo de aplicação, (Demonceau, 2008) caracterizou uma componente para ligações mistas de aço-betão ainda não disponível, a “laje mista em compressão”, e apresentou propostas para a área efectiva da laje e ainda a contribuição desta componente para as ligações mistas de aço-betão sujeitas a momento fletor

positivo, ver Capítulo VIII.4.2 de (Demonceau et al., 2021). Outra referência interessante é a revisão das regras de dimensionamento para as componentes disponíveis nos códigos e na literatura técnica (Jaspart et al., 2005). Finalmente, para as componentes das ligações tubulares, é feita referência a (Weynand et al., 2015).

O cálculo de rigidez e da resistência de ligações é possível, qualquer que seja a carga (apenas momento fletor M , apenas força axial N e combinação de momento fletor M com força axial N , para além das forças de corte), através da utilização do método das componentes.

No entanto, nos documentos normativos supramencionados, não são apresentadas regras específicas para ligações sujeitas a momentos flectores e esforços axiais, excepto para bases de colunas. Quando a ligação é também sujeita a esforço axial N_{Ed} , é proposta uma abordagem mais aproximada, em que, primeiro, a influência da interação M-N é desprezada desde que N_{Ed} seja inferior a 5% da resistência plástica axial de cálculo da secção transversal da viga adjacente ($N_{pl,Rd}$).

Em (Demonceau et al., 2019), é demonstrado que a interação M-N do Eurocódigo prevê com bastante precisão, e muitas vezes em segurança, a resistência da ligação, enquanto que a regra dos 5% geralmente leva a uma sobrestimação significativa da resistência da ligação. Além disso, o Eurocódigo 3 Parte 1-8 não define como se deve avaliar a resistência axial da ligação N_{Rd} . Na mesma publicação, é também apresentado um procedimento analítico de dimensionamento avançado para ligações metálicas e mistas. Este foi validado através de comparações de resultados obtidos a partir de testes experimentais realizados em ligações mistas viga-coluna em variadas situações de carga, incluindo incêndio e colapso progressivo. Este procedimento avançado, compatível com os princípios de dimensionamento seguidos pelos Eurocódigos, é descrito no Anexo A.1.

2.2.2 Dimensionamento de ligações sujeitas a eventos excepcionais

Face a eventos excepcionais, os critérios clássicos de dimensionamento ELS/ELU, em termos de plastificação do material e de deformação, podem ser largamente excedidos. Como o objectivo final é limitar os danos locais da estrutura ou o efeito dos mesmos no resto do edifício, podem-se antever vantagens nas grandes deformações e na resistência última do material na avaliação da robustez. Por outras palavras, o objectivo é demonstrar que a estrutura pode passar de uma configuração inicial estável e não danificada, antes do evento, para outra configuração estável danificada, possivelmente a custo de grandes deformações e da utilização da resistência última do material. Para ligações, poderão estar envolvidas deformações rotacionais ou extensões muito elevadas, com um nível de carregamento quase igual à resistência última. Para ligações incapazes de exibir tais níveis de deformação, poderá ocorrer rotura frágil, que afecta adversamente a possibilidade de mitigação do risco de colapso progressivo. Como conclusão, a ductilidade e a capacidade de deformação elevada são vistas como propriedades importantes para as ligações estruturais.

Além disso, eventos excepcionais induzem, com frequência, forças internas nas ligações que diferem significativamente das consideradas em ELS/ELU. Estas forças variam de acordo com a natureza do evento. Adicionalmente, a possível perda de um elemento após o evento acidental pode modificar drasticamente a distribuição interna de forças na parte não danificada da estrutura. Como conclusão, idealmente, deverão ser evitados modos de rotura frágil em toda a complexa e imprevisível sequência de carregamento da ligação durante o evento.

Independentemente da natureza do evento ou da estratégia de cálculo adotada, o cálculo preliminar em condições ELU da ductilidade de todas as ligações aparece como um pré-requisito, mesmo que não seja estritamente solicitado. Parte-se simplesmente do princípio que uma ligação não dúctil em

situação de ELU, muito provavelmente não exibirá “subitamente” uma elevada capacidade de deformação quando sujeita a eventos excepcionais.

A caracterização das propriedades da ligação em tais situações extremas não está abrangida pela EN 1993-1-8, mas tem sido apresentado em vários projetos de investigação (Kuhlmann et al., 2008; Demonceau et al., 2013 e Kuhlmann et al., 2017) que a utilização do método das componentes poderá ser estendido de forma a abordar situações de carregamento extremo em ligações, e será, portanto, novamente utilizado como referência para o cálculo de ligações no presente manual.

Em conclusão, neste manual de dimensionamento, recomenda-se:

- Primeiro, o dimensionamento de ligações sistematicamente dúcteis em condições ELS/ELU. Para isso, nesta secção são apresentadas orientações gerais. As condições são expressas em termos de requisitos de ductilidade mínima que deverão ser sempre respeitados pelas ligações, independentemente da análise estrutural global e do processo de cálculo implementado para verificação dos ELU.
- Respeitar os critérios de cálculo complementares específicos para condições excepcionais. Estes diferem de acordo com as estratégias de dimensionamento apresentadas na Secção 2.1, tal como detalhado nas Secções 4 e 5. Em alguns casos, os requisitos de ductilidade terão de ser cumpridos para situações de carregamento acidental, que diferem daquelas a que as ligações estão sujeitas em condições de ELU (por exemplo, no caso da perda de um elemento estrutural após um evento excepcional).

2.2.3 Requisitos de ductilidade para ligações estruturais

2.2.3.1 Recomendações gerais para todas as ligações metálicas e mistas em ELU

Sob condições de ELU, são requeridos vários níveis de ductilidade de acordo com a situação específica de dimensionamento. Em cada um dos casos, indicam-se os requisitos de ductilidade mínima.

Utilização de ligações articuladas

Os requisitos de ductilidade para estas ligações são apresentados em (Jaspart et al., 2009), assim como os procedimentos para a avaliação da resistência de cálculo ao esforço transversal (sob a forma de folhas de cálculo). Nesta publicação, os requisitos são expressos em termos de soldaduras de resistência total e de valores mínimos para o rácio d/t entre o diâmetro dos parafusos e a espessura das chapas ligadas (chapa de extremidade, por exemplo).

Relativamente às soldaduras, é recomendada a utilização de soldaduras de penetração total ou de resistência total. Enquanto a utilização de soldaduras de penetração total pode induzir custos adicionais, poderão ser consideradas soldaduras de resistência total, se forem respeitados os critérios de cálculo apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Espessuras de soldadura “a” recomendadas para obter um duplo cordão de soldadura de resistência total, para uma chapa de espessura “t” inferior a 40mm (Jaspart et al., 2009)

Classe do aço	S235	S275	S355	S420M	S420N	S460M	S460N
f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	420	460	460
f_t (N/mm ²)	360	430	510	520	550	550	580
β_w	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_{w,u, \text{end}}$ (N/mm ²)	255	286	321	294	311	311	328
Duplo cordão de soldadura de resistência total	$a \geq 0.46t$	$a \geq 0.48t$	$a \geq 0.55t$	$a \geq 0.71t$	$a \geq 0.68t$	$a \geq 0.74t$	$a \geq 0.70t$

Para evitar rotura frágil dos parafusos e para garantir uma ductilidade suficiente na ligação aparafusada, a EN 1993 1-8 apresenta um critério na Secção 6.4.2. Este critério relaciona a espessura “ t ” da componente em flexão (espessura do banzo da coluna, da placa de extremidade ou do banzo da cantoneira) com o diâmetro do parafuso “ d ”:

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (1)$$

onde f_{ub} é a tensão última do material dos parafusos e f_y a tensão de cedência do material da componente em flexão. Esta condição deverá ser satisfeita por pelo menos uma das duas placas ligadas.

Além do mais, para permitir capacidade de rotação suficiente sem quaisquer desenvolvimentos significativos de momento fletor na ligação, são também requeridos requisitos de detalhe. No Anexo A.2. são apresentados alguns exemplos.

Utilização de ligações de resistência parcial

Se a análise estrutural for elástica para ELU e associada a uma verificação elástica da resistência da ligação, não é necessário verificar a ductilidade, pois é assumido que não há cedência nas componentes da ligação.

Se a análise estrutural for elástica para ELU e associada a uma verificação plástica da resistência da ligação, deverão ser verificados os requisitos mínimos, como para secções transversais de membros da Classe 2, de modo a permitir uma redistribuição totalmente plástica das forças internas nas ligações. A EN 1993-1-8, na sua Secção 6.2.7.2(9), especifica as regras a ser respeitadas para evitar a rotura prematura dos parafusos em tração.

Finalmente, se a análise estrutural for plástica envolvendo rótulas plásticas nas ligações, assume-se que estas rótulas plásticas rodam. Portanto, devem ser evitados alguns modos de rotura, como a rotura dos parafusos ou da soldadura. Deverão ser seguidas as disposições apresentadas na Tabela 1 e equação (2). Estas disposições não devem ser aplicadas se se verificar um modo de rotura dúctil numa componente mais fraca que limite a resistência plástica das ligações. A cedência da “alma da coluna em tração transversal” é uma destas componentes dúcteis, assim como o esmagamento, antes da rotura, do parafuso em sub-conjuntos aparafusados sujeitos ao corte (por exemplo, em ligações com placas de banzo).

Outros modos de rotura que podem envolver fenómenos de instabilidade local são a “alma da coluna em compressão transversal” e o “banzo e alma da viga em compressão”.

De acordo com a abordagem global de dimensionamento seguido em ELU (análise elástica/plástica; verificação elástica/plástica), os requisitos em termos de ductilidade podem variar, enquanto que, para eventos excepcionais foi afirmado na Secção 2.2.2 que “o cálculo preliminar de todas as ligações da estrutura para ductilidade em condições ELU aparece como um pré-requisito”. É recomendado, para todas as ligações estruturais, adotar os requisitos de ductilidade associados a uma “análise estrutural plástica envolvendo rótulas plásticas”, isto é, um nível de ductilidade que permite uma capacidade de rotação plástica significativa. Este requisito permite, muitas vezes, evitar o posterior reforço das ligações aquando da verificação da robustez das estruturas.

A mesma abordagem também se aplica a ligações mistas aço-betão. Para estas, é recomendado, adicionalmente, satisfazer os requisitos de ductilidade na parte metálica da ligação (isto é, sem a laje), de forma a assegurar uma resposta “residual” adequada das ligações após a fratura dos varões, para um nível elevado de rotação.

A ductilidade da laje em tração depende do diâmetro dos varões, do rácio das armaduras e da classe de ductilidade dos varões (mínimo, classe B). Neste sentido, devem ser seguidos os requisitos gerais dados na EN 1994-1-1 (por exemplo, a taxa mínima de reforço).

Em (Duarte da Costa, 2018) é estudada a ductilidade de ligações mistas sujeitas a momento fletor negativo. Em particular, são apresentadas duas condições de ductilidade mínima que garantem uma ductilidade suficiente para realizar uma análise plástica:

- Rácio efectivo das armaduras (isto é, o rácio entre a área de armadura e a área de betão $A_{c,eff}$, conforme definido na Secção 7.3.2(3) da (EN 1992-1-1, 2005)): $2,0\% \leq \rho_{eff} \leq 3,5\%$
- Diâmetro das armaduras longitudinal $\phi \geq 12\text{mm}$.

Adicionalmente, em (Schäfer, 2005) é recomendada a colocação do primeiro conector ao corte a uma determinada distância a_{KB} da coluna, de modo a permitir uma faixa em tração na laje de betão, ver Figura 4, e para melhorar a ductilidade da ligação.

Sob momento fletor positivo, a laje está em compressão; pode ser assumido que a sua ductilidade é suficiente para formar uma rótula dúctil na ligação mista.

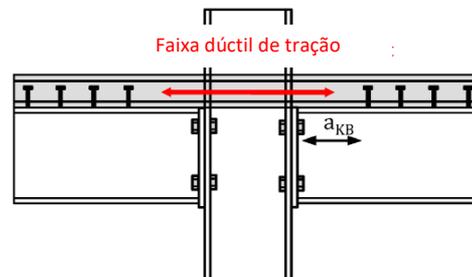


Figura 4. Faixa dúctil de tração na laje de betão

Utilização de ligações de resistência total

No caso de uma análise estrutural elástica em ELU com uma verificação elástica ou plástica de secções transversais de membros, não é assegurado qualquer requisito de ductilidade e a cedência ocorre nos membros ligados.

No caso de uma análise estrutural plástica envolvendo rótulas plásticas nos membros, não é, normalmente, prevista qualquer ductilidade ou capacidade rotacional por parte das ligações em ELU, já que não deverá haver plastificação, uma vez que são mais fortes que os membros. Mas devido a efeitos de sobrerresistência, a resistência plástica efectiva do membro pode aumentar de tal forma que as rótulas plásticas acabam por se desenvolver nas ligações. Consequentemente, também poderá ocorrer rotura frágil da ligação.

A sobrerresistência do material pode ser estimada utilizando a recomendação do Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004), Secção 6.5.5: $f_{ov} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$, onde f_{ov} é a resistência do material contabilizando a sobrerresistência, 1,1 é um coeficiente para contabilizar o endurecimento por tensão, γ_{ov} é o factor de sobrerresistência (valor recomendado = 1,25, mas pode ser baseado mais precisamente nos valores dados na Tabela 2 propostos na próxima versão prEN 1998 do Eurocódigo 8 (prEN 1998-1-2, 2019)) e f_y é a tensão de cedência nominal do material. Isto significa que a resistência da ligação “sobrerresistente” (ver Secção 2.2.1) deve ser, pelo menos, 1,38 vezes superior à resistência dos membros conectados mais fracos para contabilizar os efeitos de sobrerresistência. Caso contrário, as

ligações poderão tornar-se os membros estruturais mais fracos e serão capazes de exibir um nível de capacidade de deformação mínimo, como requerido para ligações de resistência parcial.

Tabela 2. Fator de sobrerresistência do material γ_{ov} (prEN 1998-1-2, 2019)

Classe do aço	γ_{ov}
S235	1,45
S275	1,35
S355	1,25
S460	1,2

Requisito preliminar para ductilidade

Como conclusão, como “boa medida” para ajudar a estrutura a acomodar eventos excepcionais, recomenda-se o dimensionamento de todas as ligações da estrutura em ELU de tal forma que as rótulas plásticas se possam formar e que a ligação possa rodar, isto é, como no caso de uma análise plástica estrutural realizada em ELU.

A única exceção a este princípio está relacionada com “ligações sobrerresistentes”. Terá de ser, no entanto, destacado que o carácter de sobrerresistência das ligações deve ser assegurado não só para momentos fletores, como também para todas as situações de carga encontradas nas ligações durante o evento, por exemplo envolvendo forças de amarração.

2.2.3.2 Recomendações específicas para ligações de resistência parcial aparafusadas metálicas e mistas com chapas de extremidade em ELU

(Rölle, 2013) apresenta uma alternativa, mais intuitiva, à utilização explícita do método das componentes da EN 1993-1-8, no que diz respeito à avaliação da resistência à flexão de ligações aparafusadas com chapa de extremidade resistentes, ver Figura 5. O método assume o produto entre a resistência de tração dos parafusos e braço de alavanca relevante como o factor que define predominantemente a resistência da ligação à flexão, enquanto outros parâmetros com influência na capacidade de flexão são considerados indiretamente através da aplicação de um factor de correlação, ver Anexo A.3.1. Com o auxílio de determinados critérios construtivos, o procedimento de cálculo tem como objectivo alcançar um Modo de rotura 2 combinando uma ductilidade suficiente com uma resistência satisfatoriamente baixa, que seria o caso do Modo de rotura 1. A validade da última abordagem foi demonstrada através de ensaios experimentais realizados em provetes fabricados em aço até à classe S355.

Além das recomendações gerais para ductilidade endereçadas a todas as ligações na Secção 2.2.3.1, são expressas recomendações específicas (Tabela 3), para ligações de resistência parcial muito dúcteis, nas quais as rótulas plásticas se deverão formar e rodar, ver também (Vogel et al., 2014). Em particular, deverá ser assegurada uma determinada distância do parafuso ao perfil (ver m e m_2 ou m_x na Figura 5), já que se provou que tem grande influência na ductilidade da ligação (Rölle, 2013). Se todos os seis critérios da Tabela 3 forem cumpridos, podem-se conseguir rotações totais de 80 a 180 mrad na ligação, ativando sobretudo a componente “chapa de extremidade em flexão”.

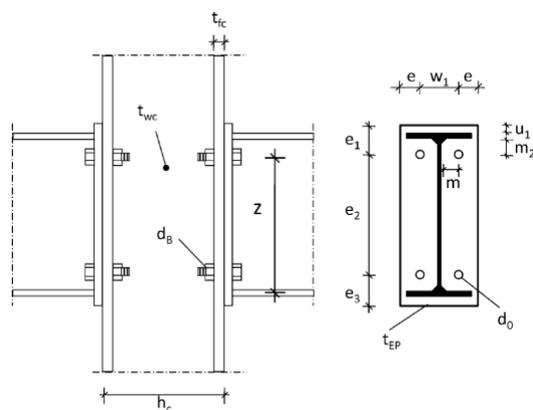


Figura 5. Parâmetros geométricos relevantes de uma ligação de chapa de extremidade.

Tabela 3. Critérios construtivos para o cálculo de ligações metálicas viga-pilar com chapa de extremidade altamente dúcteis

Nome do parâmetro	Símbolo do parâmetro	Critério
Rácio entre a espessura da chapa de extremidade e o diâmetro do parafuso	t_{EP}/d_B	$< 0,65$
Classe de resistência do aço de construção	f_y	$\leq S355$
Classe de resistência do parafuso	f_{uB}	≥ 8.8
Distância horizontal do parafuso (mm)	m	$\geq 3.0d_B$
Distância vertical do parafuso (mm)	$m_2(m_x)$	$\geq 2.5d_B$
Altura da viga (mm)	h_b	≤ 500
Neste caso particular, os critérios limite estão ligados à gama de classes de resistência do aço especificada para quais estavam ensaios disponíveis, mas não deverá ser concluído que classes mais altas de resistência não permitem ductilidade elevada.		

2.2.3.3 Recomendações específicas para ligações metálicas de resistência parcial e total com chapas de extremidade em estruturas sujeitas a ações sísmicas em ELU

Em pórticos resistentes, as extremidades das vigas são geralmente utilizadas como zonas dissipativas, e as ligações viga-coluna são dimensionadas para resistir às forças internas correspondentes com as rótulas plásticas desenvolvidas nas extremidades das vigas. No entanto, terão de ser tidas em consideração, no cálculo de zonas não dissipativas, os possíveis efeitos de sobrerresistência e de endurecimento que ocorrem nas zonas dissipativas.

A utilização de ligações de resistência parcial como zonas dissipativas é permitida mas, nesse caso, a ductilidade e a capacidade de dissipação das ligações deve ser demonstrada através de ensaios experimentais de acordo com a atual norma de cálculo.

Por esta razão, foi lançado um projeto da RFCS Europeia denominado EQUALJOINTS, incluindo parceiros académicos e industriais, com o objectivo de estudar e pré-qualificar três tipos de ligações aparafusadas que são normalmente utilizadas em prática Europeia.

Como resultado, foram desenvolvidos e traduzidos para 12 línguas Europeias, um guia de dimensionamento, um software e uma aplicação para dispositivos móveis, trazendo diretamente os resultados do projeto de investigação EQUALJOINTS para a prática de engenharia. Estas ferramentas de cálculo são disponibilizadas gratuitamente no site web da Convenção Europeia para a Construção em Aço (ECCS - <https://www.steelconstruct.com/eu-projects/equaljoints/>). Estas recomendações serão implementadas na próxima versão do Eurocódigo 8.

2.2.3.4 Avaliação da capacidade de rotação plástica de ligações em ELU

No Anexo A.4. são apresentadas abordagens gerais e específicas para uma determinação explícita da capacidade de rotação plástica de ligações metálicas e mistas.

2.2.3.5 Sumário das conclusões com vista ao dimensionamento de ligações sujeitas a carregamentos excepcionais

De acordo com a estrutura e com o procedimento de cálculo a utilizar para mitigar o risco de colapso progressivo, os requisitos em termos de resistência e ductilidade a ser exibidos pelas ligações podem diferir significativamente. Estes requisitos serão especificados para cada estratégia de dimensionamento nas Secções 4 e 5.

É requerido o dimensionamento de todas as ligações estruturais em ELU para que as rótulas se possam formar e rodar (isto está implícito em ligações articuladas).

Os requisitos para alcançar este objectivo são apresentados nesta secção para ligações articuladas, de resistência parcial e de resistência total:

- em termos gerais para todas as ligações metálicas e mistas (Secção 2.2.3.1);
- sob a forma de abordagens simplificadas de cálculo para ligações de resistência parcial com chapa de extremidade (Secção 2.2.3.2);
- sob a forma de um procedimento de pré-qualificação para ligações metálicas de resistência parcial e de resistência total com chapas de extremidade numa estrutura sujeita a sismos (Secção 2.2.3.3).

Na Secção 2.2.3.4 é feita referência ao procedimento de avaliação para a capacidade rotacional plástica de ligações metálicas e mistas

3 Classes de consequência

As estruturas de edifícios são classificadas em classes de consequências baseadas nas consequências de rotura estrutural em termos de perdas de vidas humanas ou prejuízos pessoais ou de perdas económicas, sociais ou ambientais. Tal classificação é considerada como uma simplificação de um sistema complexo baseado no risco relacionado com o tipo, altura, ocupação, percepção social, tipo de carga, tipo estrutural, natureza dos materiais do edifício, entre outras. Nas EN 1990 e EN 1991-1-7, Cl 3.4, são identificadas três classes de consequência. No entanto, no Anexo A da EN 1991-1-7, Tabela A.1, a Classe de Consequência 2 está subdividida em CC2a (consequências médias-grupo de risco inferior) e CC2b (consequências médias-grupo de risco superior); aparecendo igualmente a Classe CC1 (Consequências baixas de falha) e CC3 (consequências elevadas), como sumariado na Tabela 4. Vale a pena mencionar que o Anexo A é considerado como informativo em vez de normativo, onde a orientação apresentada não necessita de ser seguida. No entanto, é decisão de cada um dos países recomendar a aplicação deste Anexo, ou não. Existem outros documentos onde se podem encontrar orientações práticas adicionais relacionadas com a classificação do edifício à robustez (Way, 2011). Por outro lado, a versão de trabalho da revisão da EN 1990 (prEN 1990, 2019) acrescenta duas classes de consequência adicionais, CC0 e CC4. A CC4 é considerada como risco extremo de perda de vidas humanas ou de prejuízo pessoal e risco económico, social ou ambiental considerável. As provisões nos Eurocódigos não abrangem as regras necessárias para estruturas classificadas como CC4. Para estas estruturas, poderão ser necessárias regras adicionais às dadas nos Eurocódigos. Por outro lado, a CC0 tem o menor risco, onde podem ser utilizadas as regras dos Eurocódigos ou regras alternativas e onde elementos não estruturais podem ser classificados como CC0. Portanto, as regras nos Eurocódigos abrangem essencialmente regras de dimensionamento para estruturas classificadas como CC1 e CC3. Adicionalmente, a versão de trabalho da revisão da EN 1990 permite que as classes de consequência CC1 a CC3 sejam divididas em subclasses superior e inferior nos Eurocódigos.

Existem alguns casos onde os engenheiros poderão encontrar dificuldades, se as estruturas dos edifícios não seguirem diretamente as descrições apresentadas na Tabela 4. Em tais casos, é necessário um julgamento técnico, e é da responsabilidade do engenheiro assegurar que a segurança do edifício não fique comprometida. Alguns dos casos comuns são listados em (Way, 2011):

- A inclusão do piso de mezzanine na contagem do número de pisos para a classificação do edifício irá depender da dimensão e utilização desse piso. O SCI P391 (Way, 2011) recomenda que o piso de mezzanine seja considerado na contagem se corresponder a mais de 20% da área em planta do edifício, cujo valor pode aumentar se o piso não for utilizado diariamente.
- Áreas habitadas dos pisos de cobertura devem ser contabilizadas no número de pisos independentemente da inclinação da cobertura.
- Edifícios com diferentes números de pisos que caem em diferentes classes de consequência devem ser classificados como pertencente à classe mais gravosa.
- Edifícios de utilização mista que caem em diferentes classes de consequência devem ser classificados como pertencente à classe mais gravosa.
- Pisos de cave são definidos de forma a que o piso exterior do rés-do-chão seja, pelo menos, 1.2 m acima do piso da cave num mínimo de 50% da planta do edifício. Na determinação do número de pisos, podem ser excluídos os pisos de cave, desde que tais pisos de cave cumpram os requisitos da “Classe de Consequência 2b Grupo de Risco Superior”. No caso de Classe de Consequência 3, os pisos de caves poderão seguir os requisitos dessa classe.
- O piso do rés-do-chão pode ser excluído do número total de pisos para a classificação do edifício se todos os seus elementos estruturais, incluindo ligações, forem dimensionadas como

elementos-chave. No caso da utilização do piso de rés-do-chão como estacionamento, este pode ser excluído da contagem se forem considerados os seguintes requisitos:

- O estacionamento é exclusivo aos utilizadores do edifício.
- O piso de rés-do-chão não deve ser acessível ou ter direito de passagem ao público geral.
- Todos os elementos estruturais do piso do rés-do-chão, e as suas ligações são dimensionadas como elementos-chave
- Para edifícios submetidos a remodelações, alterações ou amplificações, resultando na alteração de classe de consequência, o edifício deve ser classificado como a classe mais gravosa.

Tabela 4. Classes de Consequência nas atuais EN 1990 e EN 1991-1-7 - Anexo A

Classe de Consequência (CC)	Descrição	Exemplos de Tipo e Ocupação
1	Baixa consequência de perda de vida humana e consequências económicas, sociais e ambientais pequenas ou desprezáveis	Moradias de ocupação única ≤ 4 pisos Edifícios de agricultura onde pessoas normalmente não entram (ex, edifícios de armazenamento), estufas Edifícios onde pessoas raramente vão, desde que a 1.5 vezes da altura de distância de outros edifícios
2a (Grupo de Risco inferior)	Consequência média de perda de vida humana, consequências sociais, económicas ou ambientais consideráveis	5 pisos de ocupação única Hotéis, residências, escritórios ≤ 4 pisos Industrial ≤ 3 pisos Instalações de venda de retalho ≤ 3 pisos e < que 1000 m ² de área de laje em cada piso Edifícios educacionais de piso único Edifícios ≤ 2 pisos que admitam público com áreas de laje ≤ 2000 m ² em cada piso
2b (Grupo de Risco Superior)		Hotéis, residências, escritórios > 4 pisos mas ≤ 15 pisos Edifícios educacionais > piso único mas ≤ 15 pisos Instalações de venda de retalho > 3 pisos mas ≤ 15 pisos Hospitais ≤ 3 pisos Escritórios superiores a 4 pisos que não excedam os 15 pisos. Edifícios que admitam público com áreas de laje > 2000 m ² mas ≤ 5000 m ² em cada piso Estacionamento automóvel ≤ 6 pisos
3	Consequência elevada de perda de vida humana, ou consequências sociais, económicas ou ambientais muito grandes	Edifícios definidos como Classe 2a e 2b que excedam limites de áreas ou pisos Edifícios nos quais elementos do público são admitidos em número significativo (ex., salas de concerto, bancadas, ...etc.) Estádios que acomodem mais de 5000 espectadores Edifícios com substâncias/ processos perigosos

Nota: A Tabela não é exaustiva e pode ser ajustada.

4 Ameaças identificadas

4.1 Introdução

O dimensionamento à robustez de estruturas de edifícios pode ser realizado considerando tanto os efeitos directos de uma ação acidental, como uma extensão do dano de um evento desconhecido / imprevisto. Obviamente, os métodos da primeira categoria requerem a identificação da ameaça e a definição da ação. Exemplos típicos são incêndio, explosão ou impacto. Para algumas ações, o nível de ameaça pode ser reduzido ou até eliminado com medidas não estruturais ou outras, por exemplo, protecção ativa de incêndio - aspersores, aberturas de ventilação para explosões de gás, protegendo a estrutura contra o impacto utilizando postes de trânsito, ou aumentado a distância de segurança para explosão. Ainda, nalguns casos, pode ser permitido o desenvolvimento de danos localizados, mas não desproporcionais face à causa original. Algumas das ações acidentais já são tratadas em detalhe nos Eurocódigos:

- Sismo: o cálculo de estruturas sujeitas a sismo é abrangido por um Eurocódigo específico; EN 1998;
- Incêndio: o cálculo de estruturas sujeitas à ação do fogo é abrangido na Parte 1-2 dos diferentes Eurocódigos de “materiais relacionados”.

No entanto, em algumas circunstâncias, as ações podem exceder as condições consideradas nos códigos, por exemplo, em cenários de carregamentos sequenciais , ex., incêndio depois de sismo, ou fogo depois de explosão.

Os efeitos das ações identificadas devem ser analisados considerando métodos de análise apropriados, que dependem da classe de consequência (EN 1991-1-7):

- Classe de consequência 1: sem considerações específicas para as ações acidentais.
- Classe de consequência 2: dependente de circunstâncias específicas da estrutura em questão. É considerada uma análise estática equivalente com cargas estáticas a traduzir as cargas acidentais identificadas e / ou a aplicação de dimensionamento prescritivo / regras de detalhe.
- Classe de consequência 3: estudo extensivo de cenários de acidentes usando análises dinâmicas e análises não lineares, se apropriado.

A próxima secção aborda o cálculo para as seguintes ações acidentais identificadas:

- Cargas de impacto devido a trânsito de veículo (Secção 4.2)
- Explosão externa (Secção 4.3.2)
- Explosão interna devido a gás natural (Secção 4.3.3)
- Incêndio (Secção 4.4)
- Sismo (Secção 4.5).

4.2 Impacto

4.2.1 Prevenir/eliminar o acidente

O acidente resultante de um impacto é tipicamente associado a um incidente envolvendo veículos. As consequências do impacto do veículo dependem fortemente do peso, da velocidade e direção (em relação ao edifício) do veículo. As medidas preventivas são parte da segurança do edifício e estão focadas na redução de velocidade do veículo e na redução do acesso ao edifício. Isto pode ser alcançado através de estradas de acesso apropriadas, que não permitam que carros de grandes dimensões se aproximem diretamente do edifício, e que limitem a velocidade do veículo. Existem também vários equipamentos, desde simples lombas redutoras de velocidade, até bloqueadores automáticos e barreiras de segurança, como ilustrado da Figura 6 à Figura 9.

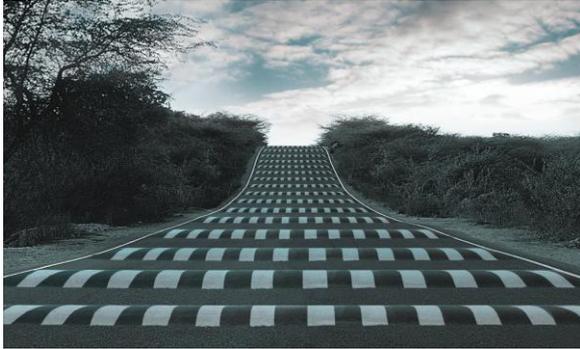


Figura 6. Lombas redutoras de velocidade numa estrada de colina



Figura 7. Lombas redutoras de velocidade em estacionamentos



Figura 8. Bloqueadores automáticos de estrada e barreira



Figura 9. Bloqueadores hidráulicos de segurança

4.2.2 Dimensionamento explícito

As ações de impacto são abordadas no Capítulo 4 da EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006). Este código abrange várias situações nas quais o impacto poderá ocorrer. Independentemente da situação, o impacto envolve sempre a interação entre um objecto de impacto (fonte de impacto) e o objecto atingido (ex., a coluna de um edifício).

Dependendo da classe de consequência da estrutura, podem ser admitidas as seguintes simplificações (ver Figura 10):

- Para estruturas com classe de consequência baixa e/ou média (até CC2 – ver Secção 3), é suficiente uma análise estática semelhante à abordagem estática equivalente da EN 1991-1-7, tal como descrito na Secção 4.2.2.1.
- Para estruturas com classe de consequência alta (CC3 – ver Secção 3), é requerida uma análise dinâmica. Esta análise pode ser uma análise dinâmica simplificada (EN 1991-1-7) ou total – ver Secções 4.2.2.2 e 4.2.2.3, respectivamente.

Ao utilizar a abordagem estática equivalente da EN 1991-1-7, o objecto atingido é sempre considerado como rígido; isto é, o objecto de impacto absorve toda a energia de impacto (*impacto rígido*), o que é conservativo. No entanto, quando são utilizadas análises dinâmicas, são permitidos *impacto rígido* ou *impacto flexível*. Em *impacto flexível*, é tida em consideração a capacidade do objecto de impacto em dissipar a energia de impacto.

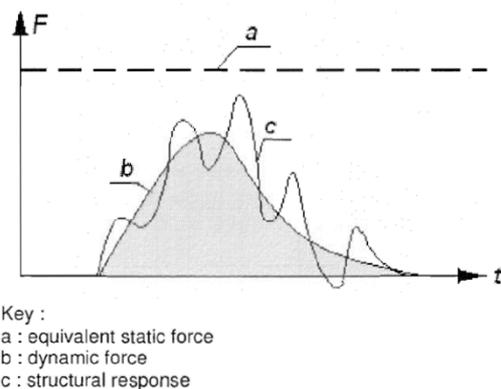


Figura 10. Representação de uma ação de impacto (EN 1991-1-7, 2006)

4.2.2.1 Abordagem estática equivalente

Nesta abordagem, a carga de impacto é substituída por uma força estática equivalente F contabilizando os efeitos da carga na estrutura. Para todos os tipos de impacto referidos na Secção 4 da EN 1991-1-7, são apresentados os valores de forças estáticas equivalentes para diferentes tipos de veículos (carros, camiões, comboios, navios...) e explicado como os aplicar às estruturas.

A situação mais comum em edifícios é o impacto de um veículo numa das colunas de suporte. A abordagem estática equivalente para este caso é apresentada na Figura 11, a posição (altura h e área a) da força na coluna depende do tipo de veículo (carro ou camião), enquanto a magnitude da força F depende do tipo de estrada onde o veículo circula (isto é, a velocidade máxima que pode atingir).

O membro atingido (e a estrutura envolvente) deverá ser verificada quando sujeita à força estática equivalente F e outras cargas permanentes e variáveis, considerando uma combinação de carga acidental. Para este membro, devem ainda ser verificados os ELU, sem quaisquer limitações em termos de deformação.

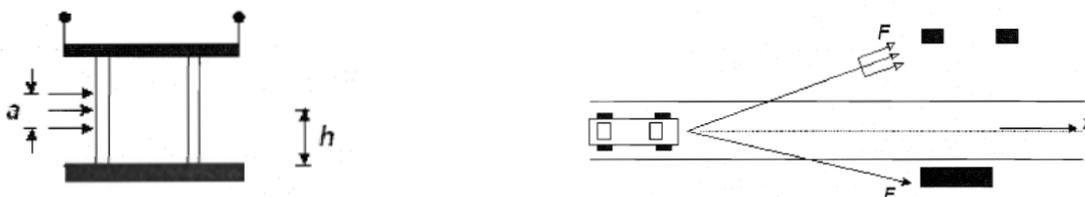


Figura 11. Força de colisão em subestruturas de suporte junto de vias de trânsito para pontes e estruturas de suporte para edifícios (Eurocode 1 2006)

4.2.2.2 Abordagem dinâmica simplificada

Esta abordagem está presente no Anexo C da EN1991-1-7 e é normalmente descrita pelos modelos apresentados na Figura 12. A avaliação da força de impacto F depende do tipo de impacto (*rígido* ou *flexível*):

- Para impacto *rígido* ou *flexível* em que o objecto de colisão ou o objeto atingido, respectivamente, deformam-se linearmente, pode ser utilizada a Eq. (2), onde k é a rigidez do objecto de colisão (impacto *rígido*) ou do objecto atingido (impacto *flexível*); v_r é a velocidade de impacto e m é a massa do objecto de colisão.

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} \quad (2)$$

- Para *impacto flexível*, quando a energia de impacto é absorvida através de deformações plásticas, é necessário que a ductilidade da estrutura seja suficiente para absorver a energia cinética total $\frac{1}{2}mv_r^2$ do objecto de colisão. Assumindo uma resposta plástica rígida da estrutura, este requisito é satisfeito se a condição dada na Eq. (3) for respeitada, onde F_0 é a resistência plástica da estrutura e y_0 – a sua capacidade de deformação.

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_0 y_0 \quad (3)$$

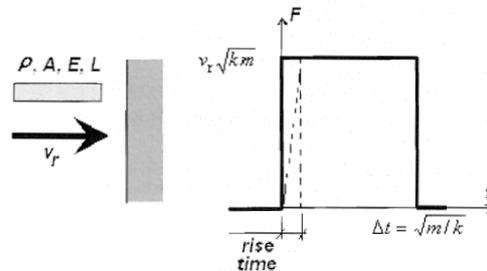


Figura 12. Modelo de impacto (EN 1991-1-7, 2006)

Para o caso específico de impacto de um veículo com um membro de suporte da estrutura, a EN 1991-1-7 sugere alguns valores para os parâmetros que influenciam a força de impacto, como a massa, velocidade, resistência plástica F_0 , a desaceleração do veículo, etc., dependendo do tipo de veículo e do tipo de estrada. No anexo informativo da EN 1991-1-7, este caso particular é explicado em maior detalhe.

4.2.2.3 Abordagem dinâmica total

Numa análise dinâmica total, o projectista pode decidir modelar o impacto explicitamente ou através de análises de caminhos de carga alternativos (ou análise de perda de coluna), onde a ação não é explicitamente modelada, mas sim a sua consequência, isto é, a perda da coluna. Em termos práticos, esta segunda abordagem é mais apelativa porque fornece uma boa estimativa da robustez da estrutura, sem a complexidade requerida para modelar ações de impacto.

Várias opções são consideradas dentro da análise de caminhos de carga alternativos, diferindo na sua complexidade (linear/ não linear, estática/dinâmica, etc...); as orientações de cálculo para as aplicar são descritas na Secção 5 deste manual, portanto, estas regras não são descritas aqui. No entanto, alguns parâmetros são aqui destacados como importantes para uma boa estimativa da robustez de uma estrutura sujeita a uma ação de impacto através de uma análise de caminhos de carga alternativos, como:

- Podem ser tidos em consideração os *efeitos dinâmicos* ao avaliar o tempo de remoção da coluna ou perda de elemento de suporte. Como exemplo, podem ser seguidas as sugestões da GSA (GSA, 2003).
- Os *efeitos das taxas de deformação* impostas nas leis constitutivas dos materiais que compõem a estrutura podem ser facilmente considerados através do parâmetro *DIF*. Para cargas de impacto que induzam taxas de deformação usualmente entre 10^{-1} to 10, o coeficiente *DIF* a aplicar na resistência elástica do material metálico varia entre 1,1 a 1,3. Para propriedades mecânicas dos parafusos, pode ser assumido um coeficiente *DIF* de 1,1. Existem também muitos modelos disponíveis na literatura para contabilizar com maior precisão estes valores, como o modelo Johnson-Cook (Johnson and Cook, 1983).

4.3 Explosão

Uma explosão é uma libertação de energia extremamente rápida na forma de ondas de pressão, calor, som e luz (Hall, 2017). O resultado de uma explosão pode incluir também o impacto com fragmentos primários e/ou secundários. Embora todos estes possam afectar edifícios e ocupantes de diferentes formas, este capítulo é focado na resposta de estruturas à carga de pressão. Não é dada qualquer orientação para contabilizar o impacto de detritos térmicos ou voadores, mesmo que os seus efeitos sejam significativos em certos casos.

Os materiais explosivos podem ser sólidos, gases, vapores ou poeiras. Dependendo da natureza do material explosivo e das condições locais, a explosão pode desenvolver-se como deflagração ou expandir-se rapidamente e gerar ondas de choque (detonação). Em (Demonceau et al., 2021) encontra-se mais informação.

Geralmente, os edifícios não são dimensionados para condições de carga geradas por explosões, excepto as instalações dimensionadas para resistir a essas ações (por exemplo, edifícios resistentes a explosões) ou edifícios onde o gás é queimado ou regulado. Portanto, para edifícios que estão sujeitos a estas cargas extremas, estes podem estar sujeitos a danos extensivos (Ellingwood et al., 2007; Somes, 1973; Burnett, 1975a; EN 1991-1-7, 2006). Deve ser considerada a possibilidade de componentes estruturais falharem e devem ser tomadas medidas para mitigar esse risco; por exemplo, ao prevenir o colapso progressivo após a perda de uma coluna (CSA, 2016). Nas secções seguintes, são apresentadas as características de explosões e possíveis abordagens de dimensionamento. São ainda apresentadas as medidas para reduzir ou prevenir a ameaça de explosão.

4.3.1 Prevenir/eliminar o acidente

4.3.1.1 Explosão externa

Existem variados métodos disponíveis para reduzir ou eliminar as ameaças de explosão externa sem intervenção dos sistemas estruturais. A pressão da explosão reduz significativamente com o aumento da distância, por isso, aumentar a distância de segurança irá diminuir os efeitos da explosão (Figura 13a). No caso de espaços públicos, onde não é possível criar/controlar uma certa distância de segurança, podem ser utilizados como obstáculos postes, árvores e mobiliário urbano, tal como ilustrado na Figura 13b. Para áreas de maior risco, pode ser construída uma parede resistente a explosões, a qual funciona como uma barreira que protege a estrutura de uma explosão. O principal objectivo da parede é impedir que a energia transmitida pela explosão alcance o edifício, o qual está agora protegido de danos permanentes e pode continuar a operar depois da explosão.

A escolha da forma do edifício e dos materiais pode também mitigar o efeito de uma explosão. Devem ser evitados elementos não estruturais anexados ao edifício de modo a limitar detritos voadores e melhorar as saídas de emergência ao assegurar que as mesmas se mantêm transitáveis. A parte mais vulnerável do edifício são as janelas, causando ferimentos graves. Dependendo do nível de risco, deverá ser utilizado o tipo apropriado de envidraçado, assim como deverá ser reduzida a área de envidraçado nas fachadas expostas. Em trabalhos de investigação passados, foi identificado que formas e dimensões estruturais têm influência para o dimensionamento a cargas de explosão: uma secção de aresta quadrangular resulta num maior pico reflectido quando comparado com secções longas de aresta rectangular sujeitas a cargas de explosão. No caso de uma estrutura de forma circular, o maior pico reflectido sob pressão é observado nos pontos mais próximos da explosão. Mais, em edifícios modernos, é observado que uma fachada de forma parabólica ou cúbica tem um melhor desempenho que uma fachada vertical simples. Portanto, ao analisar a forma do edifício, o dimensionamento pode ser ajustado de forma a utilizar a forma do edifício que resulte numa carga de explosão mínima.

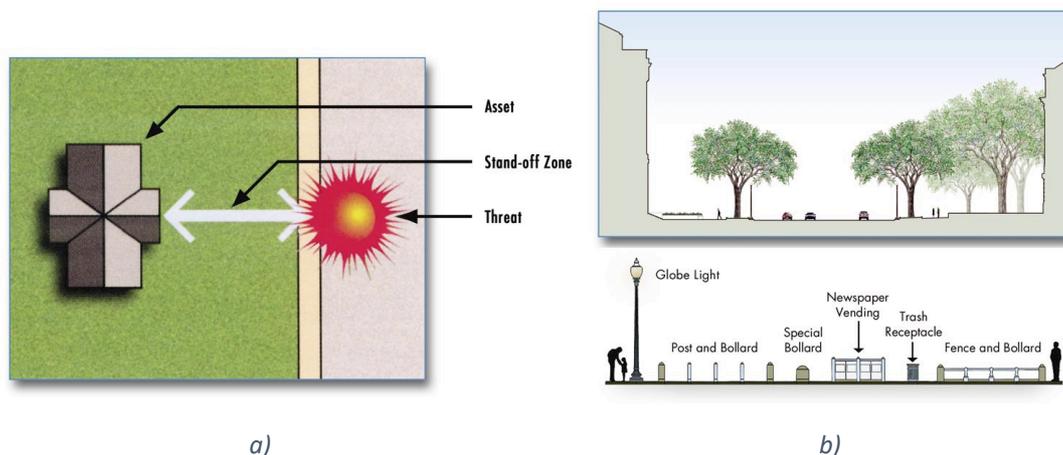


Figura 13. Mitigação de efeitos de explosão: a) conceito de distância de impasse; b) elementos de segurança de paisagem de rua (FEMA 426)

4.3.1.2 Explosão de gás interna

Os acidentes passados mostram que a prevenção de explosões de gás através da redução da probabilidade das descargas acidentais e de ignição não é suficiente. No entanto, boas práticas podem ajudar a reduzir as consequências, se correctamente aplicadas (Bjerketvedt et al., 1997a):

- Ter em consideração o perigo de explosão de gás desde o início do projeto. É na fase inicial do projeto que as decisões importantes devem ser tomadas, como a localização das diferentes áreas, separação das mesmas e o esquema geral (que irá influenciar a ventilação e o processo em si).
- Edifícios sujeitos a possíveis explosões internas devem ter um esqueleto estrutural forte, suportando a cobertura e pisos intermédios. As “paredes” devem ser abertas, se possível. Se for necessária uma parede sólida, deve utilizar-se painéis de parede leves para facilitar a ventilação antecipada da explosão.
- Áreas ventiladas são importantes não só em termos de dimensão, mas também em termos de localização. Portanto, quando existe ventilação suficiente perto do ponto de ignição (ver também a) para o cálculo concepcional), a velocidade de chama será baixa e a turbulência gerada atrás dos obstáculos será limitada.
- Como princípio geral, a ventilação da explosão de gás deve ser direccionada até áreas abertas com o mínimo de obstruções.
- A obstrução parcial de uma abertura de ventilação pode resultar num forte aumento de pressão.

4.3.2 Explosão externa – Cálculo explícito

4.3.2.1 Definição de cargas estruturais de explosão

Um cenário de explosão é inicialmente definido, incluindo o peso de carga W previsto, o tipo de explosão e a distância ao edifício R .

A evolução da pressão vs o tempo associado a uma onda frontal pode ser idealizada através da curva apresentada na Figura 14. A menos que esteja disponível informação mais precisa, os parâmetros de carga de explosão podem ser determinados utilizando os diagramas apresentados na Figura 15., que envolve a computação da distância à escala, Z , a qual depende da massa explosiva W (em kg de TNT), e a distância efectiva desde o centro da explosão esférica R (em m). À excepção das pressões e velocidade, todos os outros valores na Figura 15 são escalados por um factor $W^{1/3}$, para que se contabilize o tamanho real da carga.

O diagrama pressão-tempo idealizado para a parede frontal pode ser construído utilizando as seguintes relações:

$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r} \quad (4)$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}} \quad (5)$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r} \quad (6)$$

onde:

- t_c é o tempo de evacuação;
- S é a menor altura da superfície H ou a metade da largura $W/2$;
- C_r é a velocidade do som no meio reflectido;
- R é o rácio S/G , onde G é a maior das alturas da superfície H ou a metade da largura $W/2$;
- t_{of} é o tempo fictício ($t_{of} < t_o$, onde t_o é a duração efectiva da fase positiva da onda incidente);
- i_s é o valor de impulso da fase positiva da onda de explosão;
- P_{s0} é a pressão de incidência de pico;
- i_r é o impulso reflectido total;
- P_r é a pressão reflectida de pico.

A pressão dinâmica de pico q_o é calculada através da Figura 16. Este parâmetro é necessário para calcular o valor de $P_{s0} + C_D q_o$ (ver Figura 14) o qual é determinado utilizando $C_D=1$ para o coeficiente de arrastamento para a face frontal da estrutura.

Nota: para a fase positiva da pressão reflectida, são contruídas e comparadas duas curvas P_r-t : uma correspondente a condições de superfície infinita, e outra derivada utilizando a suposição que a geometria de face finita influencia o valor da pressão reflectida. A curva a utilizar para carregar a estrutura é aquela que produz o menor valor de impulso (JRC).

As cargas calculadas para a face frontal da estrutura são aplicadas no cálculo estrutural do edifício, utilizando a combinação de carga acidentais dada na EN 1990. Dependendo da complexidade do edifício e da classe de consequência, podem ser necessários diferentes tipos de análise (por exemplo, análise de 1 grau de liberdade (S1GDL) equivalente, análise dinâmica não linear), tal como é descrito nas próximas secções.

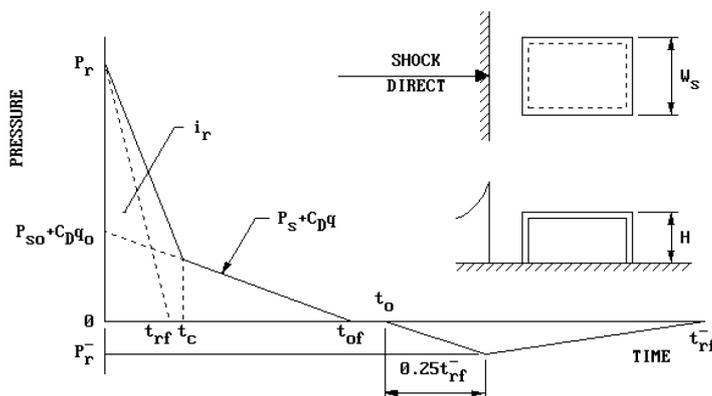


Figura 14. Pressão de parede frontal

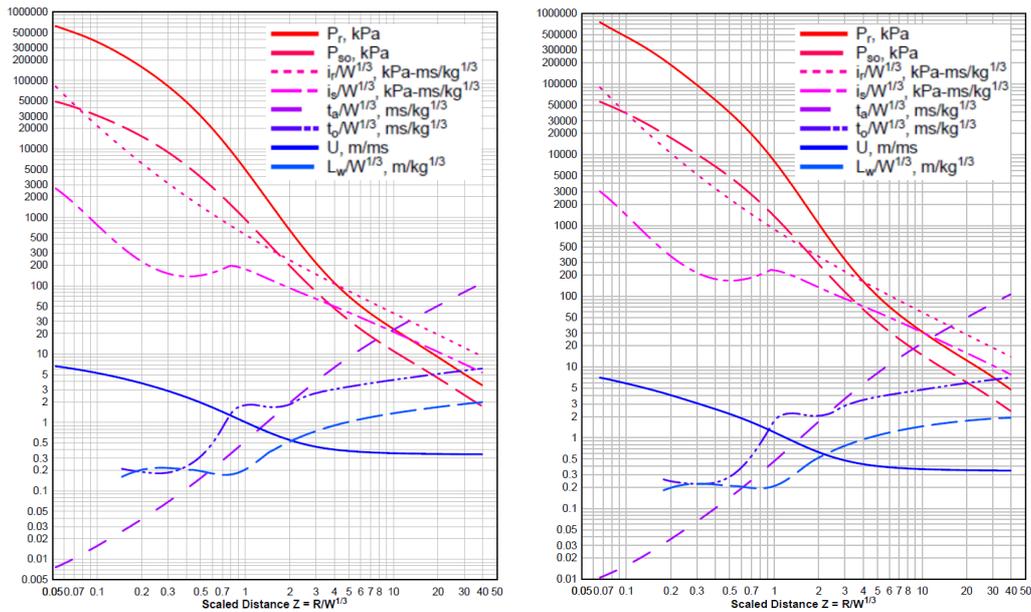


Figura 15. Parâmetros da fase positiva de onda esférica de choque de cargas TNT de rebentamentos ao ar livre (esquerda) e rebentamentos superficiais (direita) (modificado de (DoD, 2008))

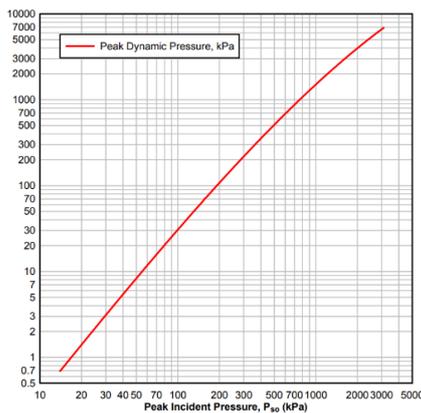


Figura 16. Variação da pressão dinâmica de pico q_0 versus a pressão incidente de pico (modificado do (DoD, 2008))

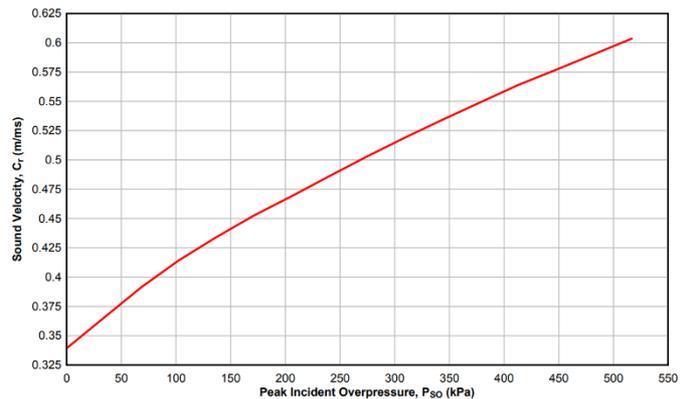


Figura 17. Velocidade do som numa região de sobrepressão reflectida (modificado do (DoD, 2008))

4.3.2.2 Análise de um grau de liberdade equivalente

As explosões externas são eventos dinâmicos por definição. Para estruturas simples, pode ser realizada uma análise dinâmica rigorosa para avaliar a resposta. Em dimensionamento corrente é necessário fazer simplificações, mas que permitam o dimensionamento com uma aproximação razoável. Isto pode ser feito ao transformar a estrutura num sistema de um grau de liberdade equivalente, onde são idealizadas a distribuição da massa, as condições de fronteira, a função de resistência e o histórico de carga.

Para definir o sistema S1GDL equivalente, é necessário avaliar os parâmetros desse sistema; nomeadamente, a massa equivalente m_E , a constante de mola equivalente k_E e a carga equivalente F_E . Adicionalmente, deve ser estabelecida a função carga-tempo $F(t)$. A maioria das cargas acidentais, incluindo explosões, podem ser definidas através de um dos seguintes quatro tipos de funções de carga-tempo com duração limitada t_d : carga constante aplicada subitamente, carga triangular, carga triangular simétrica e força constante com tempo finito. Dependendo do rácio entre a duração positiva, t_o , e o período natural, T_n , a explosão pode ser modelada utilizando uma função carga-tempo

triangular (t_o baixo, T_n alto) ou uma carga aplicada subitamente (t_o alto, T_n baixo). Mas em geral, a carga de exposição é modelada utilizando a função carga-tempo triangular.

O período do sistema S1GDL pode ser calculado utilizando a relação:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E} \quad (7)$$

As características equivalentes da massa e carga podem ser definidas e obtidas por meios de de factores de transformação utilizando as seguintes equações:

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \quad (8)$$

$$K_m = \frac{m_E}{m} \quad (9)$$

onde:

- K_L é o factor de carga, F_E é a carga equivalente e F é a carga total efectiva na estrutura;
- K_m é o factor de massa, m_E é a massa do sistema equivalente, e m é a massa total do elemento efectivo.

Na literatura são apresentados valores tabelados para diferentes sistemas estruturais (ver os exemplos apresentados no Anexo A.6). Com base nestes valores, é possível prever a resposta do sistema S1GDL em termos de deslocamento máximo e, portanto, em termos de exigências de ductilidade, utilizando abordagens simples ou ábcos de acordo com o comportamento assumido, isto é, estáticas ou elasto-plásticas:

Sistemas S1GDL elásticos

A resposta máxima dos sistemas S1GDL com resposta elástica é definida pelo factor dinâmico de carga, DLF, e tempo de resposta máximo, t_m , onde DLF, definido como na Eq. (10), pode ser determinado utilizando a Figura 151 do

$$DLF = \frac{y_{max}}{y_{st}} \quad (10)$$

onde:

- y_{max} é a deformação por flexão dinâmica máxima;
- y_{st} é a deformação por flexão resultante da aplicação estática da carga de pico F_m .

Sistemas S1GDL elasto-plásticos

A resposta do sistema S1GDL com resposta elasto-plástica é definida em termos da sua resistência última R_m , e deformação por flexão máxima y_m . As funções de resistência $R - y$ são idealizadas como funções bilineares caracterizadas pelos seguintes parâmetros: rigidez elástica (k), deformação por flexão elástica (y_e), deformação por flexão máxima (y_m) e resistência última R_m (ver Figura 18.).

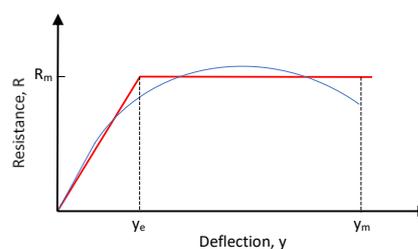


Figura 18. Função de resistência vs. Deformação por flexão para um sistema de 1GDL elasto-plástico

O resultado para o deslocamento máximo é apresentado em forma de gráfico, como uma família de curvas R_m/F_m , e fornece a ductilidade requerida μ , dada pelo rácio y_m/y_e , como uma função de t_d/T_n , de acordo com os dados tabelados no Anexo A.6.

4.3.2.3 Diagramas Pressão-impulso

A abordagem de cálculo apresentado na secção anterior (4.3.2.2) considera os efeitos da sobrepressão para descrever a resposta do elemento. No entanto, para durações de fase muito curtas, t_o (relativas ao período natural, T_n), a resposta estrutural é sensível ao impulso associado e não à pressão máxima. Portanto, a resposta de um elemento pode ser totalmente representada por uma curva de iso-resposta denominada de diagrama pressão-impulso (P-I). Os diagramas P-I podem ser utilizados para avaliar o desempenho de um sistema ou componente estrutural, desde que os parâmetros utilizados na geração dos diagramas P-I representem a carga (da explosão), modo de rotura e características dinâmicas do sistema. Os diagramas P-I podem ser gerados utilizando análises S1GDL ou análises numéricas (MEF, MEA), ou então podem ser o resultado de dados experimentais apropriados. A avaliação do desempenho segue os seguintes passos:

- Primeiro, é definida a forma da carga. Deve ser consistente com o risco de explosão.
- A análise S1GDL (ou outras abordagens) é utilizada para determinar a resposta da componente na forma de rotação final, θ , e de factor de ductilidade, μ , definido como o rácio entre o deslocamento máximo sob a carga de explosão considerada e o deslocamento elástico, isto é, o deslocamento quando se forma uma rótula plástica no sistema considerado.
- A resposta acima calculada é comparada com os limites do sistema. Tais limites estão disponíveis para edifícios completos, membros estruturais individuais, e janelas (a Tabela 5 deve ser vista como um exemplo).
- Baseado no nível de dano determinado no passo anterior, o nível de protecção é definido ao comparar os resultados com a informação na Figura 19.

Tabela 5. Exemplo de limites de resposta para aço estrutural laminado a quente* (CSA, 1991)

Tipo de elemento		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}
Flexão	Viga com secção compacta†	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Viga com secção não compacta†,‡	0.7	-	0.85	3°	1	-	1.2	-
	Placa dobrada segundo o eixo fraco	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Compressão	Viga-coluna com secção compacta†,§	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Viga-coluna com secção não compacta†,§	0.7	-	0.85	3°	0.85	3°	0.85	3°
	Coluna (falha axial)**	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

* onde o hífen (-) é mostrado, o parâmetro correspondente não é aplicável como um limite de resposta.

† a limitação de rácios largura-espessura para secções compactas e não compactas são definidas na CSA S16.

‡ Estes limites de resposta são aplicáveis para avaliação à flexão elementos existentes que satisfaçam os requisitos de dimensionamento das Cláusulas 6 à 8, mas que não satisfaçam os requisitos de pormenorização na Cláusula 9, e não deverão ser utilizados para o dimensionamento de novos elementos.

§ Se existir um plano de corte através dos parafusos de ancoragem que ligam a chapa de base de coluna à fundação, deve aplicar-se o limite da resposta para dano superficial, utilizando a capacidade de corte desta ligação, em vez da capacidade de flexão, como resistência última para análise.

** O rácio de ductilidade é baseado na deformação axial, em vez da deformação por flexão.

Nota: Adaptado de PDC-TR 06-08

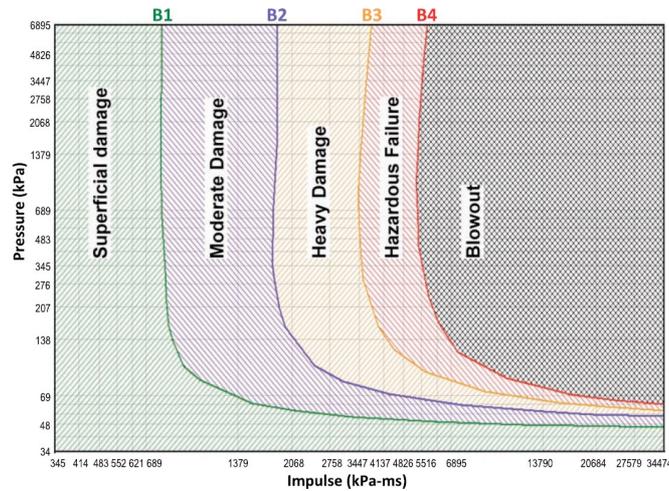


Figura 19. Relações de pressão-impulso para deformações correspondentes a limites de dano (B1 to B4) (CSA, 1991)

4.3.2.4 Abordagem totalmente dinâmica

As secções anteriores mostraram que a avaliação da capacidade estrutural sob efeitos de uma explosão implica o cálculo da resistência e ductilidade. Devido à complexidade do problema, podem ser utilizadas abordagens numéricas totalmente dinâmicas mais sofisticadas. Contudo, o uso de modelos constitutivos tem de ser tratado com cuidado e o utilizador deve estar ciente das vantagens e limitações dos modelos (NISTIR). De seguida são apresentadas orientações para tal análise:

i) Carga de explosão

- Uma explosão é uma libertação de energia num curto espaço de tempo; portanto, a carga resultante é dinâmica. Enquanto a carga dinâmica varia com o tempo, o comportamento estrutural, as forças internas e a geometria também são função do tempo.
- Se a massa do elemento é definida como zero, então a análise é estática, já que as forças de inércia serão zero. Portanto, é requerida uma definição apropriada das massas dos elementos.

ii) Modelos materiais

- Em estruturas metálicas e mistas aço-betão, os modelos materiais podem ser lineares, bilineares, multi-lineares ou modelos definidos pelo utilizador;
- Modelos de aço e betão podem já ser integrados na biblioteca do programa.

iii) Critério de rotura

- Materiais elásticos comportam-se linearmente sem quaisquer deformações plásticas. Também pode ser predefinido um ponto de rotura.
- Podem ser empregues diferentes critérios de rotura.
 - Aço: o critério de rotura é baseado na extensão de tração.
 - Armaduras: o critério de rotura é alcançado quando a tensão resultante alcança a resistência última do varão da armadura.
 - Betão: resistência à tração; resistência à compressão; corte. Se o material é sujeito a tensões de compressão normais combinadas e tensões de corte, a rotura do material pode seguir a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Applied Science International, 2021).

- Podem ser adotados outros critérios de aceitação baseados em resultados de ensaios, valores tabelados ou boas práticas de engenharia.
- iv) Cálculo do intervalo de tempo
- Os efeitos do tempo são contínuos durante a toda a análise. Contudo, a solução numérica assume um intervalo de tempo pequeno que pode seguir o comportamento estrutural.
 - A definição de um intervalo de tempo demasiado curto irá resultar num tempo de análise muito longo, equanto a utilização de um intervalo de tempo longo irá resultar numa análise menos precisa e a solução numérica pode não convergir.
 - Se o intervalo de tempo é ΔT , então o período mais curto que pode ser considerado na análise é $2\Delta T$ (maior frequência é $\pi/\Delta T$). Todas a frequências mais elevadas que esta frequência não irão afectar a análise.
 - A análise de explosão requer normalmente um ΔT de 0.00001 seg.
- v) Cenários de explosão
- Os efeitos de explosão são modelados utilizando modelos de onda de explosão livres e de superfície-campo. A pressão resultante da onda de explosão é uma função da carga explosiva, da distância ao explosivo e do tempo. Alternativamente, pode ser adotada uma pressão de explosão definida pelo utilizador (ver (Laszlo et al. 2020)). Se necessário, podem ser utilizadas técnicas de previsão de carga avançadas, incluindo CFD.
- vi) Condições de fronteira e estado inicial
- As condições de fronteira podem ser restrições de deslocamento ou de rotação. Além disso, os apoios podem ser apoios rígidos ou apoios deformáveis.
 - Para resolver um problema dependente do tempo numericamente, são necessárias condições iniciais (valores de velocidade e aceleração no início do movimento, $t = 0.0$). Por defeito, as condições iniciais do corpo (estrutura) são definidas como iguais a zero, desde que o movimento se inicie do repouso.
- vii) Equações de equilíbrio
- O conjunto global de equações de equilíbrio no problema dinâmico é:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (11)$$

onde $[M]$ é a matriz da massa, $[C]$ é a matriz de amortecimento, $[K]$ é a matriz de rigidez, $\{f\}$ é o vector de carga externa, e $\{x\}$ é o vector de deslocamento.

A solução para problemas dinâmicos adopta o método de integração passo-a-passo. A solução das equações de equilíbrio é resolvida utilizando um solucionador exacto (em ELS, decomposição superior-inferior de Cholesky).

4.3.3 Explosão de gás interna - Cálculo explícito

4.3.3.1 Geral (EN 1991-1-7 2006)

As explosões internas poderão ser consideradas no dimensionamento de todas as partes do edifício onde gás é queimado ou regulado, ou onde exista material explosivo, como gases explosivos, ou líquidos que formem vapores explosivos ou gás armazenado ou transportado (por exemplo, habitações com instalações de gás). As estruturas deverão ser dimensionadas para resistir ao colapso progressivo resultante de uma explosão. O dimensionamento pode permitir a rotura de uma parte limitada da estrutura, desde que isto não inclua elementos-chave dos quais depende a estabilidade de toda a estrutura (ver Tabela 6). A pressão explosiva deve ser assumida a atuar simultaneamente em todas as superfícies de delimitação do recinto em que ocorre a explosão. Ao calcular a resposta estrutural, pode ser adotada uma função triangular carga-tempo com a duração de 0.2 s. Deve ser realizado um estudo

de sensibilidade da função carga-tempo para identificar o tempo de carga de pico dentro da duração de 0.2 s.

Tabela 6. Considerações de cálculo para explosões de gás como uma função das classes de consequência (EN 1991-1-7, 2006)

CC1	Não deverá ser necessária qualquer consideração específica dos efeitos de uma explosão, a não ser o cumprimento das regras para ligações e interação entre componentes fornecidas da EN 1992 até EN 1999
CC2	Elementos-chave da estrutura podem ser dimensionados para resistir a ações utilizando um modelo de carga estática equivalente
CC3	Deverá ser utilizada uma análise dinâmica

4.3.3.2 Abordagem de pressão estática equivalente

De acordo com a EN 1991-1-7, a pressão estática equivalente associada à explosão de gás natural pode ser calculada utilizando as seguintes fórmulas:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (12)$$

ou

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2} \quad (13)$$

o que for mais elevado.

onde:

- p_d é a pressão estática nominal equivalente para dimensionar a estrutura [kN/m²];
- p_{stat} é a pressão estática uniformemente distribuída, sobre a qual as componentes de ventilação atingem a rotura [kN/m²];
- A_v é a área de componentes de ventilação [m²];
- V é o volume do recinto rectangular [m³].

Quando várias componentes do edifício com diferentes valores de p_{stat} contribuem para a área de ventilação, deve ser utilizado o maior valor de p_{stat} . Não deve ser tido em consideração qualquer valor de p_d superior a 50 kN/m². O rácio entre a área dos componentes de ventilação e o volume deve cumprir a seguinte fórmula:

$$0.05m^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15m^{-1} \quad (14)$$

4.3.3.3 Abordagem dinâmica (Método equivalente em TNT)

O princípio do método equivalente em TNT é a conversão da massa do gás (ou nuvem de vapor) numa carga equivalente de TNT. A carga equivalente de TNT é estimada a partir do conteúdo de energia na nuvem de explosão de gás. A massa equivalente W_{TNT} pode ser calculada com base na seguinte equação:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}} \quad (15)$$

onde:

- η é o factor de cedência (ou eficiência) explosiva;

- W_g é a massa de vapor na nuvem de gás (igual à massa da mistura de ar e gás inflamável);
- E_c é o calor da combustão do material inflamável;
- E_{TNT} é a energia de detonação de TNT.

para hidrocarbonetos típicos (por exemplo, metano, propano, butano), a equivalência energética ($\frac{E_c}{E_{TNT}}$) pode ser tida como 10. Para uma explosão de gás natural, se o factor de cedência (ou eficiência) explosiva é considerado igual a 20 % ($\eta=0.2$), a massa equivalente de TNT pode ser estimada (assumindo inicialmente pressão atmosférica) com a seguinte fórmula (Bjerketvedt et al., 1997b; Harris and Wickens, 1989):

$$W_{TNT} \cong 0.16V [kg] \quad (16)$$

onde:

- $V [m^3]$ é o menor entre o volume total da região congestionada e o volume da nuvem de gás.

Quando a massa equivalente de TNT é conhecida, então os parâmetros da onda frontal (pressão, impulso, duração) podem ser determinados utilizando os métodos apresentados na Secção 4.3.2.

As limitações do método equivalente em TNT são:

- Este método pode ser aplicado com resultados satisfatórios para explosões de nuvens de gás fortes. Para pressões de explosão abaixo de 1 bar, o método equivalente em TNT irá sobrestimar a pressão.
- O desvio é baixo para descrever os efeitos de campo distantes, e elevado para descrever os efeitos de campo próximos.
- O método equivalente em TNT pode ser útil como uma aproximação grosseira no caso de serem utilizados um factor de cedência de 20% e um valor apropriado para V (ou a massa de hidrocarboneto correspondente).

4.4 Incêndio como ocorrência excepcional

As ações de fogo devem ser sempre consideradas no dimensionamento de estruturas metálicas e mistas, utilizando a abordagem prescritiva ou uma abordagem baseada no desempenho. Estas abordagens de conceção são apresentadas nas Partes 1-2 da EN 1993 e EN 1994 e são pormenorizadas no documento de referência FAILNOMORE (Demonceau et al., 2021).

Uma ação de incêndio como ocorrência excepcional deve ser vista como eventos de incêndio não diretamente abrangidos pela regulamentação dos edifícios, em termos de intensidade ou localização, devido à sua baixa probabilidade de ocorrência, mas que poderia estar associada a consequências significativas. Esta é a situação que é abordada na presente secção.

4.4.1 Prevenir/eliminar o acidente

Os incêndios em edifícios podem ser resultado de diferentes eventos, como uma explosão ou sismo ou pode ser iniciado por uso descuidado de fósforos, cigarros ou cachimbos, cabos ou equipamento elétrico defeituosos, uso descuidado de equipamento de cozinha, etc. O primeiro passo para evitar ignição de um incêndio é evitar a utilização de qualquer material auto-inflamável no edifício (armazenamento de químicos, combustível).

Os regulamentos de edifícios especificam regras relativas ao armazenamento desses materiais em edifícios – muitas vezes é tido como regra geral proibir o armazenamento próximo das colunas. Outros aspetos regulados por lei são os materiais utilizados para fachadas e a distância entre edifícios para

reduzir o risco de propagação de incêndio ao longo do edifício e entre edifícios. Entre outros sistemas de prevenção de propagação de incêndio (passivos e ativos) e de mitigação do efeito de perigo estão:

- Extintores – ativados manualmente, quando o fogo inicia;
- Aspersores – sistemas automáticos ativados pela presença de fumo ou temperaturas elevadas;
- Paredes e portas corta-fogo – isolamento vertical que previne a propagação do incêndio;
- Isoladores de ventilação – isolamento de quaisquer aberturas entre compartimentos;
- Compartimentação – separação do edifício em divisões, entre as quais o incêndio não se pode propagar.

O mais importante é a deteção rápida do incêndio, o alerta rápido, sistemas de evacuação que permitam a evacuação rápida dos ocupantes e sistemas de controlo do incêndio. Para este fim, devem ser considerados os seguintes equipamentos:

- Detetores de fumo;
- Detetores térmicos;
- Sistemas de alarme;
- Marcação das saídas de emergência.

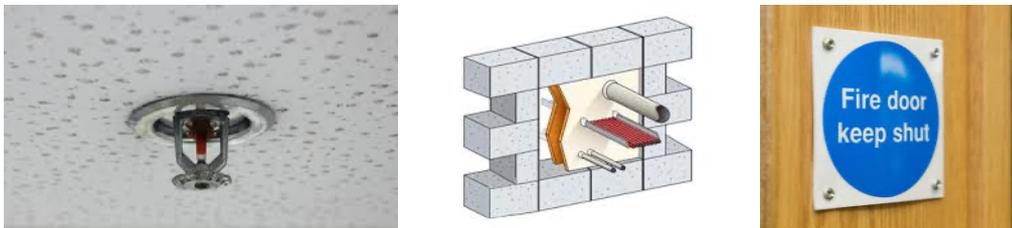


Figure 20. Aspersor, isoladores de ventilação, porta corta-fogo

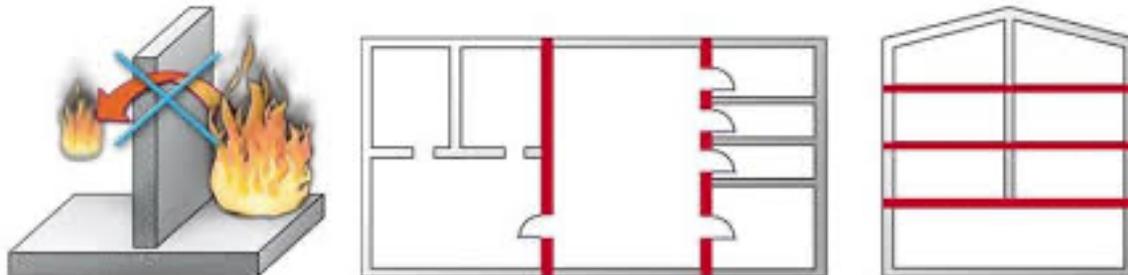


Figura 21. Parede corta-fogo e compartimentação de edifícios



Figura 22. Extintor de incêndio e sistema de alarme.

4.4.2 Estratégia de dimensionamento

Um exemplo de um incêndio como um evento excecional é um incêndio localizado em volta de uma coluna (quando em situação normal não deverá ser colocada carga de incêndio nesta zona), devido a uma carga térmica excecional. Esta ação pode ser tida em consideração utilizando um modelo definido no Anexo C da EN 1991-1-2 (ver próxima subsecção) e/ou modelos de incêndio avançados como

modelos de Zona ou modelos CFD. O modelo do Anexo C é apresentado na Secção 4.4.2.1, enquanto as recomendações para modelos de incêndio avançados apresentam-se na Secção 4.4.2.2.

No entanto, dos resultados de investigação recentes, observou-se que o aumento de temperatura, devido a uma situação de incêndio localizado imprevista, é pouco provável que conduza ao colapso dos elementos de suporte e, conseqüentemente, à perda de estabilidade da estrutura, se a estrutura já foi previamente projetada para situação de incêndio seguindo as regras do Eurocódigo e os requisitos Nacionais.

A Tabela 7 mostra quatro possíveis cenários de incêndio e a carga que foi analisada relativamente a um incêndio localizado próximo de uma coluna. A distribuição de resultados ao longo da altura da coluna é ilustrada na Figura 23. Como pode ser visto, apenas na base da coluna (até 1 m) mediram-se temperaturas no aço capazes de provocar rotura plástica ou empenamento local.

Tabela 7. Diferentes cenários de incêndio localizado para escritórios e áreas comerciais (Demonceau et al., 2021)

Cenário	Diâmetro da base de incêndio	Taxa de densidade de libertação de calor	Densidade de carga de incêndio	Taxa de crescimento de incêndio
A	2 m	250 kW/m ² (edifício de escritório)	511 MJ/m ² (edifício de escritório)	300 seg (edifício de escritório)
B	1 m	500 kW/m ² (edifício de escritório)	511 MJ/m ² (edifício de escritório)	300 seg (edifício de escritório)
C	2 m	250 kW/m ² (área comercial)	730 MJ/m ² (área comercial)	150 seg (área comercial)
D	1 m	500 kW/m ² (área comercial)	730 MJ/m ² (área comercial)	150 seg (área comercial)

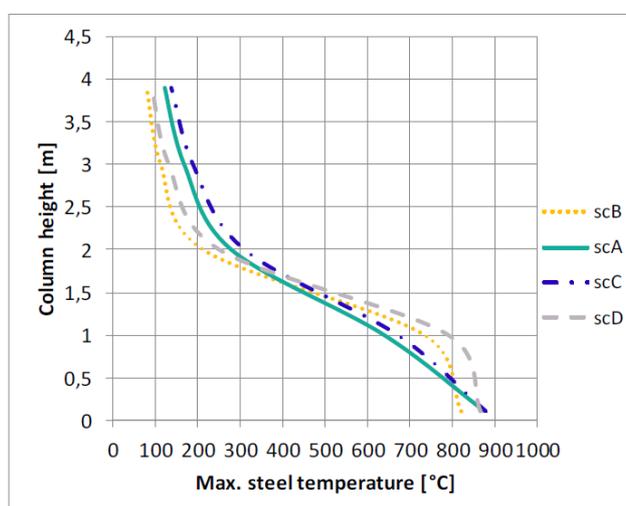


Figura 23. Aumento de temperatura com a altura da coluna para os diferentes cenários de incêndio localizado estudados (Demonceau et al., 2021)

Uma situação diferente e mais severa em termos de robustez, com o fogo definido como a carga acidental é quando se considera uma sequência de cenários excepcionais, como incêndio após sismo ou após um impacto ou explosão. Nessas situações, a estrutura já está danificada depois do primeiro evento, portanto, o dimensionamento normal ao fogo já não é válido, já que este dimensionamento considera sempre a estrutura não danificada. Por isso, o evento de incêndio deve ser considerado

como carga excepcional. Para estes casos, uma abordagem segura pode ser a consideração de cenários de perda de coluna (ver Secção 5).

4.4.2.1 Modelos de incêndio localizado

De acordo com o Eurocódigo (EN 1991-1-2, 2002), um incêndio localizado (ou incêndio pré-flashover) é um incêndio onde não é provável que o flashover ocorra. Dependendo da dimensão do incêndio e do compartimento, um incêndio localizado pode ou não atingir o teto do compartimento. No modelo descrito no Anexo C da EN 1991-1-2, a temperatura na chama e pluma e nos gases envolventes não é uniforme.

Um incêndio localizado atinge o teto do compartimento quando a altura da chama (L_f), estimada através da Eq. (17), é igual ou superior à distância entre a fonte do incêndio e o teto (H):

$$L_f = 0.0148Q^{0.4} - 1.02D \quad (17)$$

sendo D , o diâmetro do fogo e Q , a taxa de libertação de calor (Anexo E da EN 1991-1-2).

A temperatura da chama ao longo do eixo da chama vertical quando $L_f < H$ pode ser obtida pela Eq. (18):

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad (18)$$

sendo Q_c , a parte convectiva da taxa de libertação de calor ($=0.8Q$); Z , a altura da chama ao longo do seu eixo; Z_0 , a origem virtual do incêndio (Eq.(19))

$$Z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5} \quad (19)$$

Para os casos em que a chama atinge o tecto, o fluxo de calor efetivo recebido por unidade de superfície ao nível do teto é dado pela Eq. (20).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) + \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4] \quad (20)$$

sendo \dot{h} , o fluxo de calor recebido pelo fogo exposto por unidade de superfície ao nível do tecto; α_c , o coeficiente de transferência de calor por convecção; θ_m , a temperatura na superfície do elemento; Φ , o factor de configuração; ε_m , a emissividade da superfície do membro (0.7 – aço-carbono; 0.8 aço inoxidável); ε_f , a emissividade do fogo e σ é a constante de Stephan Boltzmann ($5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$).

4.4.2.2 Modelos de incêndio avançados

Para utilizar os modelos de incêndio avançados é necessário a utilização de software específico.

- Modelos de zona - ver Anexo D da EN 1991-1-2 para as equações básicas de conservação de massa e energia. Como exemplos dos softwares a utilizar, refira-se o CFAST do NIST ou o OZONE desenvolvido pela Universidade de Liège.
- Modelo CFD (Modelo de dinâmica de fluidos computacional) – ver Anexo D da EN 1991-1-2. O FDS do NIST é um software que pode ser utilizado para análises CFD.

4.5 Sismo como ocorrência excepcional

O risco sísmico resulta da interação entre o perigo sísmico e vulnerabilidade estrutural. Portanto, um sismo pode ser considerado excepcional quando:

- A estrutura não é de todo calculada para uma ação sísmica; por exemplo, quando a estrutura é apenas dimensionada para cargas gravíticas e de vento, ou é dimensionada para exigência sísmicas mais baixas - o perigo é, portanto, excepcional.

- A estrutura é sismicamente vulnerável (danos pré-existentes, sistema não calculado de acordo com os requisitos de dimensionamento de códigos atuais).

4.5.1 Prevenir/eliminar o acidente

Um sismo é uma libertação repentina de energia acumulada na crosta terrestre. Os sismos são causados maioritariamente por roturas de falhas geológicas. Outras causas incluem atividade vulcânica, deslizamentos de terra (todas com causas naturais), mas também atividades humanas (explosões em minas, testes nucleares, perfuração de petróleo/gás). Devido à sua natureza, não é possível prevenir ou eliminar o perigo de sismo. Portanto, a redução e prevenção das consequências (por exemplo, danos estruturais e não-estruturais) estão estritamente associadas com a estrutura e sistemas integrados, que ajudam o edifício a responder adequadamente à ação sísmica, ver secções seguintes.

4.5.2 Abordagem prescritiva

Embora não avaliem o desempenho da estrutural em caso de sismo, os requisitos prescritivos podem melhorar a resposta sísmica com o mínimo esforço de engenharia e intervenções estruturais. Esta abordagem é vantajosa para zonas não-sísmicas onde as ações sísmicas podem ocorrer, mas com uma probabilidade de ocorrência muito baixa, pelo menos suficientemente baixa para não ser considerada no processo de dimensionamento. De facto, esta abordagem favorece sistemas, materiais e pormenores com desempenhos demonstrados em eventos sísmicos passados. A selecção da configuração estrutural e o conhecimento acerca do período, torção, resistência e rigidez do edifício pode ajudar a determinar a estratégia mais apropriada a utilizar:

- Configuração do edifício: este termo define a dimensão e forma, assim como os elementos estruturais e não estruturais do edifício. A configuração do edifício determina a forma como as forças sísmicas são distribuídas dentro da estrutura, a sua magnitude relativa e outras preocupações relativas ao dimensionamento. Os edifícios de configuração regular geralmente têm:
 - o Rácios altura vs base baixos
 - o Altura de pisos igual
 - o Plantas simétricas
 - o Secções e elevações uniformes
 - o Resistência à torsão elevada
 - o Vãos curtos e redundância
 - o Caminhos de cargas diretos
 - o Cálculo de elementos secundários/não estruturais de modo a evitar detritos.
- Efeitos torcionais: estes efeitos desenvolvem-se devido à distribuição assimétrica de massas de inércia e /ou de rigidezes. As disposições simétricas irão resultar numa rigidez equilibrada e reduzir os efeitos torcionais. Também é recomendado regularidade em planta e em altura.
- Controlo de vibração: os edifícios são geralmente ressonadores pobres para choques dinâmicos e dissipam as vibrações ao absorvê-las. Para melhorar a resposta, podem ser implementados os sistemas seguintes:
 - o Pode ser utilizado isolamento de base para separar o edifício do solo de tal forma que a energia sísmica transferida à superestrutura seja reduzida. Os edifícios mais adequados para um isolamento de base são os edifícios baixos a médios construídos em solos rígidos. Os edifícios altos ou edifícios construídos em solos moles não são indicados para isolamento de base.
 - o Sistemas de amortecimento passivo. A aplicação mais comum é um dispositivo amortecedor de massa sintonizado (TMD), que consiste numa massa, uma mola, e um

amortecedor anexado à estrutura. A energia sísmica é dissipada pela força de inércia do amortecedor a atuar na estrutura.

- Sistemas ativos de amortecimento. Os amortecedores de massa sintonizados ativos cancelam as vibrações dependentes da velocidade ao contrariar as forças de excitação de um sistema principal interrompido. Cada TMD consiste num atuador, um sistema de controlo e uma unidade electrónica de energia. Todas as componentes do TMD são mutuamente equilibradas para que a força do TMD actue na direcção oposta da força de excitação.
- Sistemas semi-ativos de controlo, que tiram partido das melhores características dos sistemas de controlo passivo e ativo. O termo “semi-ativo” é utilizado para indicar que a operação destes sistemas requer uma quantidade muito baixa de energia externa. As forças de controlo são desenvolvidas através de ajustamentos das características de amortecimento ou rigidez apropriados.
- Resistência e rigidez: Resistência é a propriedade do material para reagir às forças aplicadas dentro de um limite de segurança. Rigidez de um material é o grau de reacção à deformação. A seleção de propriedades de resistência e rigidez deve ser feita considerando o equilíbrio entre a deformabilidade e a capacidade de resistência à força aplicada.
- Ductilidade: Ductilidade é a característica de um material (como o aço) ou elemento, para dissipar parte da energia através de deformações plásticas. Tipicamente, os elementos dúcteis colapsam apenas após o desenvolvimento de deformações plásticas consideráveis. Elementos não dúcteis, como elementos de betão pouco reforçados, colapsam por rotura frágil, sem quaisquer deformações plásticas. As exigências de ductilidade podem referir-se tanto a elementos como às suas juntas.
 - Para elementos, os principais requisitos referem-se à esbelteza e à prevenção de instabilidade (por exemplo, encurvadura lateral-torcional de vigas em flexão) antes de atingirem a sua resistência plástica. Ao nível da secção, são preferidas secções dúcteis ou semi-dúcteis (classe 1, classe 2).
 - Para juntas são recomendadas configurações simétricas, pois estas conseguem fornecer uma resposta histerética mais estável ao longo dos ciclos subsequentes. Também, elementos que falhem de modo frágil, (por exemplo, soldaduras, parafusos) necessitam de ser dotados de sobrerresistência. Podem ser seguidas as recomendações da Secção 2.2 para assegurar o comportamento dúctil das juntas.

4.5.3 Estratégias de dimensionamento

Após um sismo, a principal preocupação é a avaliação da estrutura e se esta consegue, ou não, continuar a resistir a ações gravíticas, possíveis réplicas, e outros acidentes (FEMA P-2090, 2021). Se a estrutura não apresentar robustez suficiente, existe o risco de propagação dos danos ou de colapso progressivo no caso de réplica ou outros acidentes, ainda que a estrutura inicialmente resista ao movimento do solo. Para evitar tal cenário, é necessário avaliar a capacidade residual do edifício. A capacidade residual depois do sismo pode ser definida como:

- sistema lateral de força-resistência - a aceleração espectral mínima que corresponde ao colapso local ou global durante uma réplica.
- Capacidade de transporte de carga gravítica - o nível mínimo de cargas gravíticas que corresponde ao colapso local ou global após um sismo gravoso.

Nos passos seguintes, é apresentado um procedimento para a avaliação da robustez sísmica.

i) Passo 1: Projectar/avaliar para situações de projeto persistentes / sísmicas

A estrutura é inicialmente calculada para cumprir os requisitos baseados no código (ver Figura 24.a), aplicável apenas para novas estruturas. A resposta sísmica pode ser calculada utilizando uma análise estática não-linear (método N2, EN 1998), seguindo as recomendações da EN 1993-1-14 (2020) relativamente às leis de comportamento a utilizar para os materiais e para a modelação de elementos estruturais.

A relação carga-deformação de uma componente estrutural pode ser caracterizada utilizando a prEN 1998-1-2:2019.3, Anexo L (Figura 24.b). Assim, o modelo da componente deverá ser definido por:

- rigidez elástica efectiva, K_e considerando ambas as deformações de flexão e de corte.
- o ponto de cedência, o qual é definido pela resistência de cedência efectiva, Q_y^* , e a deformação por cedência correspondente, δ_y^* .
- a gama pós-cedência, na qual a componente exibe endurecimento, antes de atingir a sua resistência máxima, Q_{max}^* (isto é, resposta de pico).
- a deformação pré-pico, δ_p^* que define a deformação plástica até à resposta de pico da componente estrutural.
- a resposta pós-pico é representada pela deformação plástica pós-pico, δ_{pc}^* da componente.

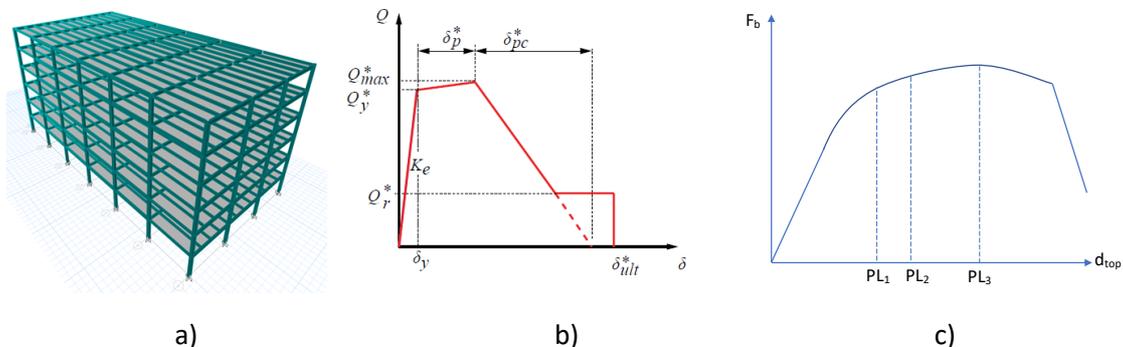
O desempenho global sísmico pode ser apresentado sob a forma de curva força de corte de base vs deslocamento no extremidade $F_b - d_{top}$, ver Figura 24.c. Os níveis de desempenho (PL) são definidos pelos deslocamentos na extremidade correspondente, por exemplo, PL_1 (dano limitado), PL_2 (dano moderado) e PL_3 (danos elevados). É esperado um certo nível de dano, dependendo do nível de perigo.

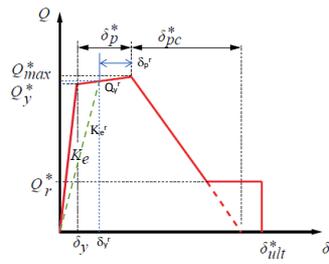
ii) Passo 2: Avaliação da capacidade residual após um sismo

Após a avaliação das exigências de ductilidade locais e globais (Passo 1), são introduzidas rótulas de flexão aos elementos danificados (isto é, elementos com deformação plástica), que resultam num modelo não-linear modificado (ver Figura 24.d). A resistência residual de uma coluna deverá ser assumida conservativamente como zero se a resposta de piso for obtida durante o movimento sísmico. Os efeitos P- Δ devem ser contabilizados (em especial quando as deformações laterais residuais após o sismo são significativas).

A resistência que um pórtico oferece a uma réplica de sismo pode ser avaliada utilizando uma análise não-linear (por exemplo, análise *pushover*). A análise é realizada no modelo danificado.

A resistência da estrutura porticada face ao colapso progressivo sob ação gravítica pode ser avaliada utilizando uma análise estática *pushdown* (vertical), utilizando os métodos propostos na Secção 5.3.





	Stiffness	Strength	Ductility
Initial (intact)	K_e	Q_y	δ_p
Damaged	K_e^r	Q_y^r	δ_p^r

d)

Figura 24. Passos para a avaliação de robustez sísmica para estruturas porticadas (adaptado de Polese et al., 2012): a) modelo do edifício; b) definição geral da relação carga-deformação para componentes estruturais metálicos e mistos; c) curva de capacidade sísmica obtida na análise estática não linear para a estrutura (inicial) não danificada; d) parâmetros de modelação para as rótulas plásticas danificadas

5 Ameaças não identificadas

5.1 Selecção de estratégias de dimensionamento apropriadas

Referem-se como ameaças não identificadas as ações acidentais não consideradas especificamente nos regulamentos ou indicadas pelo cliente ou quaisquer outras ações resultantes de causas não exprimíveis. Devido a incertezas relativas à natureza, magnitude e ponto de aplicação (região) de uma ação acidental não identificável, é impossível de estimar o desempenho estrutural necessário. Atualmente, as estratégias de conceção consideradas para alcançar um nível adequado de robustez estrutural procuram principalmente limitar a extensão de um dano localizado, qualquer que seja a causa inicial.

A identificação dos danos localizados a considerar é abordada na Secção 5.2, enquanto as estratégias de conceção para verificar o nível adequado de robustez são descritas na Secção 5.3 (método dos caminhos de carga alternativos), 5.4 (método dos elementos-chave) e 5.6 (método de segmentação).

5.2 Identificação de danos locais

Geralmente, o principal objectivo do dimensionamento à robustez é assegurar que qualquer dano local resultante de acontecimentos imprevistos extremos não cause um colapso desproporcionado. A este respeito, qualquer cenário de danos locais tem de ser independente de ameaças. Por conseguinte, isto exige que a identificação dos danos locais seja considerada no processo de dimensionamento.

Se for feita referência à presente proposta da (EN 1991-1-7, 2006), os danos locais a considerar para estruturas de edifícios incluídas no grupo superior das Classes de Consequências (CC 2b e CC3) é a remoção fictícia de cada coluna de suporte, ou cada viga de suporte de uma coluna, ou de qualquer secção de parede resistente (uma de cada vez em cada piso do edifício).

O conceito de "*remoção fictícia da coluna*" indicado na (EN 1991-1-7, 2006) representa a remoção da totalidade da coluna na altura livre entre as ligações ao nível dos pisos. Os elementos são removidos sem afectar as juntas / ligações finais. A remoção fictícia de uma coluna pode nem sempre ser conservadora, devido às infinitas possibilidades de cenários de carga e interação carga-estrutura, mas para uma avaliação exequível sobre a capacidade do sistema estrutural em transferir cargas através de caminhos alternativos, a remoção fictícia é vista como um cenário de análise eficiente e prático.

Nos Eurocódigos, não é indicado se esta remoção fictícia da coluna tem de ser assumida como instantânea ou como "quase-estática". A consideração de uma remoção "quase-estática" permite (i) a utilização de ferramentas mais simples, uma vez que não é necessário contabilizar os efeitos dinâmicos e (ii) ter uma boa indicação sobre a capacidade de uma estrutura para ativar caminhos de carga alternativos. Contudo, a perda instantânea de uma parte da estrutura maximiza os efeitos de inércia; em particular, foi demonstrado que a perda súbita de colunas representa o limite superior na resposta subsequente da estrutura em comparação com os danos observados nas colunas devido a um evento de explosão (Gudmundsson and Izzuddin, 2010). Além disso, os elementos danificados podem ter uma capacidade residual, que não é implicitamente considerada de forma conservadora, excepto no caso de aplicação do método de resistência residual.

Como foi dito anteriormente, a remoção de cada elemento de apoio, um de cada vez, deve ser contemplada de acordo com a (EN 1991-1-7, 2006), o que poderia exigir muito tempo de projeto. Contudo, há possibilidade de reduzir o número de cenários de danos locais a serem considerados no processo de dimensionamento, em particular em estruturas de edifícios regulares: Nestes casos, podem ser identificados cenários de dimensionamento considerando uma possível simetria estrutural,

similaridade de condições-limite e outros princípios de engenharia. Em UFC 04-023-03 (DoD, 2016), o cenário mínimo é a perda de uma coluna por cada piso (ver Figura 25):

- colunas externas e internas próximas do meio vão da fachada de menor vão e do meio vão da fachada de maior vão;
- colunas nos cantos do edifício;
- colunas em locais onde a geometria em planta muda significativamente, tais como diminuição abrupta do vão ou cantos reentrantes;
- colunas com colunas adjacentes que estão pouco carregadas ou vãos adjacentes com diferentes áreas de influência;
- locais onde os membros têm diferentes orientações ou alturas;
- locais onde a estrutura tem descontinuidade de carregamento vertical (isto é, condições de transferência) (GSA, 2016).

No que se refere aos pisos a considerar:

- Primeiro piso acima do solo;
- Piso diretamente abaixo da cobertura;
- Piso a meia-altura;
- Piso acima da localização de uma emenda de coluna ou alteração na secção da coluna.

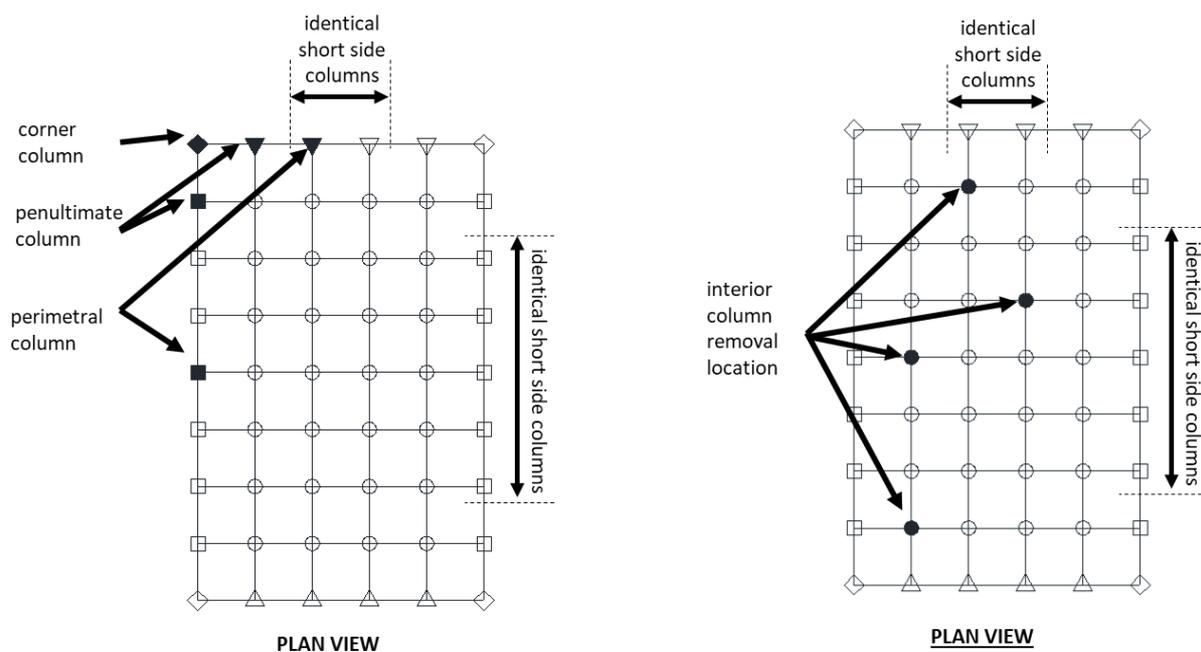


Figura 25. Cenários de remoção de coluna externa e interna (DoD, 2016)

Para o cenário de danos locais considerado, a extensão dos danos deve ser limitada. O Anexo A da versão atual da EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) e o Anexo E da proposta de trabalho da segunda geração PT 1990 (prEN 1990:2019, 2019) especificam este limite como 15 % da superfície do piso ou 100 m², o que for menor em cada um dos dois pisos adjacentes ao piso da coluna removida. Contudo, em princípio, o limite aceitável de danos pode ser definido pelo cliente ou pelas entidades competentes com base em objetivos de desempenho relacionados com a importância da estrutura e com as consequências de tais danos para a segurança de vidas, protecção de valores materiais ou minimização do tempo de paragem operacional da estrutura.

Se o limite de danos não puder ser respeitado para o respectivo cenário, significa que este cenário (danos locais) não pode ocorrer, pelo que o elemento de apoio que se presumiu ter sido perdido, não pode colapsar e deve ser projetado como um elemento-chave.

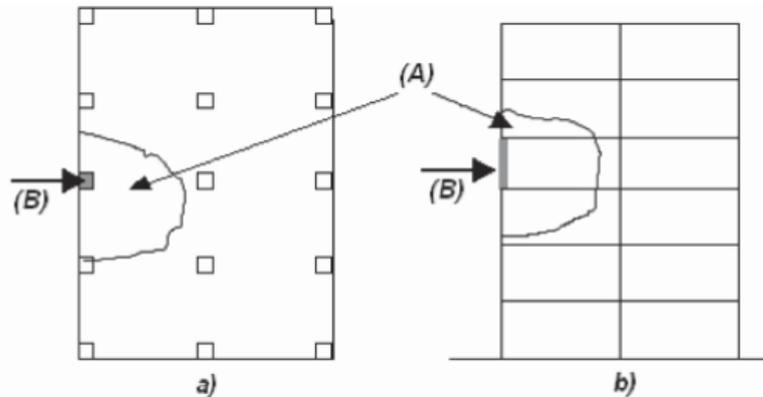


Figura 26. Limite aceitável de dano no caso de remoção de uma coluna numa estrutura porticada. O limite 'A' é o menor valor entre 15 % da área do piso e 100 m² em cada um dos dois pisos adjacentes. 'B' é a remoção fictícia da coluna. a) Planta e b) Secção (EN 1991-1-7, 2006)

5.3 Método dos caminhos de carga alternativos

Uma estrutura de um edifício que perde uma coluna pode ser dividida em duas partes principais, como ilustrado na Figura 27:

- a zona diretamente afetada (DAP) que representa a zona do edifício diretamente afetada pela perda da coluna, ou seja, as vigas, as colunas, e as juntas viga-coluna que estão imediatamente acima da coluna que colapsa e;
- a parte indiretamente afetada (PIA) que inclui o resto da estrutura; esta é afetada pelas cargas que se desenvolvem no interior da parte diretamente afetada; mas, obviamente, estas forças são elas próprias influenciadas pela própria resposta da parte indiretamente afetada.

Se for realizado um corte na extremidade da coluna que colapsa (ver Figura 27), são identificadas diferentes forças internas na direção vertical: (i) as cargas de corte V_1 e V_2 nas extremidades da viga próximas da coluna que colapsa, (ii) a carga axial N_{up} na coluna imediatamente acima da coluna que colapsa e (iii) a carga axial N_{lo} na coluna que colapsa.

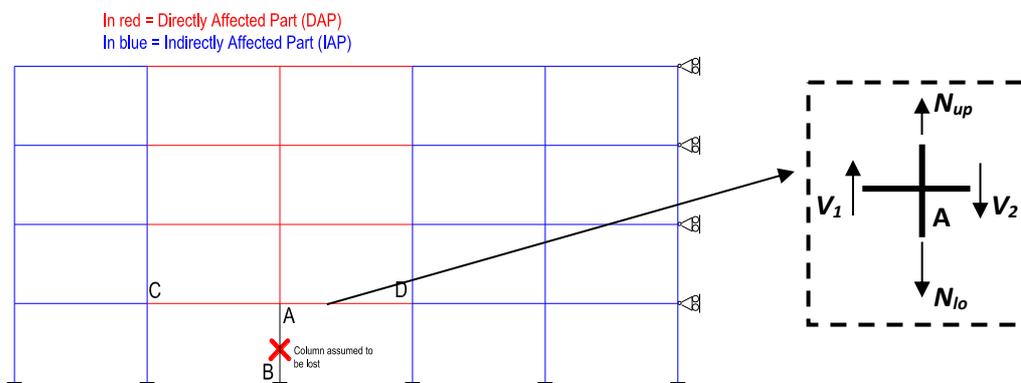


Figura 27. Representação esquemática de um pórtico durante a perda de uma coluna

Na Figura 28, é ilustrada uma curva que representa a evolução do deslocamento vertical Δ_A de acordo com a carga normal N_{lo} na coluna que colapsa durante o evento excecional (ver Figura 27).

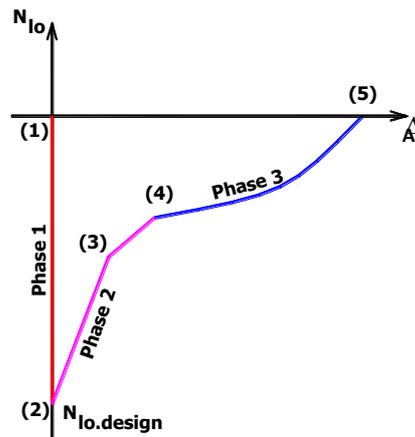


Figura 28. Evolução de N_{lo} de acordo com o deslocamento vertical na extremidade da coluna perdida

- Do ponto (1) ao (2) (Fase 1), as cargas de projeto acidentais assumidas para atuar quando o acontecimento excecional ocorre aplicam-se progressivamente à estrutura; a força axial N_{lo} na coluna AB aumenta até atingir um valor $N_{lo.design}$ (na figura N_{lo} é apresentado com um sinal negativo em compressão), enquanto Δ_A permanece aproximadamente igual a 0 durante esta fase.
- Do ponto (2) ao (5), a coluna é progressivamente removida em consequência do evento excecional. A força de compressão na coluna AB diminui até atingir um valor igual a 0 no ponto (5), em que a coluna é considerada como totalmente removida. Ao mesmo tempo, o valor de Δ_A aumenta. Ao longo desta trajectória de descarga, podem desenvolver-se diferentes tipos de respostas estruturais:
 - Do ponto (2) ao (4) (Fase 2): durante esta fase, a parte diretamente afetada passa de um comportamento totalmente elástico (do ponto (2) ao (3)) para um mecanismo plástico global. No ponto (3), as primeiras rótulas plásticas aparecem na parte diretamente afetada enquanto que, no ponto (4), se desenvolve a plastificação completa. Obviamente, esta contribuição, que é ilustrada na Figura 29, só pode ocorrer quando as juntas de resistência parcial ou total ligam as extremidades da viga às colunas; para as juntas de resistência parcial, as rótulas plásticas ocorrem nas juntas; enquanto que nas juntas de resistência total, as rótulas desenvolvem-se diretamente nas secções das extremidades da viga (ver Section 2.2.1).

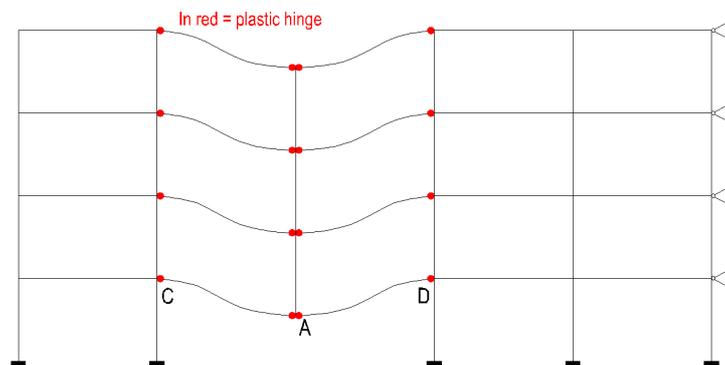


Figura 29. Desenvolvimento de mecanismos plásticos nas vigas nas PDA

Em algumas situações específicas, que serão detalhadas nas secções seguintes, esta contribuição de "mecanismo plástico" para a robustez estrutural é complementada pelo efeito "arco de viga". Este efeito de "arco" é ilustrado na Figura 30 para as vigas inferior (PDA) da estrutura mostrada na Figura 29. De facto, devido à altura real da viga (não nula) e às condições cinemáticas a respeitar para formar o mecanismo, os pontos C e D devem primeiro afastar-se um do outro antes de se aproximarem progressivamente, quando o deslocamento vertical se torna significativo. Isto induz forças de compressão de membrana nas vigas e assim o desenvolvimento do efeito de arco (que pode ser visualizado sob a forma de um arco resultante da inclinação das diagonais da viga longitudinal na Figura 30). A resistência deste arco depende largamente da capacidade dos pontos C e D de se moverem relativamente um ao outro. A mola longitudinal $K_{H,c}$ na Figura 30 representa esta capacidade. Na estrutura apresentada na Figura 30, o deslocamento horizontal do ponto D é impedido pela presença de um sistema de contraventamento eficiente no lado direito da estrutura (este é materializado por suportes laterais em cada piso na Figura 29). Isto resulta num valor infinito de $K_{H,c, right}$. Para o ponto C, por outro lado, a capacidade de se mover lateralmente está ligada à rigidez $K_{H,c, left}$ do lado esquerdo da PIA sob a ação da força de compressão da PDA gerada pelo arco. Se for instalado um segundo sistema de contraventamento no lado esquerdo da estrutura, então a rigidez da mola de $K_{H,c, left}$ seria também quase infinita e o efeito de arco resultante seria bastante significativo. Se, pelo contrário, $K_{H,c, left}$ for muito baixo, o efeito de arco pode-se desprezar. Por uma questão de simplicidade, ambos os valores de $K_{H,c, right}$ e $K_{H,c, left}$ são fundidos, como indicado na Figura 30, num coeficiente de rigidez equivalente $K_{H,c}$. A geometria e propriedades das juntas viga-coluna podem também influenciar o efeito de arco; isto será discutido mais aprofundadamente nas secções relevantes.

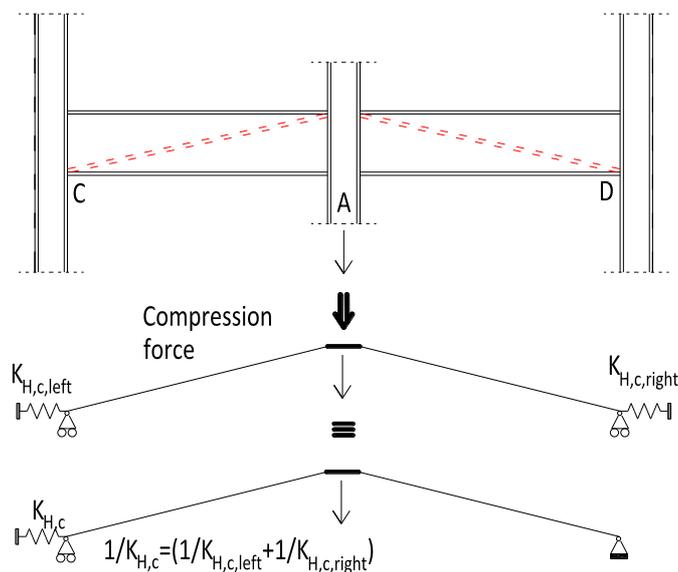


Figura 30. Desenvolvimento de efeitos de arco nas PDA

- Do ponto (4) ao (5) (Fase 3): durante esta fase (Figura 31), observam-se deslocamentos elevados na parte diretamente afetada e, portanto, os efeitos de segunda ordem desempenham um papel importante. Desenvolvem-se ações catenárias significativas nas vigas inferiores da parte diretamente afetada. Como explicado abaixo, após a formação

dos mecanismos das vigas, ambos os pontos C e D aproximam-se e, se este movimento for de algum modo impedido ($K_{H,c}$ é agora substituído por $K_{H,t}$), as forças axiais de membrana em tração aparecem nas vigas e levam a uma contribuição significativa para a robustez da estrutura.

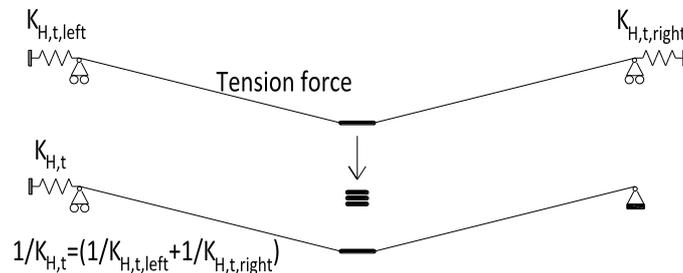


Figura 31. Desenvolvimento de efeitos de catenária nas PDA

De acordo com o tipo de juntas e do sistema estrutural, estas três contribuições para a robustez podem ou não ocorrer. Este ponto será abordado, quando necessário, nas secções seguintes.

Mas deve notar-se que têm de ser respeitadas as seguintes condições, para que se possa beneficiar das várias contribuições de robustez acima listadas:

- a resistência da parte diretamente afetada e dos seus componentes (vigas e juntas) terá de ser suficiente para tal;
- os diferentes elementos estruturais têm de ter uma ductilidade e/ou capacidade de rotação suficiente para atingir o deslocamento vertical Δ correspondente ao ponto (5). Em juntas de resistência total é necessária ductilidade a partir da junta e da viga ligada; mas, no caso de juntas sobrerresistentes, a ductilidade só é necessária na secção da viga.

Além disso, as cargas que são transferidas da parte diretamente afetada para a parte indiretamente afetada não devem conduzir à rotura prematura de elementos desta última. Desse ponto de vista, podem ser identificados três modos de rotura (Figura 32):

- a encurvadura das colunas da PIA adjacentes à coluna perdida, que estarão sujeitas a forças de compressão adicionais;
- o desenvolvimento de um mecanismo global plástico na parte indiretamente afetada sob a ação das forças de membrana transferidas da PDA para a PIA da estrutura;
- a encurvadura por compressão das vigas superiores da PDA como resultado do desenvolvimento progressivo, em toda a estrutura, de um efeito de arco induzido, que no caso específico da Figura 32 se deve à deformabilidade da parte esquerda da PAI da estrutura.

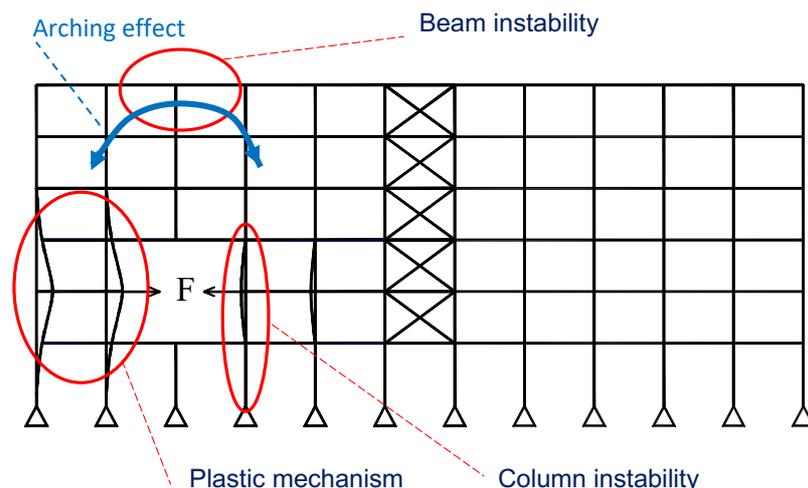


Figura 32. Possíveis modos de falha nas PIA

Todas estas condições, tanto para as partes PDA como PIA, terão sempre de ser consideradas e devidamente verificadas para garantir o nível de robustez estrutural necessário a ser associado às três contribuições acima definidas (mecanismo de plástico, efeitos de arco de viga e efeitos de catenária).

Finalmente, a contribuição das lajes de betão para a robustez estrutural precisa de ser aqui realçada. Quando estas lajes estão adequadamente ligadas às vigas metálicas, desenvolvendo assim uma ação mista, o seu benefício positivo na PDA (mecanismo de vigas / efeito de arco / efeito de catenária) pode ser diretamente considerado através da definição de vigas mistas aço-betão. Quando não é considerada a ação mista entre as lajes de betão e as vigas de suporte, o próprio nível de resistência da laje também pode ser considerado na avaliação da robustez, mas de uma forma específica. Além disso, seja qual for o caso (ação mista ou não), as lajes têm uma influência positiva nos valores dos coeficientes de rigidez K_c e K_t .

Estes diferentes aspetos serão abordados nas próximas secções, apresentando-se sucessivamente os quatro métodos de dimensionamento possíveis para implementar a abordagem alternativa de caminhos de carga: o método prescritivo (Secção 5.3.1), o método analítico (Secção 5.3.2), o método numérico simplificado (Secção 5.3.3) e o método numérico completo (Secção 5.3.4).

Entre estes métodos, três deles visam quantificar as três contribuições estruturais acima enumeradas para a robustez: o método analítico, o método numérico simplificado, e o método numérico completo. Pelo contrário, o método prescritivo propõe ao projectista um conjunto de verificações a realizar que não estão diretamente ligadas a qualquer resposta física real da estrutura.

Quando há aspetos dinâmicos a considerar (que não sejam abrangidos pela aplicação do método analítico avançado, método numérico simplificado, ou método numérico completo) é possível derivar a resposta dinâmica a partir da estática. Este procedimento é apresentado na Secção 5.3.5.

5.3.1 Métodos prescritivos

O método da força de amarração é um método prescritivo que assume um nível mínimo de robustez estrutural e resistência ao colapso progressivo/desproporcionado. Em particular, o método assegura um nível mínimo de continuidade e resistência entre os diferentes membros estruturais por meio de amarrações horizontais e verticais, tal como ilustrado na Figura 33, resultando numa maior integridade estrutural global. Esta abordagem é adotada pela maioria dos códigos de dimensionamento (e recomendada por diferentes directrizes de dimensionamento) de modo a aumentar a resistência ao colapso progressivo e/ou desproporcionado de estruturas de baixo e médio risco, por exemplo, nos

códigos: Eurocode EN 1991-1-7 (2006), UFC 4-023-03 (DoD, 2016), ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) e IBC 2009 (ICC, 2018).

Os requisitos de amarração são especificados para membros/componentes horizontais apenas, ou em membros/componentes horizontais e verticais, dependendo do nível de risco associado à estrutura e à classe de consequências da estrutura. Em particular, na EN 1991-1-7, a amarração horizontal é exigida para a CC2a (ver Capítulo 3), enquanto que a amarração horizontal e vertical é necessária para o grupo CC2b (ver Capítulo 3).

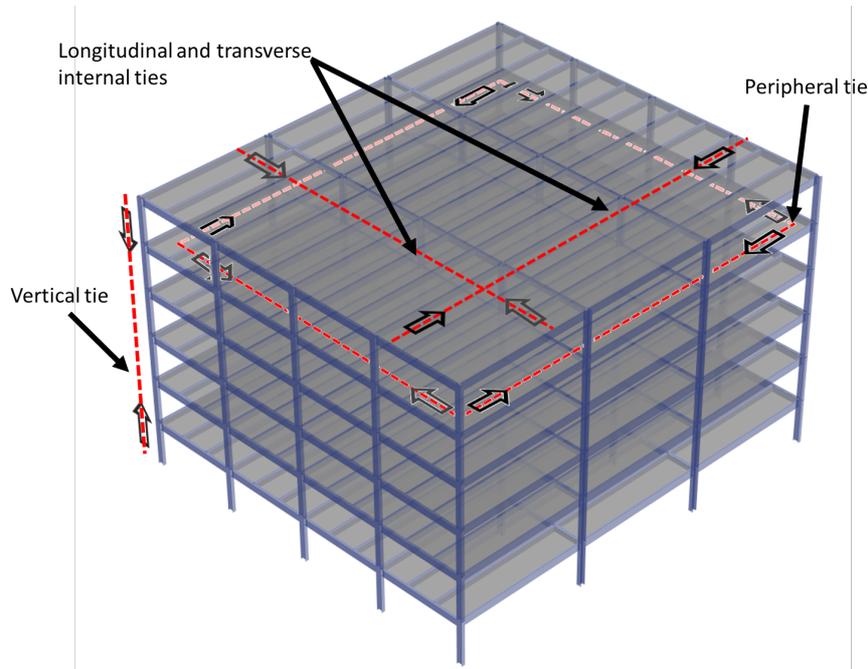


Figura 33. Amarração típica para estruturas porticadas (Stylianidis, 2011)

5.3.1.1 Amarração horizontal

5.3.1.1.1 Método proposto na EN 1991-1-7

De acordo com a norma EN 1991-1-7, devem ser consideradas amarrações horizontais em torno do perímetro de cada andar e ao nível da cobertura e internamente em duas direções ortogonais entre os elementos da coluna e da parede à estrutura do edifício (ver Figura 34). Geralmente, a amarração horizontal pode ser apresentada por vigas metálicas (e as suas ligações de extremidade), reforço de varões de aço em laje de betão ou reforço da chapa de aço perfilada em pavimentos mistos. No caso da chapa de aço, a amarração deve atuar na mesma direção da chapa perfilada e a chapa deve ser fixada diretamente à viga metálica com conectores de corte (conectores de corte soldados ao banzo da viga através da chapa).

Nos códigos e regulamentos atuais, as amarrações horizontais, incluindo tanto os membros como as ligações, têm de ser capazes de resistir a níveis mínimos de forças de amarração. As forças mínimas de conceção de tração são propostas na norma EN 1991-1-7. Para estruturas porticadas, estas podem ser estimadas utilizando a seguinte fórmula:

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{or} \quad 75 \text{ kN, o que for maior} \quad (21)$$

$$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{or} \quad 75 \text{ kN, o que for maior} \quad (22)$$

sendo:

- T_i a carga de tração de cálculo para amarrações internas;
 T_p a carga de tração de cálculo para amarrações de perímetro;
 g_k a ação permanente aplicada sobre o piso considerado;
 q_k a ação variável aplicada sobre o piso considerado;
 s o espaçamento médio entre as amarrações adjacentes ($s = (s_1 + s_2)/2$ – ver Figura 34);
 L o vão da amarração (Figura 34);
 ψ o factor de combinação relevante dos efeitos de ação para situações de cálculo acidental, tal como definido na EN 1990 (CEN 2005)

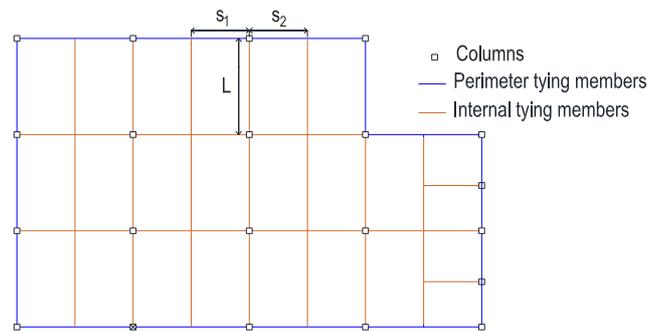


Figura 34. Amarração horizontal no piso de um edifício

Além disso, a EN 1991-1-7 especifica algumas outras disposições a serem aplicadas. As amarrações horizontais devem ser apresentadas:

- em linhas contínuas;
- no caso de amarrações de perímetro, devem ser dispostas o mais próximo possível dos bordos do piso;
- no caso de amarrações referidas às linhas das colunas, devem ser dispostas o mais próximo possível das linhas das colunas;
- de tal forma que 30% ou mais das amarrações estejam localizadas nas proximidades das linhas das colunas.

Como foi dito anteriormente, os membros e as juntas nas suas extremidades têm de suportar as forças de amarração supostamente aplicadas, mesmo que estes membros sejam também utilizados para suportar cargas gravíticas (por exemplo, vigas de piso utilizadas como membros de amarração). Os membros submetidos a cargas de tração podem ser facilmente verificados. No entanto, a caracterização das juntas sujeitas a cargas de tração e, em particular, o cálculo da sua resistência plástica e à tração não está explicitamente coberta na presente versão dos Eurocódigos, apesar das indicações propostas no Anexo O permitindo a caracterização de juntas estruturais sujeitas a cargas axiais.

Além disso, para assegurar a eficiência do método prescritivo e, assim, a possível ativação dos membros amarrados, é também necessário garantir um nível mínimo de ductilidade, em particular nas extremidades das vigas para permitir uma capacidade mínima de deformação do sistema estrutural. No entanto, mesmo que esta necessidade de ductilidade de nível mínimo seja claramente declarada na norma EN 1991-1-7, não são apresentadas recomendações específicas sobre o que se entende por "nível mínimo" de ductilidade e sobre a forma de o garantir.

Se forem utilizadas juntas de sobre-resistência nas extremidades das vigas, esta ductilidade será necessária ao nível da própria viga. Em tal situação, recomenda-se a utilização de secções transversais de Classe 1 quando sujeitas a momento fletor (positivo e negativo). No caso de juntas de resistência

total, a ductilidade é necessária na junta e na viga enquanto que, se forem utilizadas juntas de resistência parcial ou articuladas, esta ductilidade/deformação será necessária ao nível das juntas. Pode ser feita referência à Secção 2.2, onde forem apresentados critérios para assegurar uma capacidade mínima de deformação das juntas estruturais.

É de salientar que as forças mínimas de tração, calculadas utilizando o procedimento acima mencionado, são definidas de modo a assegurar um nível mínimo de continuidade/redundância no piso e não reflectem de todo o nível de forças de tração que poderiam ocorrer no caso de uma perda completa da coluna, que são geralmente muito superiores. Além disso, não é possível estabelecer uma ligação sólida entre a capacidade de amarração e a resistência real ao colapso progressivo (Nethercot et al., 2010; Vlassis et al., 2008), pelo que a eficácia deste método continua a ser questionável.

5.3.1.1.2 Especificidades dos pisos mistos

No caso de pisos mistos, ou seja, pisos realizados com perfis metálicos com o banzo superior ligado à laje, o método aqui apresentado pode ser utilizado de forma conservativa desprezando o efeito misto do pavimento. No entanto, no caso de um cenário de perda de coluna, esta solução estrutural permite o desenvolvimento do efeito de membrana nas vigas mistas e na laje, levando assim à ativação de um caminho de carga alternativo. A eficácia desta solução já foi demonstrada experimentalmente (Kuhlmann et al., 2017; Zandonini et al., 2014).

Para assegurar a eficiência da solução mista, recomenda-se a utilização de grelhas de vigas de aço com o banzo superior das vigas ligado à laje nas duas direcções principais, de modo a garantir uma boa colaboração entre os elementos metálicos e a laje em ambas as direcções, mas também para permitir uma ancoragem adequada da laje nas vigas laterais quando se desenvolvem forças de membrana.

Estudos recentes (Demonceau et al., 2013; Kuhlmann et al., 2017) demonstraram que (i) as forças de membrana desenvolvem-se principalmente nas lajes mistas, enquanto que as forças de tração se desenvolvem nas vigas mistas e (ii) a ativação das forças de membrana exige muito menos capacidade de deformação ao nível das vigas estruturais. Assim, a ativação de um caminho de carga alternativo em lajes mistas exige (i) vigas mistas com um nível mínimo de ductilidade nas extremidades para permitir o desenvolvimento de um mecanismo plástico e (ii) uma laje de colaboração com pormenores construtivos adequados, em particular no que se refere a reforços.

Como mencionado anteriormente, as vigas mistas estão maioritariamente sujeitas a momentos flectores e são reduzidas as forças de tração que aí se desenvolvem. Consequentemente, a ductilidade ao nível das extremidades das vigas mistas é necessária apenas quando sujeitas a momentos flectores. Na prática, podem ser consideradas quatro situações, de acordo com a natureza das juntas nas extremidades das vigas mistas:

- *São utilizadas juntas de sobrerresistência, pelo que a ductilidade é necessária ao nível das vigas mistas.* Como o objectivo é desenvolver um mecanismo de plástico com um nível mínimo de capacidade de deformação, recomenda-se a utilização de secções transversais de Classe 1 para momentos flectores positivos e negativos.
- *São utilizadas juntas de resistência parcial e por isso a ductilidade é necessária ao nível das juntas.* Nesta situação veja-se à Secção 2.2, onde são apresentadas recomendações de cálculo para assegurar um nível mínimo de ductilidade às juntas de resistência parcial.
- *São utilizadas juntas articuladas e por isso é necessário um nível mínimo de capacidade de rotação ao nível dessas juntas.* Novamente, deve-se consultar a Secção 2.2 onde são apresentadas recomendações de cálculo para assegurar um nível mínimo de capacidade de rotação para as juntas simples.

- *Utilizam-se juntas de alta resistência e por isso é necessária ductilidade ao nível das juntas e das vigas.*

Relativamente à laje, podem ser consideradas diferentes soluções: laje de betão armado totalmente betonada em obra, laje de betão armado utilizando elementos pré-fabricados de betão ou lajes mistas. No Eurocódigo 4 não são apresentadas recomendações específicas de dimensionamento ou de pormenorização (EN 1994-1-2, 2005) para garantir a possibilidade de ativar as forças de membrana dentro da laje; por sua vez, os requisitos mínimos, para conseguir um piso com um sistema de amarração, estão indicados na Secção 9.10.2 do Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1, 2005). Esta recomendação pode ser vista como a aplicação de um método de amarração prescritivo específico para pisos mistos.

Para a execução de lajes de betão armado fabricadas em obra, os requisitos acima mencionados (Eurocódigo 2) podem ser aplicados diretamente. Para lajes utilizando elementos pré-fabricados de betão, para além dos requisitos acima mencionados (Eurocódigo 2), são propostas regras específicas (CEN/TC250/SC4, 2020) para assegurar uma ancoragem adequada da laje aos seus suportes (ver Figura 35).

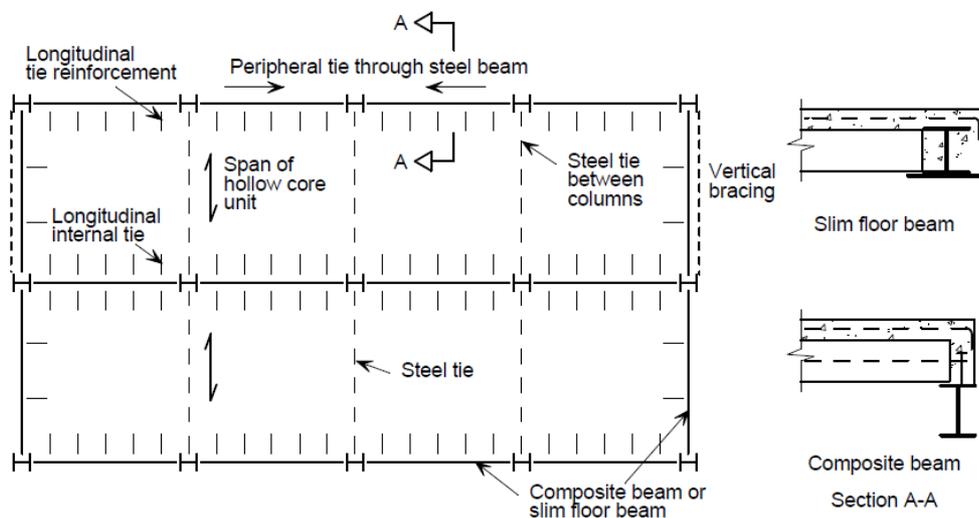


Figura 35. Ação de amarração numa placa de piso utilizando lajes pré-fabricadas (after N 2040, 2020)

Para lajes mistas, ainda não existem recomendações específicas. Com base nos resultados de ensaios testes recentemente realizados na Universidade Politécnica de Timisoara (Dinu et al., 2015), foi demonstrado que pode ocorrer uma descolagem entre as placas mistas e o tabuleiro metálico, quando se desenvolvem deformações significativas, que podem limitar o desenvolvimento de forças de membrana significativas na laje mista. No entanto, ainda é preciso mais investigações para propor detalhes construtivos adequados de modo a evitar esta descolagem, e assim ativar efectivamente a laje em caso de cenário de perda da coluna.

5.3.1.1.3 Novo método proposto pela PT 2 do Grupo de Trabalho 6 do CEN TC250

Em (CEN/TC250/WG6, 2020) é proposto um novo método desenvolvido por B. Izzuddin e apresentado como alternativa ao método de amarração prescritiva atualmente recomendado na EN 1991-1-7. Este método permite uma melhor previsão das cargas de tração a serem suportadas pelos membros amarradores em caso de cenário de perda de coluna, e tem em conta os níveis variáveis de ductilidade, a tipologia do pavimento e possíveis efeitos dinâmicos. A formulação geral para o cálculo da força mínima de tração a ser suportada é a seguinte:

$$T \geq \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{i_f}{\bar{\alpha}} \right) \cdot P \quad (23)$$

onde:

- T é a carga de tração a ser suportada pelo membro considerado como amarração;
- η é um coeficiente de amplificação, que tem em conta os possíveis efeitos dinâmicos;
- ρ é um factor de redução para contabilizar outros efeitos, tais como o endurecimento devido à interação entre a carga de tração e a flexão;
- i_f é um factor de intensidade da força de amarração, que depende do sistema em consideração;
- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$ é um coeficiente para contabilizar a capacidade de rotação α (rad) para diferentes tipologias estruturais;
- P é uma carga equivalente, utilizada para contabilizar as cargas aplicadas ao piso considerado.

Esta formulação é apresentada como uma formulação "universal", que pode ser utilizada quaisquer que sejam os materiais e tipologia estrutural utilizados. Esta formulação exige uma caracterização apropriada dos coeficientes constitutivos. Em (CEN/TC250/WG6, 2020) são propostos diferentes valores de i_f e P para vigas de duplo vão, amarração de piso de duas direções e amarração de piso de sentido único sujeita a condições de carga diferentes. Para o cálculo de α , a capacidade de rotação não é a correspondente à ductilidade de rotação, ou seja, a rotação durante a qual o membro estrutural é capaz de manter a sua resistência plástica, mas sim, a que corresponde à rotura do membro estrutural. No entanto, até agora, não existem métodos fáceis de aplicar para prever tal capacidade de rotação, em particular para estruturas metálicas e mistas. No entanto, no caso de juntas de resistência parcial, os valores da ductilidade de rotação previstos utilizando a recomendação da Secção 2.2.3 podem ser utilizados com segurança para α . A formulação proposta é válida se estiver disponível um nível mínimo de capacidade de rotação α_{min} , tal como proposto em (CEN/TC250/WG6, 2020).

Para a amplificação dinâmica η , é mencionado que, na ausência de informação, o valor mais realista e seguro a considerar é $\eta = 2$. Em (CEN/TC250/WG6, 2020) são também propostas formulações para o cálculo preciso deste coeficiente.

Além disso, este método baseia-se em pressupostos relativos ao comportamento da estrutura envolvente e recomenda-se a verificação da sua resistência e rigidez sob o efeito destas forças de amarração, uma vez que a formulação proposta se baseia no pressuposto de que a rigidez horizontal nas extremidades dos membros de amarração é elevada. Em (CEN/TC250/WG6, 2020) são apresentados critérios para verificação da rigidez. Para estruturas em que é possível ativar efeitos de diafragma, pode assumir-se que estes critérios são satisfeitos.

Como se viu, este método requer a caracterização de diferentes parâmetros e, em particular, a análise da estrutura envolvente. Por esta razão, este método pode ser visto como um método híbrido que combina critérios prescritivos e abordagens analíticas.

5.3.1.2 Amarração vertical

A amarração vertical pode permitir a redistribuição de cargas através do desenvolvimento de caminhos de carga alternativos, como ilustrado na Figura 36. Esta amarração é assegurada maioritariamente pela capacidade de tração das emendas da coluna. Portanto, as emendas devem ser capazes de resistir às forças de tração que podem surgir devido à perda do suporte da coluna, a fim de suspender os pisos acima e redistribuir a carga pelo resto da estrutura não danificada.

No Eurocódigo 1 Parte 1-7 (EN 1991-1-7, 2006), são apresentados requisitos para a amarração vertical:

- todas as colunas da estrutura devem ser amarradas continuamente desde a fundação até a cobertura;
- a amarração deve ser capaz de resistir a uma força de tração correspondente à maior reação vertical permanente e variável, aplicada em condições normais de projeto à coluna a partir de qualquer andar.

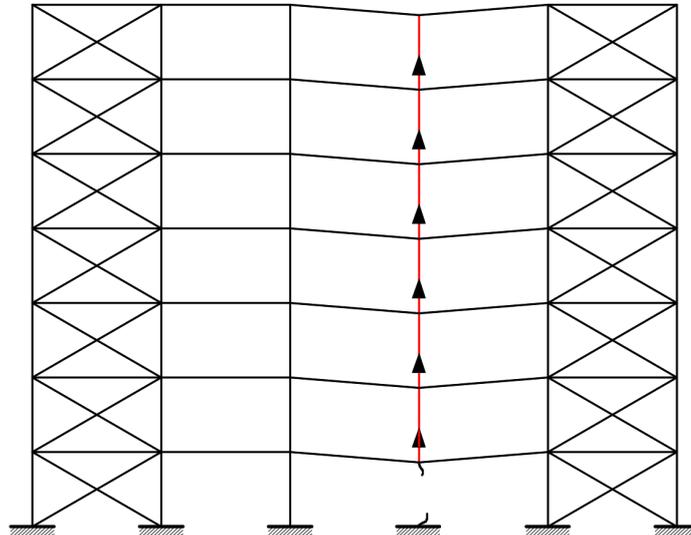


Figura 36. Caminhos de carga alternativos desenvolvidos através de amarração vertical

A verificação das emendas de coluna sujeitas a cargas de tração não está explicitamente abrangida nos Eurocódigos. As regras são propostas no Anexo O para a caracterização das ligações tracionadas.

5.3.2 Métodos analíticos

Na presente secção são propostas diferentes abordagens analíticas com diferentes níveis de sofisticação, desde as mais simples até às mais avançadas. As abordagens mais simples baseiam-se em pressupostos que permitem uma estimativa segura da resposta estrutural exposta a um cenário de perda de coluna em comparação com as mais avançadas, o que permite uma previsão mais precisa.

Esta secção centra-se em primeiro lugar na possível contribuição da laje. Em seguida, são propostos métodos analíticos simplificados para diferentes tipologias estruturais e por fim, é abordado um método analítico avançado.

5.3.2.1 Contribuição da laje

Como mencionado na Secção 5.1, as lajes podem desempenhar um papel fundamental na forma como a estrutura se irá comportar na sequência da perda de uma coluna.

Este acontecimento conduz, para as lajes acima da coluna perdida, à perda de um dos seus suportes verticais e, portanto, a um aumento significativo do seu vão livre e ao desenvolvimento de grandes deslocamentos.

O comportamento das lajes de betão armado submetidas a grandes deslocamentos tem sido investigado desde há muitos anos e a literatura têm proposto modelos com diferentes graus de complexidade. A maioria destes modelos baseia-se na aplicação preliminar da conhecida teoria da linha de cedência de primeira ordem proposta por Johansen (Hognestad, 1953). Esta teoria requer, primeiro a selecção de um mecanismo plástico de rotura na laje, e depois, aplicando o princípio dos trabalhos virtuais, o cálculo da resistência da carga plástica como uma solução de limite superior. Quando se atinge a carga plástica, assume-se que as fissuras e a curvatura da laje estão concentradas

ao longo de linhas de cedência (ver exemplos na Figura 37). Presume-se que os blocos rodeados por estas linhas de cedência se mantêm elásticos e planos, e rodam rigidamente em torno das linhas de cedência. O padrão das linhas de cedência é afetado por vários parâmetros, tais como as capacidades de momento plástico das secções transversais da laje, as condições de suporte e a geometria da laje. Os modelos inicialmente propostos para lajes de betão armado podem ser fácil e seguramente estendidos a lajes mistas, considerando apenas a contribuição das lajes de betão armado localizadas acima das nervuras, ou seja, desprezando as contribuições da chapa de aço e do betão no interior das nervuras. Este procedimento aplica-se quando as lajes estão ligadas ou não às vigas metálicas, mas a presença de uma laje conetada pode influenciar o padrão da linha de cedência. Na Figura 37, o padrão esquerdo pode aplicar-se a ambas as situações, enquanto o padrão do lado direito representa um possível padrão de linha de cedência apenas na ausência de vigas conetadas.

Ao aplicar esta teoria às lajes localizadas acima da coluna perdida, pode derivar-se uma carga superficial resistente plástica que tem de ser comparada com a carga superficial aplicada (para uma combinação accidental). Se esta carga plástica for maior do que a aplicada em cada andar acima da coluna perdida, as lajes são capazes de suportar elas próprias as cargas accidentais aplicadas e, portanto, a estrutura pode ser assumida como robusta. Se não for este o caso, formar-se-ão mecanismos plásticos nas lajes e terão de ser ativadas outras contribuições estruturais para sobreviver ao cenário de perda da coluna.

Neste caso, uma primeira possibilidade é a ativação dos efeitos de membrana. Se se perder uma coluna interna, pode ser utilizado o método desenvolvido por Bailey (Bailey, 2001). Na sua obra, Bailey investigou a capacidade de carga de lajes ortotrópicas lateralmente não restringidas com apenas uma camada de reforço, referindo-se a um método de equilíbrio e tendo em conta as forças de membrana. No âmbito do projeto RobustImpact RFCS (Kuhlmann et al., 2017), a eficácia do método combinado Johansen/Bailey foi testada em diferentes cenários de perda de colunas. Os resultados foram comparados com os resultados do modelo numérico EF com um bom grau de concordância. Como alternativa, também podem ser utilizadas ferramentas numéricas para prever a resposta das lajes de betão (ver Secção 5.3.4).

Quando se perde uma coluna externa, a contribuição proveniente do desenvolvimento de um mecanismo plástico numa laje pode ser contabilizada considerando as linhas de cedência ilustradas na Figura 38. No entanto, a possibilidade de ativar forças de membrana é muito limitada e pode, portanto, ser desprezada.

As possibilidades de ativar outras contribuições de "robustez estrutural" para além do "mecanismo de cedência" e "efeitos de membrana na laje" dependem fortemente da configuração do piso e mais globalmente da estrutura. Estas possibilidades serão abordadas nas subsecções seguintes para diferentes tipologias estruturais.

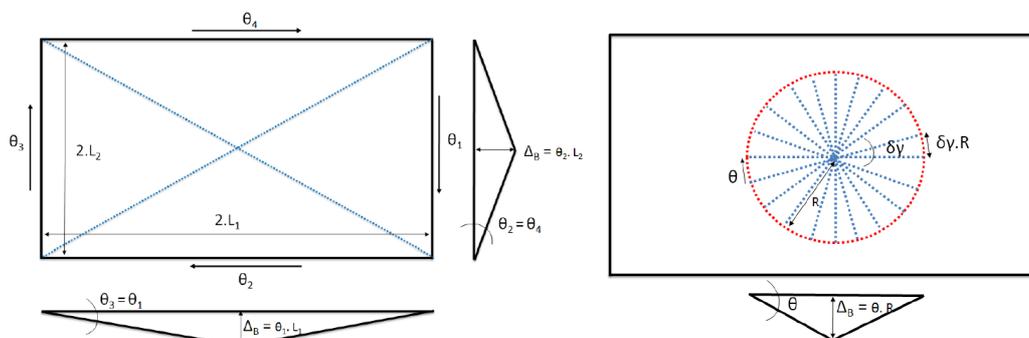


Figura 37. Exemplos de mecanismos de rotura para a perda de coluna interna (Lemaire 2010)

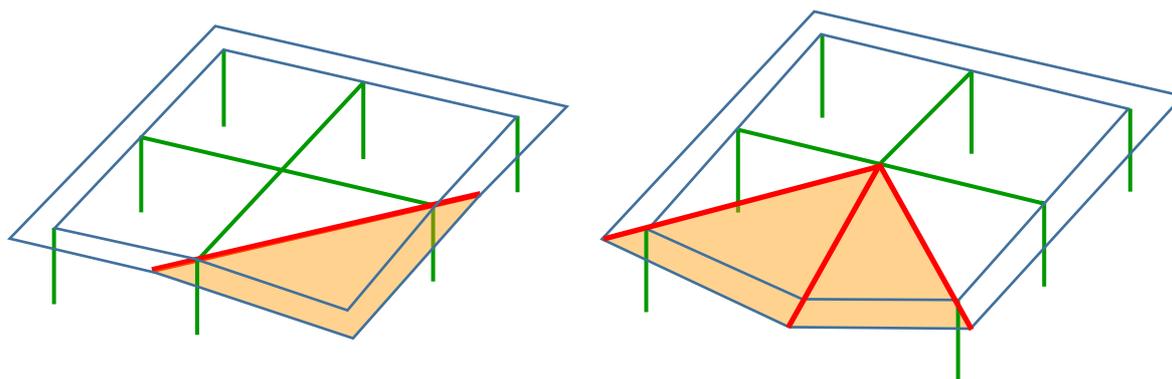


Figura 38. Exemplos de mecanismos de rotura para a perda de coluna externa

5.3.2.2 Métodos analíticos simplificados para estruturas com juntas articuladas

Se as lajes não forem capazes de suportar as cargas associadas ao cenário de perda da coluna (ver Secção 5.3.2.1) então terá de se verificar a possível contribuição da estrutura metálica de suporte (ver Secção 5.3). Como as juntas articuladas atuam nas extremidades das vigas, não se pode esperar qualquer contribuição de robustez do "mecanismo plástico", e a possibilidade de desenvolver efeitos de arqueamento das vigas é também bastante questionável. Mas, por outro lado, podem ocorrer grandes deslocamentos no sistema estrutural, podendo conduzir a forças de membrana elevadas.

No entanto, a contribuição resultante da ativação destas forças de membrana não pode ser acumulada com a contribuição da laje. De facto, como acima mencionado, a ativação das forças de membrana nas vigas só é possível para grandes deslocamentos que não sejam compatíveis com a capacidade de deformação da laje. Assim, o objectivo final é ver se não é possível encontrar um equilíbrio entre as forças de membrana ativadas apenas nas vigas e a carga associada à perda da coluna, como explicado daqui para a frente.

O desenvolvimento das forças de membrana depende fortemente da rigidez $K_{H,t}$ da parte indirectamente afetada (ver Secção 5.3). Se esta rigidez for muito pequena, as forças de membrana desenvolvidas são desprezáveis na parte directamente afetada e assim a estrutura será considerada como "não robusta". Por outro lado, se esta rigidez for significativa, irão desenvolver-se forças de membrana elevadas e poderá encontrar-se um novo estado de equilíbrio na forma deformada.

Se a laje tiver sido inicialmente concebida para funcionar como um diafragma, pode assumir-se que é rígida no seu plano. Como consequência, o valor da rigidez $K_{H,t}$ da parte indirectamente afetada, introduzida na secção 5.3, pode ser considerado infinito, e as extremidades da parte directamente afetada estão totalmente fixas na direcção horizontal. De facto, quando estas extremidades da viga se movem horizontalmente, a estrutura entra em contacto directo com as lajes nos diferentes pisos; mas estes contactos impedem estas extremidades de se mover, ativando a laje em compressão no seu plano. Com base neste pressuposto, a resposta da estrutura a uma perda de coluna pode ser facilmente prevista utilizando os teoremas estáticos e cinemáticos, ou seja, utilizando as equações de equilíbrio e expressando a compatibilidade do deslocamento.

Como exemplo veja-se a estrutura 2D com juntas simples ilustrada na Figura 39, no qual são colocadas lajes de betão, que atuam como diafragmas, em cada nível do pavimento. Para esta estrutura, as forças de membrana T_{beam} , que se desenvolvem nas vigas da parte directamente afetada, podem ser previstas referindo-se ao sub-sistema ilustrado na Figura 39. Devido à presença das lajes em cada andar (valor infinito de $K_{H,t}$), desenvolve-se a mesma força de tração em todas as vigas (assume-se que seja a mesma em cada andar) da parte directamente afetada. Assim, cada viga dupla resistirá à mesma força $N_{lo,design}$, a carga axial que está inicialmente presente na coluna antes do evento e que pode ser

avaliada sob a combinação de carga acidental (EN 1990, 2002). Consequentemente, o comportamento do pórtico pode finalmente ser estudado utilizando o sub-sistema da Figura 39 submetido a uma força $N_{Io,design}/n_{st}$, sendo n_{st} o número de andares afetados na parte diretamente afetada.

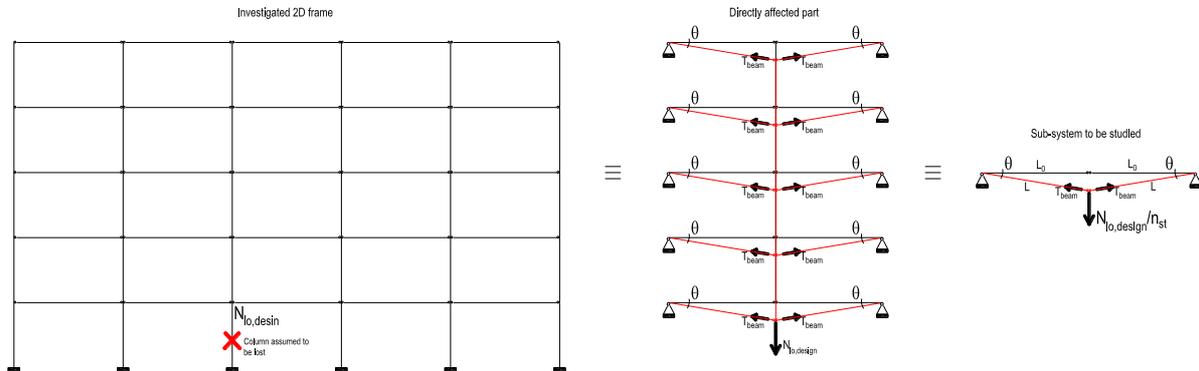


Figura 39. Abordagem analítica simplificada – um pórtico 2D que representa o modelo de subsistema

Para o sub-sistema assim definido, e com base em considerações de equilíbrio e geométricas, podem ser escritas as seguintes equações:

$$\frac{N_{Io,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin \theta \quad (24)$$

$$L = L_0 / \cos \theta \quad (25)$$

onde L é o comprimento das vigas individuais no sistema deformado e L_0 é o seu comprimento inicial. No domínio elástica, o alongamento das vigas está relacionado com a força de tração que elas suportam:

$$\Delta L = L - L_0 = T_{beam} \cdot \frac{L_0}{E \cdot A} \quad (26)$$

onde E e A são, respetivamente, o módulo Young e a área da secção transversal da viga.

Substituindo L por $L_0 / \cos \theta$ nesta equação, obtém-se um sistema de duas equações com duas incógnitas, T_{beam} e θ :

$$\frac{N_{Io,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin \theta \quad (27)$$

$$T_{beam} = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \cdot E \cdot A \quad (28)$$

Resolvendo este sistema, é assim possível prever (i) a carga de tração T_{beam} a ser suportada pelas vigas e as juntas nas suas extremidades e (ii) a capacidade de rotação solicitada θ para as juntas simples.

Como mencionado anteriormente, supõe-se que as vigas da parte diretamente afetada permanecem em regime elástico; por conseguinte, é necessário verificar se estas vigas estão sujeitas a momentos fletor (provenientes da carga de gravidade) e se a carga de tração T_{beam} permanece elástica. Para a verificação das juntas simples tanto em termos de resistência (sob T_{beam}) e capacidade de rotação (θ), pode ser feita referência às Secções A.5.1 e A.2, respectivamente.

Este modelo pode ser estendido a estruturas 3D, tal como indicado na Secção A.7.

Se a parte indiretamente afetada não puder ser assumida como infinitamente rígida, então as forças de membrana serão distribuídas entre os pisos acima da coluna perdida de acordo com as rigidezes laterais do piso. Neste caso, são necessários modelos mais avançados e pode ser feita referência à Secção 5.3.2.5 (abordagem analítica avançada) ou às Secções 5.3.3 e 5.3.4 (abordagens numéricas).

5.3.2.3 Métodos analíticos simplificados para estruturas com juntas de resistência parcial

Se forem utilizadas juntas de resistência parcial nas extremidades das vigas, o cenário de perda da coluna resultará primeiro no desenvolvimento de um mecanismo de plástico na parte diretamente afetada (ver Secção 5.1) com rótulas plásticas a formarem-se ao nível das juntas de resistência parcial. A carga plástica associada à formação de um mecanismo plástico numa viga com junta de resistência parcial (Figura 40) é obtida através da seguinte equação (assumindo que as articulações nas extremidades da viga são as mesmas):

$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M_{Rd,i}^- + 2 \cdot M_{Rd,i}^+}{L} \quad (29)$$

onde $M_{Rd,i}^-$, $M_{Rd,i}^+$ são a resistência plástica de concepção da junta de resistência parcial nas extremidades da viga i sujeita a momento fletor negativo e momento fletor positivo, respetivamente.

Esta fórmula pode ser utilizada para as vigas de cada piso acima da coluna perdida e a soma dos valores de $N_{pl,i}$ corresponde à carga plástica N_{pl} necessária para formar um mecanismo plástico na parte diretamente afetada:

$$N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (30)$$

Se N_{pl} for superior a $N_{Io,design}$ (ver Secção 5.3.2.2), então as vigas da parte diretamente afetada podem sustentar a perda da coluna e a estrutura pode ser assumida como robusta.

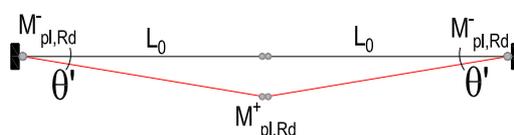


Figura 40. Beam plastic mechanism developing in a beam with partial-strength joints

Caso contrário, a contribuição das vigas (Equação (30)) pode ser acumulada com a contribuição resultante do desenvolvimento de um mecanismo de plástico de cedência nas lajes (ver Secção 5.3.2.1). Esta tem de ser avaliada através da aplicação de uma carga transversal concentrada na laje ao nível da coluna perdida. Para esta condição específica de carga, e considerando a teoria Johansen (ver Secção 5.3.2.1) pode ser calculada a carga concentrada $N_{pl,slab,i}$ associada à formação de um mecanismo de plástico na laje em cada piso i . Finalmente, a carga plástica $N_{pl,slab}$ correspondente à formação de um mecanismo plástico em todas as lajes da parte diretamente afetada, é dada por:

$$N_{pl,slab} = \sum_i N_{pl,slab,i} \quad (31)$$

Se $N_{pl} + N_{pl,slab}$ for superior a $N_{Io,design}$ (ver Secção 5.3.2.2), então as vigas e as lajes da parte diretamente afetada podem suportar a perda da coluna e a estrutura pode ser assumida como robusta.

Caso contrário, é necessário procurar outras contribuições possíveis. A ativação da laje depende fortemente da natureza do modo de rotura ao nível das juntas de resistência parcial, tal como explicado de seguida.

Se o modo de rotura estiver associado a componentes em tração, em flexão ou em corte, isto significa que as componentes em compressão (alma de coluna em compressão ou banzo de viga e alma em compressão) ainda não atingiram a sua resistência plástica. Em tais condições, pode ser mobilizado o efeito de arco nas vigas da parte diretamente afetada, como esquematicamente ilustrado na Figura 41, logo após a formação do mecanismo plástico. Este efeito de arco (i) evita a aparecimento de deslocamentos verticais significativos dentro da parte diretamente afetada e (ii) permite a mobilização de forças de resistência extra no sistema. Este efeito de arco desaparece quando se atinge a resistência da linha da componentes em compressão numa das extremidades da barra que representa os membros do arco ($F_{Rd,c}$ – ver Figura 41, na qual se assume que as juntas nas extremidades são iguais).

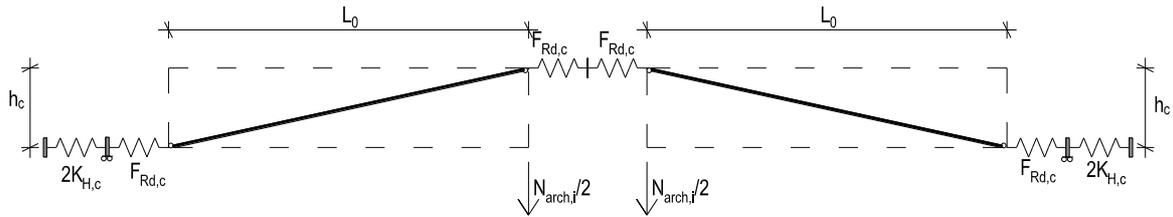


Figura 41. Vista esquemática do efeito de arco numa viga da parte diretamente afetada

Para prever as forças adicionais que podem ser mobilizadas através deste efeito de arco, pode ser aplicado o seguinte procedimento, no qual se assume que a rigidez da parte indiretamente afetada $K_{H,c}$ é infinita (ver Figura 41). O procedimento proposto pode ser adaptado a outras situações, mas exigirá modelos analíticos mais refinados descritos na Secção 5.3.2.5.

O primeiro passo consiste em avaliar o deslocamento vertical $\Delta_{pl,i}$ das vigas em cada nível de piso i , quando se formar o mecanismo das vigas. O valor correspondente, obtido por meio de uma análise de segunda ordem, é igual a:

$$\Delta_{pl,i} = \frac{N_{pl,i} \cdot (2 \cdot L_0)^3}{192 \cdot E \cdot I_{y,i}} + L_0 \cdot \text{Tan}\left(\frac{M_{Rd,i}}{\frac{S_{j,ini,i}}{\eta}}\right) \quad (32)$$

onde E é o módulo de Young do aço, $I_{y,i}$ é o momento de inércia das vigas, $M_{Rd,i}$ - a resistência à flexão da junta nas extremidades da viga, $S_{j,ini,i}$ - a rigidez rotacional inicial da junta e η é o coeficiente de modificação da rigidez, tal como definido na Tabela 5.2 da (EN 1993-1-8 2005).

Esta equação é válida para vigas metálica com juntas que exibem a mesma rigidez e resistência sob momento fletor positivo e negativo em cada extremidade, mas pode ser adaptada a outras configurações.

Quando o mecanismo plástico se forma nas vigas no nível i , as molas horizontais da Figura 41, que representam as componentes em compressão já estão sujeitas a uma força F_t (correspondente à soma das cargas de tração nas linhas tracionadas, por uma questão de equilíbrio horizontal no interior das juntas). Consequentemente, estas molas apresentam um encurtamento igual a:

$$\delta_{c,el} = \frac{F_t}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (33)$$

onde $k_{eff,c}$ é o coeficiente de rigidez efetiva da linha em compressão calculada de acordo com a Secção 6.3.3.1 (EN 1993-1-8 2005).

A posição da barra do arco quando o mecanismo plástico se forma na viga é ilustrada em laranja na Figura 42, e toma o valor L_0 :

$$L_D = \sqrt{(L_0 + 2\delta_{c,el})^2 + (h_c - \Delta_{pl,i})^2} \quad (34)$$

A resistência do efeito de arco é alcançada quando se atinge a resistência da linha em $F_{Rd,c}$ de compressão, o que corresponde a uma deformação ao nível da linha em compressão igual a:

$$\delta_{c,pl} = \frac{F_{Rd,c}}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (35)$$

e a uma inclinação da barra de arco θ (ver Figura 42) igual a:

$$\theta_r = \text{Acoss} \left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl} + \delta_K}{L_D} \right) = \text{Acoss} \left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl}}{L_D} \right) \quad (36)$$

onde $\delta_K = \frac{F_{Rd,c} - F_t}{K_{H,c}}$ é o deslocamento horizontal da parte indiretamente afetada; aqui é igual a 0, uma vez que $K_{H,c}$ é suposto ser infinito. Nesta equação, assume-se que o comprimento da barra do arco L_D permanece constante. É de salientar que a mola horizontal que reflecte o comportamento da parte indiretamente afetada só é ativada quando o mecanismo de plástico se forma, ou seja, quando se desenvolve o efeito de arco. De facto, antes do desenvolvimento do mecanismo de plástico, não são consideradas forças horizontais, uma vez que as vigas estão a trabalhar apenas em flexão.

Sabendo este valor de θ_r , obtem-se a contribuição proveniente do efeito de arco $N_{Arch,i}$ através da expressão do equilíbrio horizontal do sistema:

$$N_{Arch,i} = 2 \cdot \text{Tan}(\theta_r) \cdot (F_{Rd,c} - F_t) \quad (37)$$

Obviamente, se a resistência da junta nas extremidades das vigas estiver associada a uma componente em compressão, F_t é igual a $F_{Rd,c}$ (por uma questão de equilíbrio) e, portanto, ao nível i não pode ser mobilizado nenhum efeito de arco ($N_{arch,i} = 0$)

Esta contribuição só pode ser contabilizada se a barra de arco sujeita a uma compressão igual a $N_{Arch,i}/\cos(\theta_r)$ for capaz de suportar esta força. A resistência da barra do arco pode ser razoavelmente considerada como igual à resistência da viga em compressão $N_{b,Rd}$. Se a resistência da barra for atingida, $N_{Arch,i}$ pode ser assumido como igual a $N_{b,Rd} \cdot \cos(\theta_r)$. O mesmo se aplica à parte indiretamente afetada que tem de ser capaz de suportar uma carga horizontal aplicada ($F_{Rd,c} - F_t$).

Finalmente, a contribuição deste efeito de arco N_{Arch} para a parte diretamente afetada é igual a:

$$N_{Arch} = \sum_i N_{Arch,i} \quad (38)$$

Esta contribuição pode ser acumulada com as resultantes dos mecanismos plásticos de viga e laje, uma vez que a ativação deste efeito de arco exige capacidades de deformação limitadas.

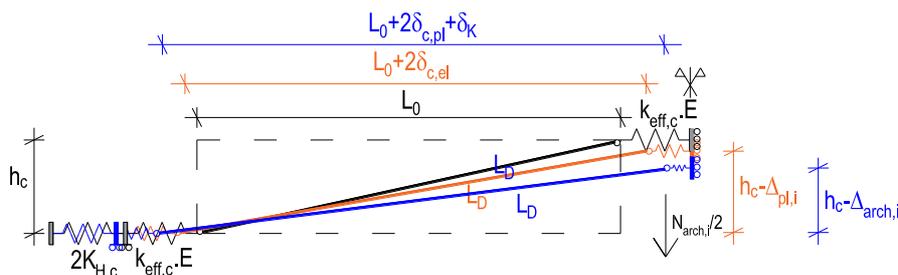


Figura 42. Posições do arco durante a perda de coluna

Da mesma forma, se $N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch}$ é superior a $N_{Io,design}$ (ver Secção 5.3.2.2), a estrutura pode ser assumida como robusta.

Se não for este o caso, irão desenvolver-se deslocamentos verticais significativos na parte diretamente afetada, assim que este efeito de arco for ultrapassado. Com o aparecimento destes deslocamentos verticais, pode ser previsto o desenvolvimento de forças de membrana dentro da parte diretamente afetada, mas esta nova contribuição $N_{membrane}$ não pode ser acumulada, quer com as contribuições do efeito de arco (que desaparece após a formação do mecanismo), quer do mecanismo plástico da laje (que desaparece quando são atingidas deformações significativas, devido à sua reduzida capacidade de deformação). Por conseguinte, esta contribuição interessa se:

$$N_{pl} + N_{membrane} > N_{Io,design} > N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch} \quad (39)$$

A previsão da contribuição $N_{membrane}$ requer a realização de análises de segunda ordem. Além disso, é necessário ter em conta a interação M-N (ver secção 2.2.1) em juntas de resistência parcial (ver A.1), o que requer a adoção de métodos avançados de conceção (secções 5.3.2.5, 5.3.3 ou 5.3.4). Contudo, há que lembrar que o desenvolvimento de grandes deslocamentos no sistema requer capacidades de deformação significativas ao nível das juntas de resistência parcial (sujeitas à interação M-N). Infelizmente, nesta situação, a maioria das juntas clássicas não apresenta capacidade de deformação suficiente.

5.3.2.4 Métodos simplificados para estruturas com juntas de união de alta resistência

Em tais estruturas, quando o mecanismo plástico de viga se forma, as rótulas desenvolvem-se nas vigas e não nas juntas. Consequentemente, as fórmulas para dar conta desta contribuição específica de robustez (abordada na secção anterior), tomam a forma de:

$$N_{pl,i} = \frac{2.M_{pl,Rd,i}^- + 2.M_{pl,Rd,i}^+}{L} \text{ and } N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (40)$$

onde $M_{pl,Rd,i}^-$ e $M_{pl,Rd,i}^+$ é a resistência plástica de cálculo das secções da viga ao nível i sujeita a momento fletor negativo e momento fletor positivo, respetivamente.

Se o valor de N_{pl} for superior a $N_{Io,design}$ (ver secção 5.3.2.2), então as vigas da parte diretamente afetada podem sustentar a perda da coluna e a estrutura pode ser assumida como robusta.

Se não for o caso, a possível contribuição de "mecanismo plástico" da laje pode ser contabilizada como descrito na Secção 5.3.2.3. Se $N_{pl} + N_{pl,slab}$ for maior que $N_{Io,design}$ (ver Secção 5.3.2.2), então as vigas e as lajes da parte diretamente afetada podem suportar a perda da coluna e a estrutura pode ser assumida como robusta.

Se tal não for suficiente, a contribuição do "efeito de arco", descrita na secção anterior, não pode ser ativada. De facto, à medida que se verifica a cedência nas secções transversais da viga, ambas as partes das secções transversais das rótulas de plástico, respectivamente em tração e em compressão, estão em cedência, pelo que a resistência associada ao efeito de arco é igual a zero.

Assim, a única contribuição adicional que pode ser contabilizada é a que está associada ao desenvolvimento de efeitos de membrana nas vigas pertencentes à parte diretamente afetada, mas, tal como referido na secção anterior, esta contribuição adicional não pode ser acumulada com a contribuição proveniente do mecanismo de plástico da laje, uma vez que o pedido em termos de capacidade de deformação ao nível das linhas de cedência seria demasiado elevado. Quanto às estruturas com juntas de resistência parcial, a previsão da contribuição $N_{membrane}$ requer a adopção de métodos avançados de cálculo (Secções 5.3.2.5, 5.3.3 ou 5.3.4).

5.3.2.5 Abordagem analítica avançada

Huvelle et al., 2015 desenvolveu uma abordagem analítica mais geral e detalhada. Este modelo permite prever a resposta estrutural de uma estrutura 2D com juntas simples, de resistência parcial ou sobre-resistência quando as forças de membrana que se desenvolveram na parte diretamente afetada levam à formação de mecanismos plásticos de viga no caso de juntas de resistência parcial ou de sobre-resistência que atuam nas extremidades das vigas.

O modelo baseia-se na definição de uma subestrutura e na sua caracterização, sob os seguintes pressupostos:

- é assumida uma perda progressiva (estática) da coluna;
- as rótulas plásticas podem desenvolver-se nas secções transversais da viga ou nas juntas viga-coluna;
- todas as colunas têm a mesma secção transversal, e o mesmo se passa com as vigas;
- só é considerada a perda de colunas internas (ou seja, colunas que não se encontram nos cantos);
- não se desenvolve cedência na parte indiretamente afetada da estrutura (ou seja, o seu comportamento é suposto ser infinitamente elástico).

Da abordagem analítica proposta, obtem-se um conjunto de N equações com N incógnitas que são resolvidas matematicamente. O principal resultado desta abordagem é a previsão da evolução do deslocamento vertical da parte diretamente afetada *versus* a carga na coluna removida (identificada como $N_{membrane}$ nas secções anteriores).

No Anexo A.8 apresentam-se os pormenores sobre esta abordagem analítica avançada. É também explicado como este modelo pode ser alargado para prever a resposta das estruturas porticadas 3D.

5.3.3 Abordagens numéricas simplificadas

5.3.3.1 Introdução

Nesta secção é apresentada uma abordagem simplificada para a avaliação da resistência ao colapso progressivo/desproporcionado das estruturas de edifícios com estrutura metálica de vários andares, utilizando a perda súbita de colunas como cenário de projeto. O método oferece uma abordagem quantitativa que tem em conta a ductilidade, redundância, absorção de energia e efeitos dinâmicos. A simplicidade da metodologia permite a sua aplicação direta em projeto. Adicionalmente, permite a quantificação de robustez estrutural para cenários de perda súbita de colunas, ao contrário dos métodos prescritivos discutidos na secção 5.3.1.

Geralmente, o objectivo do dimensionamento à robustez é assegurar que qualquer dano local resultante de acontecimentos extremos imprevistos não cause um colapso desproporcionado. A perda súbita de colunas, como ilustrado na Figura 43 (Izzuddin et al., 2008), representa o cenário de projeto indicado, que inclui os efeitos dinâmicos que podem ser associados à rotura de membros verticais sob eventos extremos, tais como explosão e impacto; no entanto, é independente de eventos. Este cenário de projeto não é necessariamente idêntico em efeito dinâmico aos danos na coluna resultantes da explosão ou do impacto. Contudo, pode fornecer um limite superior às exigências de deformação estrutural próximo do nível de carga de explosão na coluna (Gudmundsson and Izzuddin, 2010; Izzuddin, 2010). Além disso, pode captar a influência da rotura da coluna que ocorre durante um período relativamente curto comparado com o tempo de resposta da estrutura. Portanto, pode ser considerado como um teste dinâmico padrão de robustez estrutural, e pode ser aplicado a vários outros eventos dinâmicos extremos através de fatores de dimensionamento devidamente calibrados.

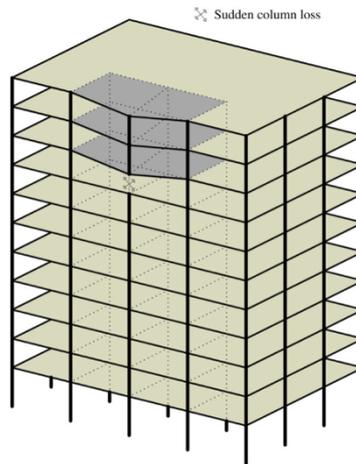


Figura 43. Estrutura porticada de vários pisos sujeita a um cenário súbito de perda de coluna (Izzuddin et al., 2008)

5.3.3.2 Estados limite de robustez

Para um cenário de perda súbita de colunas, é necessária uma definição de estado limite de robustez, para além do qual os danos locais progridem para um colapso desproporcionado da estrutura. O estado limite de robustez deve basear-se na prevenção do colapso dos pisos acima em caso de perda súbita de colunas e na garantia de que as colunas circundantes possam resistir às cargas redistribuídas. O colapso de apenas um piso pode levar a exigências onerosas nos pisos inferiores atingidos que também têm de suportar a carga de detritos, o que, por sua vez, aumentará a vulnerabilidade da estrutura ao colapso progressivo/desproporcionado. Além disso, como o estado limite de robustez lida com eventos acidentais raros e extremos, é aceitável/razoável permitir deformações relativamente grandes no piso superior. Isto permitiria a mobilização dos efeitos benéficos de arcos em compressão e ações de catenária/membrana de tração, que normalmente não são utilizadas sob as condições de carga correntes, para obter uma melhor economia de concepção. Caso contrário, o dimensionamento dos pavimentos para resistir à carga da gravidade na ausência do suporte da coluna, utilizando métodos convencionais baseados na resistência, conduziria a estruturas que são sobredimensionadas para condições de carga correntes.

Na abordagem atual, o estado limite de robustez para perda súbita de coluna é definido em termos da deformação dinâmica máxima nos pisos superiores que excedem o limite de ductilidade. Para estruturas em estrutura metálica com juntas simples ou parciais de resistência, a perda súbita de colunas pode levar a uma concentração notável de deformações nas juntas dentro dos pisos acima referidos. Tal limite é, por sua vez, baseado na falha do primeiro componente, de tal forma que a procura de ductilidade na resposta dinâmica máxima seja igual à oferta de ductilidade numa das juntas. Isto também pode ser generalizado para ter em conta as sucessivas falhas de mais do que uma componente. Consequentemente, o caso mais geral de um estado limite de robustez pode ser definido em termos do nível de carga de gravidade que excede a resistência pseudo-estática máxima do sistema de pisos antes do colapso completo. Isto forma o princípio subjacente à abordagem proposta centrada na ductilidade, tal como discutido nas secções seguintes.

5.3.3.3 Estrutura de avaliação multi-nível centrado na ductilidade

A resposta de uma estrutura de vários andares sujeita a uma perda súbita de coluna é dinâmica e altamente não-linear envolvendo consideráveis não-linearidades materiais e geométricas. O estado limite discutido no 5.3.3.2 é avaliado determinando a resposta dinâmica máxima da estrutura sujeita a carga gravitica após súbita remoção da coluna, avaliando então se a ductilidade apresentada pela junta é suficiente para acomodar as exigências resultantes. A análise de elementos finitos dinâmicos

não lineares é considerada como o método mais preciso para determinar as exigências máximas impostas às juntas. No entanto, é relativamente complexo e requer conhecimentos especiais que podem não estar prontamente disponíveis para as práticas típicas de dimensionamento. Alternativamente, é apresentada uma abordagem mais prática que requer uma análise não linear estática em vez de dinâmica com os efeitos dinâmicos incorporados de uma forma simplificada e precisa.

A estrutura proposta é composta por três fases principais:

1. Resposta estática não linear da estrutura danificada sob carga gravítica.
2. Avaliação dinâmica simplificada para determinar a resposta dinâmica máxima no caso de uma perda súbita da coluna.
3. Avaliação da ductilidade das ligações.

Esta estrutura proposta baseia-se no estado limite discutido onde o principal objectivo de dimensionamento é evitar o colapso dos pisos superiores no caso de uma perda súbita de coluna. A estrutura proposta também oferece uma característica importante onde pode ser aplicada a vários níveis de idealização estrutural, dependendo da regularidade da estrutura e da carga aplicada, conforme discutido na secção seguinte.

5.3.3.4 Idealização estrutural

A estrutura proposta pode ser aplicada a nível estrutural global, como se pode ver na Figura 43, e também a diferentes níveis subestruturais, como se mostra na Figura 44 (Izzuddin et al., 2008). O nível de idealização estrutural é determinado de acordo com a pormenorização de modelação necessária e se a redução do modelo estrutural é viável ou não, o que depende em grande parte da regularidade do edifício no que diz respeito às disposições estruturais e de carga. O primeiro nível de idealização/redução estrutural consiste no vão afetado apenas num edifício de vários andares, conforme demonstrado na Figura 44a. A esse nível, devem ser atribuídas condições-limite adequadas para representar a interação do vão em consideração com a estrutura envolvente. Se se garantir que as colunas circundantes são capazes de suportar a carga redistribuída, apenas os pisos acima da coluna perdida podem ser considerados, onde a deformação se concentra, resultando numa maior redução do modelo, tal como demonstrado na Figura 44b (zona denominada “PDA – parte diretamente afetada” nas secções anteriores). Se os pisos afetados forem semelhantes em estrutura, carga e restrições da PDA (ver Secção 5.3), pode considerar-se um único sistema de pisos, como mostra a Figura 44c, onde a força axial nas colunas diretamente acima da coluna perdida pode ser considerada insignificante. Finalmente, vigas individuais metálicas/mistas podem ser consideradas, como mostra a Figura 44d, sujeitas a proporções apropriadas de carga gravítica, ignorando os efeitos planares dentro da laje do piso (isto é, ignorando a possível resistência própria das lajes, em contraste com o que é feito, quando justificado, na Secção 5.3.2).

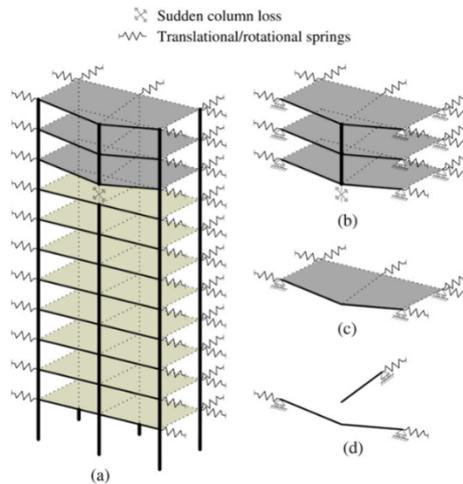


Figura 44. Níveis de idealização estrutural para avaliação de colapso progressivo/desproporcionado. (a) vão afetado, (b) Piso(s) acima da coluna perdida, (c) Piso único acima da coluna perdida e (d) Viga metálica/mista individual acima da coluna perdida (Izzuddin et al., 2008)

5.3.3.5 Resposta não-linear estática

O efeito da súbita remoção de uma coluna pode ser considerado semelhante à súbita aplicação da carga gravítica (P_o) para uma dada estrutura, como mostrado na Figura 45 (Izzuddin et al., 2008), especialmente quando a quantidade de deformações suportadas pela estrutura é significativa. A aplicação repentina da carga gravítica está associada a efeitos dinâmicos, onde todas as exigências de ductilidade para todos os estados de deformação conducentes à resposta dinâmica máxima devem ser satisfeitas com um fornecimento de ductilidade suficiente, de modo a evitar falhas.

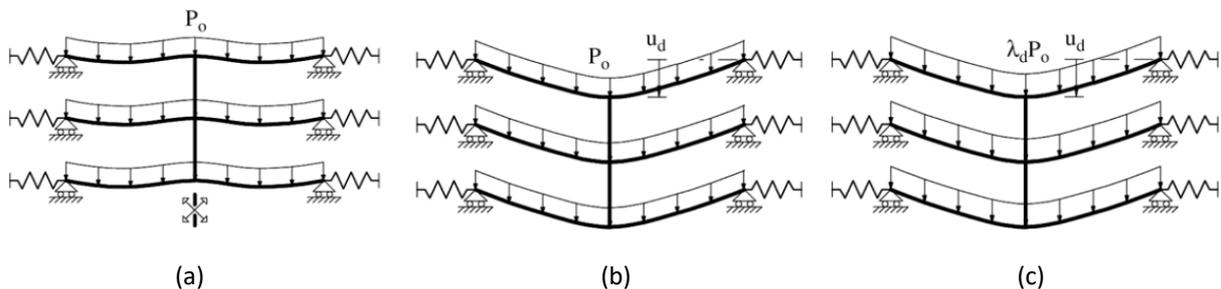


Figura 45. Modelação de remoção súbita de coluna. (a) Perda súbita de coluna, (b) Resposta dinâmica máxima e (c) Carga estática amplificada (Izzuddin et al., 2008)

Como ilustrado na Figura 45c, o quadro proposto permite estimar com precisão a resposta dinâmica máxima a partir da resposta estática não linear sob carga gravítica amplificada ($\lambda_d P_o$) sem a necessidade de realizar qualquer análise dinâmica não linear complexa. A este respeito, a resposta estática não linear da estrutura é obtida com a exclusão da coluna danificada, de tal forma que a carga gravítica é variada utilizando um factor de escala (λ) com $P = \lambda P_o$ e delineada face ao deslocamento vertical estático (u_s) no local da coluna danificada. Uma resposta estática não linear típica pode ser mostrada na Figura 46 onde tal resposta é a base para a determinação da resposta dinâmica máxima (u_d) as will be illustrated in the following section. Como ilustrado na Figura 46 (Izzuddin et al., 2008), para estruturas realisticamente concebidas, a resistência plástica à flexão não é suficiente para suportar a carga estática amplificada ($\lambda_d > 1$) no caso de perda súbita da coluna e é necessária uma maior dependência do endurecimento e/ou ação catenária. É também claro que o deslocamento dinâmico máximo (u_d) deve ser inferior a um certo limite aqui referido como o "limite de ductilidade" em que ocorre a primeira falha numa das juntas. Além disso, alguns sistemas podem sofrer uma resposta

estática de amolecimento como resultado de uma ação de arqueamento compressivo como (Izzuddin, 2010).

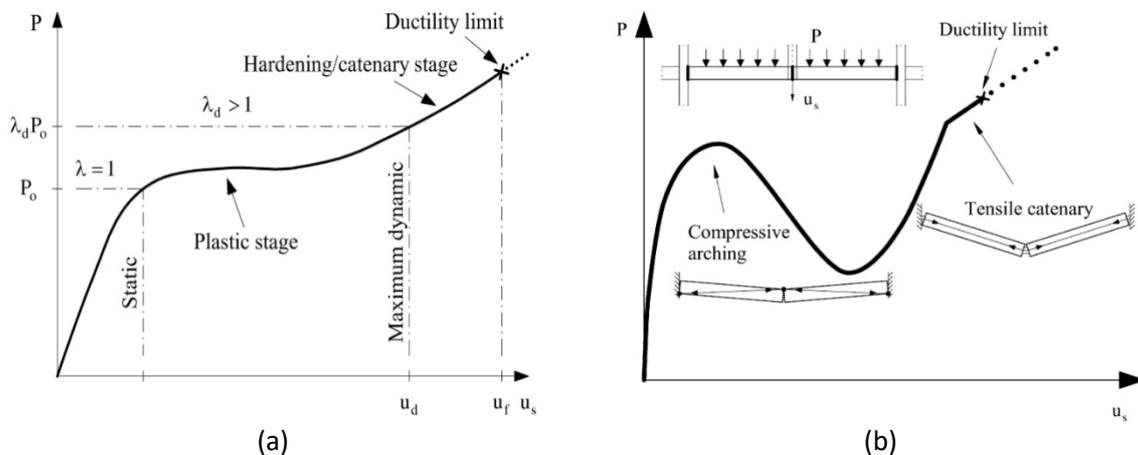


Figura 46. Resposta não linear sob carga gravítica proporcional ($P = \lambda P_0$) (Izzuddin, 2010)

5.3.3.5.1 resposta estática não-linear de vigas individuais

5.3.3.5.1.1 Modelo pormenorizado

A modelação pormenorizada de elementos finitos pode ser utilizada para determinar a resposta estática não linear nos diferentes níveis de idealização estrutural. Ao nível da viga, podem ser utilizados elementos elasto-plásticos viga-coluna, contabilizando a não-linearidade material e geométrica. Além disso, a ação composta entre a laje de betão e a viga metálica pode ser modelada tendo em conta o efeito de conectores de corte parcial/total. O comportamento não linear da junta pode ser considerado utilizando um modelo mecânico baseado em componentes, com base nos princípios propostos na EN 1993-1-8 (2005) e EN 1994-1-1 (2004). Foram recentemente propostos desenvolvimentos na modelação de juntas aparafusadas metálicas e juntas aparafusadas mistas com base em componentes que têm em conta o efeito combinado dos momentos flectores e forças axiais (interação M-N) e consideram os chamados "efeitos de grupo" entre as sucessivas linhas de parafusos (Demonceau et al., 2019; Alhasawi et al., 2017) como ilustrado em outras partes deste documento. Mais orientação pode ser encontrada em EN 1993-1-14 (2020) o que dá algumas regras para a utilização de métodos numéricos na conceção de estruturas metálicas.

5.3.3.5.1.2 Modelação simplificada

A resposta estática não linear para vigas individuais metálicas ou vigas mistas pode ser obtida utilizando expressões analíticas que explicam a modelação explícita do comportamento conjunto e empregam princípios tradicionais de análise estrutural sem a necessidade da modelação detalhada e complexa de elementos finitos, conforme ilustrado na Secção 5.3.2.5. Tal abordagem seria mais prática nas práticas comuns de conceção do que modelos não lineares de elementos finitos, permitindo a fácil passagem das regras prescritivas e das limitações associadas para uma abordagem mais precisa na avaliação da robustez estrutural. Esta abordagem foi evocada na Secção 5.3.2.5 os pormenores são apresentados no Anexo A.8.

5.3.3.5.2 Montagem simplificada da resposta estática não linear para um único andar

modelização simplificada pode ser utilizada para determinar a resposta estática não linear de um único sistema de pavimento através da montagem das respostas de vigas individuais numa aproximação de grelha, ignorando os efeitos de membrana da laje. Como demonstrado na Figura 47, para um modo de deformação dominante, a resposta global do sistema de piso único (P, u_s) pode ser montada a partir da das vigas individuais ($P_i, u_{s,i}$) como:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_i \alpha_i \beta_i P_i \quad (41)$$

onde β_i é um factor de compatibilidade relativo ao deslocamento individual da viga face ao deslocamento da referência do piso ($u_{s,i} = \beta_i u_s$), como ilustrado na Figura 47, α_i é um factor não dimensional relacionado com o trabalho que depende da distribuição da carga assumida na viga e pode depender do modo de deformação incremental ao nível atual da carga (ou seja, 0.5 para carga uniformemente distribuída e 1 para carga pontual), e α é um factor não dimensional relacionado com o trabalho que depende da distribuição da carga assumida na viga e pode depender do modo de deformação incremental ao nível atual da carga (ou seja, 0.5 para carga uniformemente distribuída e carga de 1 ponto), e α é também um factor relacionado com o trabalho que depende da distribuição da carga gravítica na viga (ou seja, 0.25 para carga uniformemente distribuída).

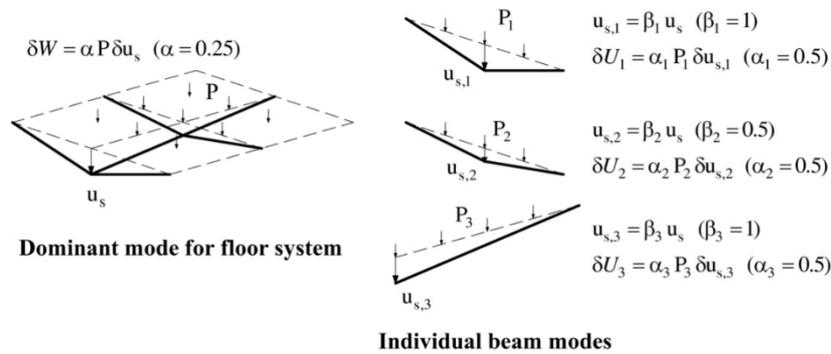


Figura 47. Aproximação em grelha de um sistema de piso único

5.3.3.5.3 Montagem simplificada da resposta estática não linear para vários andares

Da mesma forma, a modelação simplificada pode ser utilizada para determinar a resposta estática não linear de vários andares acima da coluna danificada através da montagem das respostas de andares individuais. Assumindo um modo de deformação S1GDL como mostrado na Figura 48 (Izzuddin, 2010) no qual o deslocamento do piso ($u_{s,j}$), medido ao longo da linha da coluna falhada, é constante para todos os pisos, a resposta global dos pisos individuais pode ser expressa como:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_j \alpha_j P_j \quad (42)$$

onde α_j is o factor de relativo ao trabalho para o piso (j) (ou seja, 0.25 para carga uniformemente distribuída). Enquanto α é o factor global relacionado com o trabalho para todo o sistema (isto é, 0.25 para carga uniformemente distribuída).

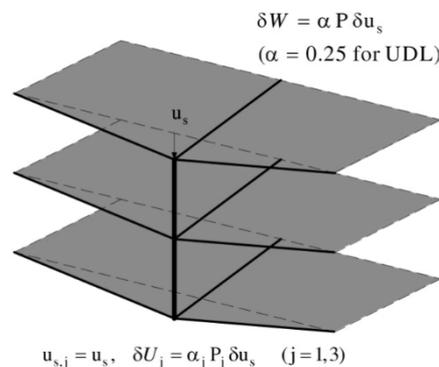


Figura 48. Modelo simplificado para um sistema de vários pisos (Izzuddin, 2010)

Por último, vale a pena mencionar que a modelação detalhada pode ser aplicada no vão, em vários pisos e num único piso, onde os elementos de casca podem ser utilizados contabilizando a não linearidade do material e geométrica acoplada aos elementos viga e podem captar os efeitos de membrana 2D dentro da laje de piso. Isto seria mais preciso do que o caso da modelação simplificada de pisos únicos utilizando uma aproximação de grelha que, inerentemente, não pode contabilizar a ação de membrana do piso. Além disso, podem ser utilizados modelos detalhados em combinação com modelos simplificados onde a modelação detalhada pode ser aplicada ao nível da viga e a resposta estática não linear aos níveis mais elevados de idealização estrutural pode então ser montada utilizando a modelação simplificada.

5.3.3.6 Avaliação dinâmica simplificada

No caso de uma perda súbita de coluna, a resposta típica de uma estrutura de edifício é altamente não linear e dinâmica, portanto, a resposta dinâmica máxima da estrutura deve ser considerada quando se avaliam as exigências de ductilidade resultantes. Neste contexto, a resposta dinâmica máxima é determinada através de uma abordagem simplificada, como ilustrado na secção 5.3.5, sem a necessidade de qualquer análise dinâmica não linear complexa e não prática para situações de projeto típicas/comuns. A abordagem proposta é mais precisa do que a tradicional abordagem do factor de amplificação dinâmica com o factor de amplificação a depender tanto do nível de carga de gravidade como da natureza da resposta não linear, faltando assim generalidade para formas comuns de resposta estática não linear (Izzuddin, 2010).

5.3.3.7 Avaliação da ductilidade

A última fase da estrutura de avaliação proposta consiste em comparar o deslocamento dinâmico máximo (u_d) obtido da resposta pseudo-estática a ($P = P_o$) com o limite de ductilidade (u_f) para avaliar o estado limite, tal como indicado na Figura 49. O limite de ductilidade (u_f) é determinado como o valor mínimo de (u_d) tal que a procura de deformação exceda a oferta de ductilidade em qualquer uma das juntas, tal como discutido noutras secções deste documento. Alternativamente, o estado limite pode ser estabelecido comparando P_o com a capacidade pseudo-estática (P_f), onde P_f é definido como:

$$P_f = \max(P_n) \quad \text{para} \quad 0 \leq u_{d,n} \leq u_f \quad (43)$$

P_f corresponderia normalmente a u_f na curva de resposta pseudo-estática, no entanto, tal não seria o caso se a resposta sofrer um comportamento de amolecimento devido ao arco compressivo.

No caso da utilização de modelação simplificada ao nível da avaliação do sistema, em que a resposta do sistema é obtida a partir da montagem simplificada de modelos de nível inferior, os deslocamentos dos subsistemas podem ser determinadas a partir de u_d utilizando as condições de compatibilidade adequadas. As deformações sofridas pelas juntas podem então ser determinadas para os deslocamentos no nível mais baixo do subsistema considerado, que seriam representados ou por modelos pormenorizados de viga/piso ou por modelos de viga simplificados. Devem ser consideradas tanto as deformações rotacionais como as axiais das juntas, particularmente quando existe uma restrição axial suficiente que pode levar ao desenvolvimento de uma ação catenária. As exigências de ductilidade nas diferentes componentes da junta podem então ser obtidas a partir das deformações totais das juntas e comparadas com o fornecimento de ductilidade das diferentes componentes. É importante notar aqui que o estado limite do sistema é definido pela falha de uma única junta de tal forma que a procura de ductilidade excede o fornecimento de ductilidade em uma ou mais das componentes da junta. Contudo, se a falha de uma única junta não conduzir a uma falha do sistema na presença de redundância residual e ductilidade suficiente, este estado limite pode então ser

restabelecido para o sistema com a exclusão da junta falhada e de quaisquer subsistemas afetados para além do limite de ductilidade associado.

5.3.3.8 *Avaliação de sistemas de piso sujeitos a impacto de falha de laje*

O colapso de apenas um piso pode levar a exigências onerosas sobre os pisos inferiores afetados que também têm de suportar a carga de detritos, o que, por sua vez, aumentará a vulnerabilidade da estrutura ao colapso progressivo/desproporcional. No entanto, em circunstâncias específicas, poderá ser possível que a parte inferior da estrutura detenha o impacto e evite o colapso progressivo. Dos principais factores que influenciam tal possibilidade incluem-se: (i) o número de pisos falhados acima do nível considerado, (ii) a redução da energia cinética através da absorção de energia dentro dos pisos falhados, bem como a perda de energia após o impacto, e (iii) a capacidade do sistema de piso estrutural inferior para sustentar a carga adicional dos detritos, tendo em conta os efeitos dinâmicos associados. Vlassis et al. (2007; 2009) propuseram uma metodologia orientada para a conceção para a avaliação da resistência ao colapso progressivo dos sistemas de piso em edifícios de vários andares sujeitos a impacto de um andar superior falhado. O método proposto pode também ser generalizado para lidar com a falha inicial de mais do que um piso. A base subjacente deste enquadramento proposto é que a capacidade do piso inferior para deter a queda do piso depende principalmente da quantidade de energia cinética que é transmitida do piso superior durante o impacto. Da forma semelhante ao procedimento de avaliação simplificado discutido acima, para edifícios de vários andares em cenários de perda súbita de colunas discutidos acima, a abordagem proposta utiliza a resposta estática não linear do piso atingido, juntamente com uma abordagem de balanço energético para estimar as exigências de deformação dinâmica máxima sem a necessidade de uma análise dinâmica não linear pormenorizada. O estudo demonstra as condições extremamente onerosas impostas ao piso atingido que podem resultar numa maior vulnerabilidade ao colapso progressivo de estruturas deste tipo. É importante identificar a probabilidade de modos de falha ao corte, para além do fornecimento inadequado de ductilidade sob ações combinadas de flexão/axiais, estabelecendo assim a necessidade de mais trabalho de investigação sobre a capacidade de corte dinâmico de vários tipos de juntas sujeitas a eventos extremos.

5.3.4 *Abordagem numérica completa*

Nos últimos anos, o aumento das capacidades computacionais e a disponibilidade de programas numéricos avançados (MEF, MEA, MED), capazes de gerir a maioria dos fenómenos que caracterizam a resposta do edifício em condições de carga acidental, abriram o caminho para conceber soluções baseadas numa abordagem numérica completa. A eficácia desta abordagem, que é hoje comumente utilizada, depende fortemente da capacidade do projectista identificar e modelar os factores chave que afectam a resposta estrutural. Neste contexto, deve ser dada grande atenção aos fenómenos associados à dissipação de energia devido à ativação da plasticidade local, tais como rótulas plásticas e linhas de cedência, e falhas associadas às leis de comportamento constitutivas adotadas para os materiais.

Podem ser utilizados diferentes graus de precisão ao modelar os materiais, desde os mais simples, isto é, os modelos elásticos lineares, até aos mais complexos modelos não lineares, incorporando também resistência e degradação da rigidez. As leis lineares elásticas podem ser usadas em modelos elásticos que podem ser adotados nas fases preliminares de projeto para identificar questões críticas da resposta estrutural a ser investigadas em estudos mais aprofundados e mais precisos. Contudo, cenários de colapso induzem grandes deslocamentos na estrutura e ativam a resposta não linear dos materiais, os modelos de materiais não lineares são os mais apropriados. A cedência do materiais fornece a principal contribuição para a capacidade de dissipação de energia e para a redistribuição das forças internas. A cedência do aço deve ser devidamente representada porque permite o

desenvolvimento de rótulas plásticas e a ativação do efeito catenária em vigas. Com este objectivo, podem ser utilizados modelos de diferentes graus de precisão e complexidade. Pode ser encontrado um guia útil sobre as relações tensão-deformação do aço a adotar na EN 1993-1-14 (2020). Também para o betão, a lei constitutiva deve ser devidamente modelada, incorporando a sua resposta assimétrica em tração e compressão, a fim de permitir a simulação de fissuras, o que é vital para captar o desenvolvimento de linhas de cedência na laje de betão.

Além disso, podem ser adotados modelos de materiais altamente refinados incorporando os ramos de descarregamento e recarregamento a partir de um estado inelástico. Mais, dependendo do nível de complexidade e precisão da análise, considerar os danos cumulativos dos materiais, permitiria captar colapsos locais, bem como o potencial desprendimento das componentes.

Quando requerido pelo cenário de projeto específico, devem ser devidamente modeladas outras características materiais. A título de exemplo, ao investigar cenários de incêndio, a dependência da temperatura das propriedades mecânicas dos materiais deve ser tida em conta. Com este objectivo, é apresentado um guia na parte 1-2 dos Eurocódigos e em particular a EN 1992-1-2 (2004) e a EN 1993-1-2 (2005), para betão e aço, respectivamente. Do mesmo modo, quando os cenários envolvem ações aplicadas dinamicamente (por exemplo, explosões ou carga de impacto), deve ser considerada a sensibilidade da taxa de deformação das propriedades dos materiais. Os efeitos da taxa de deformação na resistência do material são geralmente implementados em modelos que consideram um factor de aumento dinâmico (DIF) (Johnson and Cook, 1983; Malvar and Crawford, 1998).

A escolha dos tipos de elementos finitos (linha, superfície, volume ou elementos especiais tais como massa, mola...) é um segundo elemento chave da fase de modelação. Em pormenor, a ordem e o tipo dos elementos finitos escolhidos estão relacionados com o comportamento estrutural (magnitude das deformações, extensões, rotações, tensões), o método de análise escolhido (linear e não linear) e a representação do material (linear ou não linear).

Em estruturas porticadas, as vigas e colunas são geralmente modeladas através de elementos viga com eixo centróide coincidente com o centróide das secções transversais. Não obstante, quando significativas para a resposta estrutural, as excentricidades têm de ser explicitamente contabilizadas ou consideradas na interpretação dos resultados da análise. A selecção do elemento de viga, em termos de DOFs, depende do problema investigado. O comportamento local, tal como a deformação da alma ou a encurvadura da placa, não são abrangidos pela modelação da viga e devem ser tidos em conta com modelos mais sofisticados ou cálculos adicionais.

Os elementos de casca ou sólidos são normalmente utilizados para contabilizar a contribuição da laje em modelos 3D. A primeira abordagem, embora caracterizada por uma elevada eficiência computacional, torna difícil captar em detalhe o comportamento das lajes nas várias fases da resposta, desde flexão a tipo membrana. Deve, portanto, ser adotada uma solução 3D completa com elementos sólidos para ter em conta os vários efeitos combinados da resposta da laje mista, tais como a cedência e a fratura na malha de armadura de aço e no tabuleiro, o esmagamento na laje de betão, o comportamento não linear dos conectores de corte. A fim de reduzir a demanda computacional, uma abordagem híbrida pode oferecer uma solução "intermédia", que consiste na utilização de elementos casca combinados com uma camada distribuída de aço para modelar a armadura nas duas direcções. Além disso, a possível camada de aço pode ser simulada com elementos de viga na direcção das nervuras da camada de aço e depois ligada à laje através de restrições de amarração. Esta abordagem permite considerar os componentes de aço necessários para simular a resistência à tração da laje quando o efeito de membrana se desenvolve. Eventualmente, as ligações de corte entre a viga e a laje

podem ser simplesmente modeladas através de ligações caracterizadas por leis adequadas para representar a ligação de corte.

Uma vez que as juntas (em particular as juntas viga-coluna) são componentes estruturais fundamentais para evitar o colapso progressivo, é necessária uma modelação adequada. Em pormenor, dependendo do nível da análise, as juntas podem ser modeladas quer de uma forma "sofisticada" (isto é, utilizando elementos sólidos ou de casca), quer através de uma abordagem simplificada, isto é, utilizando elementos de viga, restrições ou molas. Para limitar a complexidade da análise, são geralmente adotados modelos simplificados, tais como o método dos componentes (EN 1993-1-8, 2005; EN 1994-1-1, 2004), com a condição de que os parâmetros-chave de rigidez, resistência e capacidade de deformação das juntas metálicas sejam captados com precisão adequada. Mais pormenores sobre a caracterização das juntas são apresentados na Secção 2.2.

Outra questão importante é a definição das condições-limite: devem reflectir de forma realista as condições reais de contenção, proporcionando um sistema estático cinemático estável, e devem ser coerentes com as DOF do tipo de elemento finito utilizado. A interação entre diferentes partes ou componentes de um modelo requer normalmente a definição de contactos. Os programas de EF atualmente disponíveis permitem ao projectista seleccionar diferentes tipos de modelos de contacto. A sua calibração requer um conjunto de parâmetros a serem identificados com precisão. Por esta razão, a incorporação de contactos entre as peças no modelo permite uma simulação mais realista da resposta estrutural, mas a custo de uma conceção e tempo computacional mais elevados.

Por fim, a escolha do tipo de análise depende do problema a ser investigado. A análise linear é mais simples de ser desenvolvida e pode ser realizada através de software comercial. No entanto, a análise linear não pode ativar a principal fonte de não-linearidades, típica dos cenários de colapso progressivo, que surgem de: i) grandes deslocamentos e grandes deformações (não-linearidade geométrica); ii) relações tensão-extensão não-lineares (cedência e não-linearidade do material); iii) alteração de contactos entre elementos (extremidadelógica/de contacto, não-linearidade). Portanto, deve ser realizada a análise não linear, que requer a utilização de ferramentas de cálculo avançadas.

As análises numéricas devem ter como objectivo fornecer a base necessária para avaliar a capacidade estrutural de ativar caminhos de carga alternativos. Com base no campo de deslocamentos, é possível estimar as capacidades de deformação necessárias nas zonas plásticas e avaliar as forças de cálculo adicionais nos elementos estruturais; assim, é possível verificar se a estrutura é suficientemente robusta para atingir este novo estado de equilíbrio (Demonceau et al., 2018). Estas forças adicionais podem levar a diferentes potenciais modos de falha que precisam de ser considerados:

- Falha das juntas: as juntas viga-coluna que são inicialmente concebidas para o momento fletor e forças de corte têm de suportar forças de tração adicionais que surgem da presença da ação da catenária. Isto pode levar à falha de algumas componentes das juntas. Além disso, se forem utilizadas juntas de resistência parcial, estas últimas irão ceder e a falha pode ocorrer devido a deformações excessivas, ou seja, por falta de ductilidade.
- Falha das vigas: para as estruturas com juntas de resistência total, toda a zona plástica pode desenvolver-se nas extremidades das vigas. À medida que a rótula plástica se desenvolve devido ao momento fletor, seguido de deformações significativas sob a interação M-N, esta zona cedida pode falhar por falta de capacidade de deformação. Além disso, as vigas na parte superior dos pórticos podem falhar por instabilidade em flexão e compressão, estando esta compressão associada ao desenvolvimento de um efeito de arco na estrutura.
- Instabilidade da coluna: forças de compressão extra estão a desenvolver-se nas colunas adjacentes à coluna perdida, o que pode levar à encurvadura da coluna. Além disso, as colunas

sobre as quais atuam as forças catenárias podem ser mais sensíveis à encurvadura, uma vez que forças elevadas podem levar a deslocamentos significativos para fora do plano.

Podem também ser contempladas simulações numéricas detalhadas de eventos explosivos. No entanto, é importante estar ciente de que os modelos numéricos e os procedimentos de análise ainda necessitam de validação experimental. Uma dessas ferramentas é o software Extreme Loading for Structures (ELS), que permite aos engenheiros de estruturas conceber e analisar uma estrutura sujeita a cargas explosivas com análise dinâmica não-linear completa 3D. Os resultados permitem aos utilizadores visualizar em 3D como o edifício ou diferentes componentes estruturais no interior do edifício se comportarão nas condições prescritas. Além disso, como o ELS se baseia no Método dos Elementos Aplicados (MEA), os engenheiros podem visualizar o efeito pós-explosão dos detritos resultantes e o seu efeito sobre outros componentes estruturais, criando uma imagem de "dano real" da ocorrência. Neste software, as curvas de pressão de explosão podem ser criadas automaticamente usando UFC 3-340-02 (Estruturas para resistir aos efeitos de explosões acidentais) ou importando o histórico de carga de pressão-tempo personalizados.

5.3.5 Previsão da resposta dinâmica a partir da estática

A resposta dinâmica máxima pode ser determinada a partir da resposta estática não-linear através de uma abordagem simplificada. O principal conceito por detrás desta abordagem simplificada proposta é que a perda súbita da coluna assemelha-se, de facto, à aplicação súbita da carga gravítica na subestrutura diretamente afetada, especialmente quando se verificam grandes deformações. Imediatamente após a perda da coluna, a estrutura acelera a partir do repouso onde a carga gravítica excede a resistência estrutural estática e onde a diferença entre o trabalho realizado pela carga e a energia de deformação armazenada é transformada em energia cinética. À medida que as deformações aumentam, a resistência estática excede a carga aplicada e a energia de deformação armazenada torna-se mais do que o trabalho realizado pela carga gravítica, o que conseqüentemente leva a uma redução contínua da energia cinética até que a estrutura seja trazida de volta ao repouso com um deslocamento dinâmico máximo. Considerando que a resposta é dominada por um único modo de deformação, a resposta dinâmica máxima é atingida quando a energia cinética é reduzida novamente a zero, ou seja, quando o trabalho realizado pelas cargas gravíticas se torna idêntico à energia absorvida pela estrutura. Isto dá origem ao conceito de uma resposta pseudo-estática.

Considerando a resposta não-linear da resposta carga-deslocamento estática para um determinado nível adequado de idealização do sistema estrutural com aplicação de carga súbita a dois níveis ($P = \lambda_1 P_0$) e ($P = \lambda_2 P_0$) como mostrado na Figura 49a e Figura 49b (Izzuddin et al., 2008), os deslocamentos dinâmicos máximos ($u_{d,1}$, $u_{d,2}$) associados à aplicação súbita da carga gravítica (λP_0) podem ser determinados a partir do balanço energético entre o trabalho realizado pela carga e a energia interna armazenada.

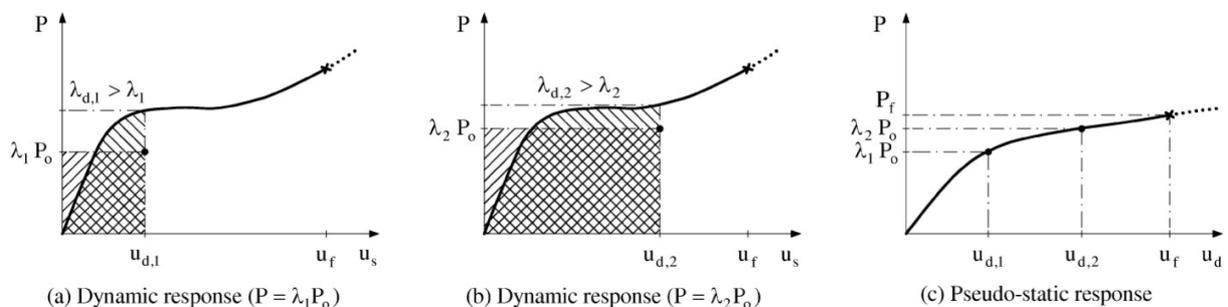


Figura 49. Avaliação dinâmica simplificada e definição de resposta pseudo-estática (Izzuddin et al., 2008)

Com a suposição de um modo S1GDL, a equivalência entre trabalho externo (W_n) e energia interna (U_n) podem ser obtidas de modo a que as duas áreas tracejadas representadas se tornem idênticas. A utilização da resposta não linear carga-deslocamento estática permite obter o nível da carga gravítica subitamente aplicada ($P_n = \lambda_n P_o$) que resulta num determinado deslocamento dinâmico máximo ($u_{d,n}$) a ser obtido como se segue:

$$W_n = \alpha \lambda_n P_o u_{d,n}; \quad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P du_s; \quad W_n = U_n \quad (44)$$

$$P_n = \lambda_n P_o = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P du_s \quad (45)$$

tal que o integral represente a área sob a curva estática não linear (P, u_s) até $u_{d,n}$.

Se o carregamento aplicado subitamente (P_n) é traçada face ao deslocamento dinâmico máximo ($u_{d,n}$) para diferentes níveis de carregamento (λ_n), a resposta "pseudo-estática" pode então ser obtida como mostrado na Figura 49c. Para o carga gravítica real (P_o), o deslocamento dinâmico máximo pode ser facilmente obtido a partir da resposta pseudo-estática em ($P = P_o$). Além disso, a resposta pseudo-estática completa fornece informações úteis sobre o impacto dos diferentes níveis de carga gravítica no caso de perda súbita da coluna e a sensibilidade do deslocamento dinâmico máximo às ligeiras alterações na carga gravítica aplicada. Por fim, esta abordagem simplificada proposta permite que a resposta pseudo-estática seja obtida diretamente a partir da resposta estática não linear, ao contrário da utilização de análises dinâmicas não lineares detalhadas que exigiriam um grande número de simulações sob diferentes níveis de carga gravítica.

Um procedimento simples e directo para estabelecer a curva de resposta pseudo-estática e o deslocamento dinâmico máximo é apresentado da seguinte forma (Izzuddin et al., 2008). Assumindo uma resposta estática não linear definida como uma curva (P, u_s), seja a partir de modelação pormenorizada de elementos finitos ou utilizando expressões analíticas simplificadas, o algoritmo apresentado pode ser utilizado para estabelecer a curva de resposta pseudo-estática (P, u_d) e o deslocamento dinâmico correspondente à carga gravítica aplicada subitamente ($P = P_o$). No seguinte algoritmo proposto, $P_{m \setminus n}$ refere-se à carga subitamente aplicada ($\lambda_{m \setminus n} P_o$), enquanto $P_{d,m \setminus n}$ se refere à carga estática amplificada ($\lambda_{d,m \setminus n} P_o$), com m e n indicando o início e o fim do incremento atual, respectivamente.

1. iniciar: $P_{d,m} = P_m = 0, u_{d,m} = 0, A_m = 0$; escolher um incremento de deslocamento baixo Δu_d .
2. Definir: $u_{d,n} = u_{d,m} + \Delta u_d$.
3. Determinar $P_{d,n}$ correspondente a $u_{d,n}$ da curva de resposta estática não-linear (P, u_s); obter área efectiva sob a curva (P, u_s): $A_n = A_m + (P_{d,m} + P_{d,n})\Delta u_d/2$.
4. Determinar a carga pseudo-estática atual: $P_n = A_n/u_{d,n}$; estabelecer novo ponto ($P_n, u_{d,n}$) na curva de resposta pseudo-estática (P, u_d).
5. Se ($P_m < P_o \leq P_n$), obter e produzir deslocamento dinâmico correspondente a P_o : $u_d = u_{d,m} + (u_{d,n} - u_{d,m})(P_o - P_m)/(P_n - P_m)$.

Se forem necessários mais pontos para a curva de resposta pseudo-estática: atualizar: $P_{d,m} = P_{d,n}, P_m = P_n, u_{d,m} = u_{d,n}, A_m = A_n$; repetir desde o passo 2.

5.4 Método do elemento-chave

De acordo com a literatura, um elemento-chave é um componente estrutural ou uma parte da estrutura cuja falha implica danos adicionais que violam o objectivo de desempenho. A fim de evitar

danos locais que excedam um valor limite assumido, tais elementos têm de ser devidamente identificados e dimensionados. Seguindo os códigos "recentes" (EN 1991-1-7, 2006), a força dos elementos-chave tem de ser reforçada para resistir a um nível de carga especificado.

Esta estratégia de dimensionamento é frequentemente adotada para estruturas com um nível de redundância limitado, tais como estruturas traccionadas, sistemas de treliças 2D e 3D, estruturas de suspensão de cabos e estruturas de suspensão. Elementos-chave podem também ser utilizados para além de outras características de dimensionamento para melhorar a robustez de edifícios de alto risco (Arup, 2011). Além disso, esta abordagem de conceção é frequentemente a única abordagem racional quando se trata de reequipar edifícios existentes. Dependendo do contexto, exemplos de elementos-chave potenciais podem ser colunas, paredes de suporte de carga de um edifício, pilares de pontes contínuas ou cabos numa estrutura suportada por cabos (Starossek and Haberland, 2012).

Segundo a EN 1991-1-7 (2006), a ação accidental de cálculo para verificação de elementos-chave é de 34 kN/m^2 aplicada em qualquer direção. Esta carga, baseada no colapso de Ronan Point em Londres, 1968 (Way, 2011), destina-se a representar uma gama possível de eventos de impacto e explosão e é utilizada como uma ferramenta para conceber elementos-chave para ser mais robusta do que o necessário para casos normais de dimensionamento.

Os elementos-chave devem ser concebidos para desenvolver a sua resistência total sem falhas, nem do próprio membro nem das suas juntas. Por conseguinte, a ação de cálculo deve ser aplicada ao elemento-chave e a quaisquer componentes a ele ligados, a menos que os componentes ligados ou as suas juntas não possam suportar os 34 kN/m^2 . Assim, para o dimensionamento de um elemento-chave, é necessário considerar quais os componentes, ou parte dos componentes, que permanecerão ligados ao elemento em caso de acidente. Isto implica que vários casos de carga teriam de ser considerados para uma parede ou laje ligada ao membro, com a devida consideração dos limites superior e inferior da capacidade de ligação. Nesta abordagem de dimensionamento, não é necessário prever qualquer capacidade de redistribuição de carga.

Por conseguinte, a abordagem do elemento-chave inclui os seguintes passos:

- Identificação dos membros estruturais chave
- Dimensionamento dos elementos-chave para resistir a uma ação accidental A_d de cálculo aplicada na direção horizontal e vertical, uma direção de cada vez. De acordo com a EN 1991-1-7, o valor recomendado para o anúncio é de 34 kN/m^2 . Contudo, se apropriado, podem ser consideradas outras ações accidentais,
- A ação accidental de cálculo tem de ser aplicada ao elemento-chave e a qualquer componente anexado.

No processo de dimensionamento, a combinação de carga accidental do Eurocódigo 0 (EN 1990, 2002) deve ser utilizada na conceção dos elementos-chave e dos seus componentes anexados.

5.5 Método da segmentação

A segmentação/compartimentação é uma estratégia de dimensionamento que pode oferecer a possibilidade de aumentar a robustez de uma estrutura. Numa abordagem deste género, a propagação da falha após um dano inicial pode ser evitada ou limitada isolando a parte falhada de uma estrutura da restante estrutura pelo que se pode designar por fronteiras de segmento/compartimentação. Tal abordagem asseguraria que cada parte/compartimento/segmento fosse capaz de colapsar independentemente sem afectar a segurança das outras partes. As estratégias de segmentação podem geralmente basear-se quer em fronteiras fracas do segmento, quer em fronteiras fortes do segmento, onde as localizações das fronteiras do segmento são seleccionadas pelo engenheiro projectista no

âmbito dos objectivos do projeto e de acordo com os requisitos do cliente e das autoridades competentes, dependendo do tipo e da importância da estrutura (Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

Em métodos de caminhos de carga alternativos, a extensão do colapso aumenta, e a eficácia do método diminui com um aumento da dimensão dos danos iniciais. É, portanto, preferível no caso em que se assume que a dimensão do dano inicial é pequena. Por outro lado, quando se utiliza a estratégia de segmentação, a extensão do colapso e a eficácia do método são consideradas insensíveis à dimensão do dano inicial, desde que as dimensões dos segmentos não sejam demasiado pequenas. No entanto, a extensão fixa do colapso devido à segmentação é relativamente grande, correspondendo à rotura de todo o segmento. Consequentemente, tal método é desejável quando se assume que a dimensão do dano inicial é de um grande valor. A segmentação também pode ser combinada com métodos de caminhos de carga alternativos, onde caminhos alternativos podem ser apresentados dentro dos segmentos individuais. Em tal caso, a extensão da propagação da rotura não será significativamente maior do que o dano inicial assumido, tanto para dano inicial de pequena como de grande dimensão

5.5.1 Fronteiras de segmento fracas

A segmentação conseguida utilizando fronteiras de segmentos fracas permitiria que a falha de um segmento específico se realizasse sem a progressão da falha para outros segmentos adjacentes. Deste modo, a segmentação pode atuar como um fusível estrutural, onde as partes em falha podem desligar-se em segurança da estrutura. Este método de segmentação pode ser alcançado eliminando a continuidade entre segmentos/compartimentos adjacentes ou reduzindo a rigidez para acomodar grandes deformações e deslocamentos nas bordas dos segmentos, limitando assim a quantidade de força transmitida à estrutura envolvente (Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

Deve também notar-se que proporcionar continuidade em geral tem um efeito desejável no desempenho global da estrutura em eventos extremos; contudo, a continuidade pode ser prejudicial quando os caminhos de carga alternativos resultantes não são apresentados com a força necessária capaz de resistir às forças transmitidas pela continuidade. Por conseguinte, no caso em que os caminhos de carga alternativos são impraticáveis, ou demasiado caras para serem apresentadas, seria vantajosa a segmentação através da eliminação selectiva da continuidade. Este é também o caso se os caminhos de carga alternativos (ou elementos isolantes de colapso) forem suficientemente fortes, mas a correspondente verificação revela-se difícil ou pouco convincente (Starossek, 2006).

Para estruturas de edifícios, esta forma de segmentação é normalmente aplicada a edifícios horizontais de baixa altura que têm uma área de implantação relativamente grande. Nessas estruturas baixas, pode assumir-se que o colapso envolveria a altura total do edifício; contudo, é limitado horizontalmente em locais onde as forças de colapso não podem ser transferidas através do limite para a estrutura envolvente. Como foi dito, é desejável que sejam previstas trajectos alternativos dentro dos segmentos individuais. Deve ser mencionado que a estrutura envolvente deve ser verificada sob o nível mais elevado possível de forças de amarração, de modo a evitar falhas nos segmentos adjacentes.

5.5.2 Fronteiras de segmento fortes

A segmentação baseada em fronteiras de segmento fortes foi concebida para evitar um colapso incipiente, proporcionando uma elevada resistência local que é capaz de acomodar forças relativamente grandes. Deste modo, a segmentação pode oferecer uma trajecto de carga alternativa, de tal forma que a resistência aos danos locais é alcançada em deformações relativamente pequenas,

ou pode parar o colapso de parte da estrutura. Esta forma de segmentação pode ser considerada para estruturas verticais, tais como o caso de edifícios de vários andares com asnas ou treliças de cinta espaçadas regularmente, onde tais treliças podem atuar juntamente com a amarração vertical para permitir a redistribuição das cargas na sequência do dano local devido paragem de detritos e acrescentar estabilidade à estrutura envolvente (CEN/TC250/WG6, 2020; Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; Starossek, 2018; Ellingwood et al., 2007).

Uma terceira possibilidade de criar fronteiras de segmento é proporcionar-lhes uma elevada ductilidade e grande capacidade de dissipação de energia (para acomodar grandes forças e grandes deslocamentos ao mesmo tempo) (Starossek, 2009).

6 Avaliação do risco

Uma análise de risco baseia-se na avaliação e mitigação do risco de danos estruturais e das consequências que podem surgir do estado danificado, após uma ocorrência de perigos acidentais de baixa probabilidade e alta consequência, tais como impacto, incêndio, explosões, erros humanos, etc.

No âmbito do Eurocódigo, só é necessária uma análise de risco para edifícios que se enquadrem na classe de consequências elevadas CC3, de acordo com a EN 1991-1-7. Podem ser utilizados dois tipos de análise de risco, nomeadamente, i) *qualitativa* e ii) *quantitativa*, sendo as principais etapas necessárias para ambas as análises resumidas na Figura 50.

Na prática, uma análise de risco baseada numa abordagem quantitativa é bastante complexa de realizar uma vez que exige a quantificação, em termos de probabilidades, da possibilidade de ocorrência de cada acidente considerado, bem como de todas as consequências possíveis da sua ocorrência no edifício, exigindo a utilização de modelos de risco robustos e de grandes quantidades de informação. Por estas razões, a abordagem quantitativa é raramente aplicável por projectistas. Contudo, se necessário, são apresentadas algumas directrizes sobre a análise quantitativa do risco estrutural na EN 1991-1-7.

Por outro lado, uma análise de risco baseada numa avaliação qualitativa pode ser realizada em qualquer altura ou fase de um projeto, mesmo que seja fortemente recomendado iniciá-la numa fase inicial do processo de dimensionamento. Uma das tarefas cruciais a alcançar é a identificação dos acidentes a considerar. No Anexo B (informativo) da EN 1991-1-7, são identificadas as condições que podem apresentar perigos para uma estrutura (ver secção 4 dedicada às ameaças identificadas); a identificação dos acidentes deve ser realizada em interação próxima com o futuro proprietário do edifício e/ou com as autoridades. Depois, para os acidentes assim identificados, é pedido que se descrevam as possíveis consequências em caso de ocorrência dos mesmos e que se definam as medidas necessárias se essas consequências não forem aceitáveis. A avaliação qualitativa é mais fácil de aplicar do que a abordagem quantitativa, pelo que é na maioria das vezes a abordagem preferível, mesmo que tenda a ser mais subjectiva.

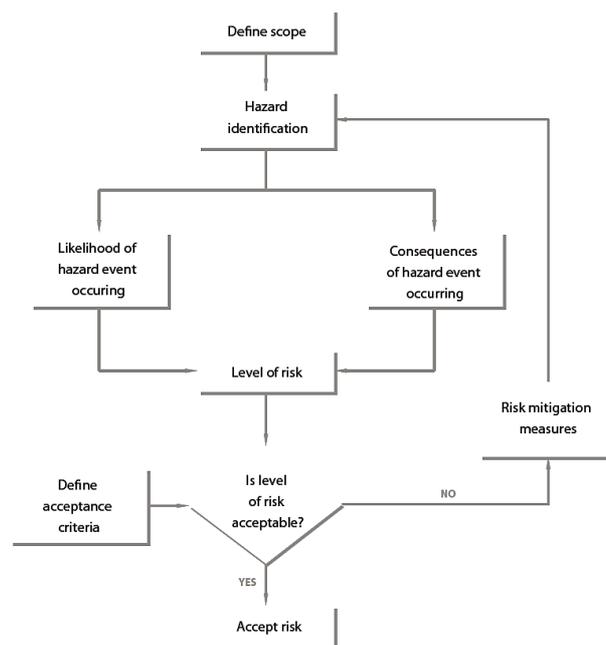


Figura 50. Avaliação do risco

7 Conclusões

A robustez estrutural e a mitigação do colapso progressivo é uma consideração específica de segurança que é agora abordada nos códigos e normas modernos, incluindo os Eurocódigos, e que requer um cuidado particular de todos os profissionais envolvidos na indústria da construção, incluindo arquitectos, projectistas, empreiteiros, fiscais e seguradoras. No entanto, olhando mais profundamente para as cláusulas do Eurocódigo relacionadas com esta questão, apenas são apresentadas recomendações gerais de dimensionamento, e estas últimas são por vezes pouco claras, incompletas e demasiado gerais para ter em conta as especificidades das diferentes tipologias estruturais. Isto leva a dificuldades para os profissionais, uma vez que faltam orientações claras de dimensionamento sobre como satisfazer este requisito de robustez.

O projeto FAILNOMORE financiado pelo Fundo de Investigação do Carvão e do Aço e da Comissão Europeia visava preencher esta lacuna para estrutura metálicas e mistas betão-aço, recolhendo os resultados da investigação mais recente neste domínio e transformando-o em recomendações e orientações práticas. O presente manual de conceção constitui o principal resultado deste projeto, reflectindo as diferentes estratégias de dimensionamento orientadas para a prática e de fácil utilização para a robustez, que foram comumente acordadas a nível europeu, tal como a seguir se resume.

Para ajudar o profissional, é proposto um fluxograma geral para a conceção da robustez é na Secção 2.1. Este esquema representativo orienta o projectista ao longo do processo de tomada de decisão e facilita o julgamento sobre a adopção de uma estratégia de dimensionamento adequada para qualquer tipo de cenário acidental, estando em total conformidade com os requisitos e recomendações dos Eurocódigos.

A selecção das estratégias de conceção a adotar baseia-se no conceito de classes de consequências que é introduzido no Capítulo 3.

Depois, um primeiro conjunto de métodos de conceção de robustez estrutural para ações acidentais identificadas, incluindo impacto, explosão, incêndio e terramoto, como eventos excepcionais, são apresentados no Capítulo 4. Depois, um primeiro conjunto de métodos de conceção de robustez estrutural para ações acidentais identificadas, incluindo impacto, explosão, incêndio e terramoto, como eventos excepcionais, são apresentados no Capítulo 4. As abordagens propostas vão desde medidas de protecção destinadas a prevenir a ocorrência do evento acidental até à conceção explícita contra uma ação específica. São apresentados em detalhe vários métodos de dimensionamento com diferentes níveis de complexidade e precisão. O projectista pode optar por qualquer uma destas abordagens com base na complexidade da disposição estrutural e na precisão pretendida no projeto.

Uma vez que uma avaliação realista de todas as situações acidentais que poderiam levar ao início de colapso não é viável, um segundo conjunto de métodos de conceção independentes de ameaças são relatados no Capítulo 5. Estes métodos visam aumentar a robustez de uma estrutura para limitar a propagação de um dano local dentro de uma estrutura. Primeiro é dada uma orientação valiosa sobre a identificação do dano localizado a ser considerado no dimensionamento. Em seguida, são apresentadas abordagens com diferentes níveis de complexidade utilizando ferramentas analíticas simplificadas a ferramentas numéricas completas, com particular ênfase dada à ductilidade e à capacidade de rotação necessária ao nível dos elementos estruturais e/ou juntas.

Finalmente, o Capítulo 6 fornece uma breve introdução à avaliação e análise de riscos, por vezes solicitada para estruturas específicas incluídas na classe de consequências mais graves.

Em conclusão, no presente manual de dimensionamento, os profissionais encontrarão informações e métodos valiosos, com diferentes níveis de sofisticação, para satisfazer o pedido de robustez das estruturas metálicas e mistas na sua prática diária, utilizando todo o potencial dos seus materiais e elementos constitutivos. A aplicabilidade dos métodos de dimensionamento propostos é exemplificada na segunda parte do presente manual de dimensionamento à sua aplicação a diferentes exemplos reais resolvidos.

Parte 2 – Exemplos resolvidos

8 Introdução

8.1 Geral

Esta secção ilustra e demonstra a aplicabilidade das directrizes propostas para o dimensionamento/verificação da robustez de pórticos de estruturas metálicas e mistas. São seleccionadas quatro configurações estruturais para o presente estudo, ver Tabela 8. Duas estruturas são inicialmente concebidas para a situação de projeto persistente (área não sísmica) e duas para situações de projeto persistente e sísmica (área sísmica), de acordo com a versão atual dos Eurocódigos.

Tabela 8. Tipos de estruturas

Nome de referência	Tipo de estrutura
EA/NS	Estrutura em Aço em zona Não-Sísmica
EM/NS*	Estrutura Mista em zona Não-Sísmica
EA/S	Estrutura em Aço em zona Sísmica
CS/S	Estrutura Mista em zona Sísmica

* A estrutura tem duas variações – uma com colunas metálicas e uma com colunas mistas. Em ambos os casos as vigas e lajes de piso são dimensionadas como mistas.

Nos exemplos resolvidos, as estruturas são inicialmente dimensionadas para o estado limite último (ULS) e estado limite de serviço (SLS) (com requisitos adicionais para o estado limite de dano (DL) para sistemas sísmicos, isto é, SS/S e CS/S), e os resultados são apresentados da Secção 8.3 à Secção 8.6.

Depois, o dimensionamento para a robustez é considerado na Secção 8.7 (para ações acidentais identificadas) e na Secção 8.8 (para ações acidentais não identificadas), respectivamente. Os exemplos ilustram a aplicação da maioria dos métodos apresentados nas secções anteriores.

O dimensionamento à robustez requer primeiro a classificação da estrutura em termos de consequências em caso de ações acidentais (ver Secção 3). Todas as estruturas estudadas estão incluídas na Classe de Consequências 2b (Grupo de Alto Risco).

O dimensionamento para ações identificadas (Secção 8.7) incluirá verificações face a cinco ações acidentais, como indicado na Tabela 9, utilizando as recomendações da Secção 4. Como reflectida na Tabela 9, todas as estruturas estudadas não serão verificadas para todas as ações acidentais consideradas; o objectivo aqui é aplicar os diferentes métodos apresentados na Secção 4 em pelo menos um exemplo resolvido. De acordo com o tipo de ações acidentais, os exemplos resolvidos são rotulados de I.1 a I.5 para ações acidentais identificadas (impacto, explosão, incêndio e sismo) e de II.1 a II.4 para ações não identificadas (ver Tabela 9 e Tabela 10).

Para impacto e explosão de gás (ver Secção 4.2 e Secção 4.3.1.1 respectivamente), serão aplicados métodos com diferentes níveis de sofisticação por uma questão de integridade (Tabela 9), embora as recomendações para estruturas de Classe 2B (ver EN 1991-1-7 e caixas verdes da Tabela 9) limitem a análise a modelos de ação estáticos equivalentes simplificados. Para ações de explosão externas, que não são explicitamente abrangidas pelos Eurocódigos (ver Secção 4.3.1.1), a aplicação de regras simplificadas e análise dinâmica avançada será ilustrada na estrutura SS/S. A aplicação de regras

simplificadas e de análise numérica térmica será ilustrada para a estrutura CS/NS sob cenário de incêndio (ver Secção 4.4). Para as ações sísmicas (ver Secção 4.5), serão consideradas duas situações de conceção:

- Aplicação de recomendações prescritivas sobre a estrutura SS/NS, que se assume ser construída em Aachen, ou seja, numa região onde a ação sísmica não deve ser explicitamente contabilizada no processo de conceção, mas pode, no entanto, ocorrer;
- Aplicação de análise numérica avançada considerando cenários multi-perigo sobre a estrutura SS/S.

Para o cálculo de ações acidentais não identificadas (Secção 8.8), são propostas diferentes alternativas para estruturas de Classe 2B (ver Secção 2.1.4).

A primeira é a utilização de um método prescritivo para assegurar a possibilidade de ativação de amarrações horizontais e verticais em caso de ações acidentais (ver Secção 5.3.1). Este método é o mais fácil de ser aplicado e a sua aplicação é ilustrada para todos os exemplos trabalhados, conforme destacado na Tabela 10 (coluna verde).

A segunda é a consideração da remoção fictícia de elementos de apoio, considerados que são removidos um de cada vez, em cada andar do edifício. A aplicação desta segunda alternativa pode ser contemplada utilizando abordagens com diferentes níveis de sofisticação::

- Utilização de um método analítico (ver Secção 5.3.2) – a aplicação deste método é exemplificada para a estrutura SS/NS;
- Utilização de uma abordagem numérica simplificada (ver Secção 5.3.3) – esta abordagem é aplicada à estrutura SS/S;
- Utilização de uma abordagem numérica avançada (ver Secção 5.3.4) – esta abordagem é aplicada a todos os exemplos resolvidos.

Uma terceira alternativa é a utilização do método dos elementos-chave, tal como proposto na EN 1991-1-7 (ver secção 5.4). Este método será considerado para a estrutura CS/NS.

Finalmente, a última alternativa é a utilização da segmentação que será brevemente abordada para a estrutura SS/NS.

Tabela 9. Tipos de abordagens para ações identificadas e sua aplicação.

	Ações identificadas									
	Impacto			Explosão externa		Explosão interna		Incêndio localizado	Sísmica	
Estrutura	Abordagem estática equivalente	Abordagem dinâmica simplificada	Abordagem dinâmica total	Abordagem 1GDL equivalente	Abordagem dinâmica total	Abordagem estática equivalente	Abordagem dinâmica (método de TNT equiv.)	Modelos de incêndio localizado	Método prescritivo	Análise numérica avançada (multi-perigo)
EA/S				I.2.2/ EA/S	I.2.3/ EA/S	I.3.1/ EA/S	I.3.2/ EA/S			I.5.2/ EA/S
EM/S	I.1.1/ EM/S	I.1.2/ EM/S	I.1.3/ EM/S							
EA/NS									I.5.1/ EA/NS	
EM/NS	I.1.4/ EM/NS			I.2.1/ EM/NS				I.4.1/ EM/NS		

Tabela 10. Tipos de abordagens para ações não identificadas e sua aplicação

Ações não identificadas						
Método de caminhos de carga alternativos (MTAC)					Elemento-chave	Segmentation
Estrutura	Abordagem prescritiva (Método de amarração)	Abordagem analítica	Previsão simplificada da resposta dinâmica	Abordagem numérica total	Abordagem normativa	Fronteiras de segmentos fracos / Fronteiras de segmentos fortes
EA/S	II.1.1/ EA/S		II.4.2/ EA/S	II.4.3/ EA/S		
EM/S	II.1.2/ EM/S			II.4.4/ EM/S		
EA/NS	II.1.3/ EA/NS	II.4.1/ EA/NS		II.4.5/ EA/NS		II.3.1/ EA/NS
EM/NS	II.1.4/ EM/NS			II.4.6/ EM/NS	II.2.1/ EM/NS	

No presente manual de dimensionamento, apenas é proposto um resumo sobre as investigações conduzidas sobre os exemplos resolvidos. Estão disponíveis mais pormenores no Deliverable D2-2 do projeto FAILNOMORE, que está disponível gratuitamente (em inglês) no website oficial do projeto (<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/>).

8.2 Geometria e sistemas estruturais propostos para investigação

A geometria das estruturas é mostrada na Figura 51, e consiste em:

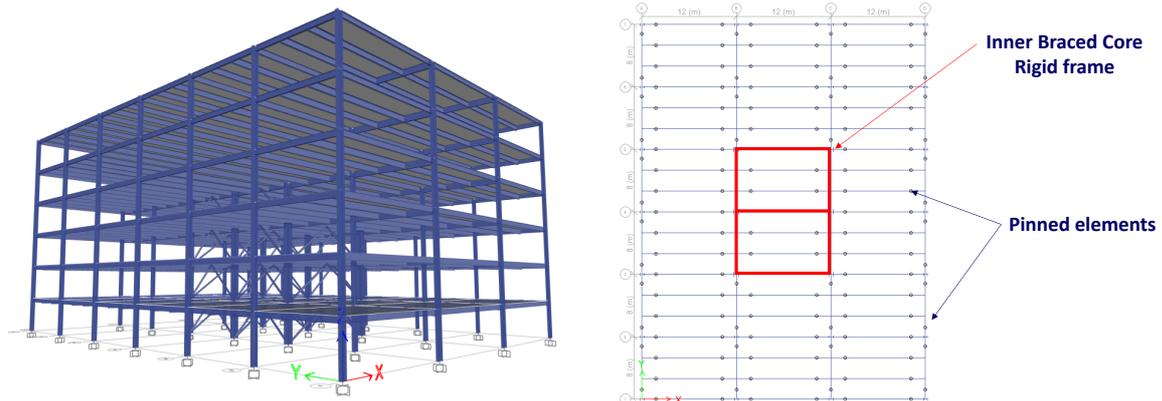
- Área não-sísmica:
 1. 6 andares de 4.0 m de altura cada;
 2. 6 vãos de 8.0 m na direção Y;
 3. 3 vãos de 12.0 m na direção X.
- Área sísmica:
 1. 6 andares de 4.0 m de altura cada;
 2. 6 vãos de 8.0 m na direção longitudinal;
 3. 3 vãos de 12.0 m na direção transversal – interior;
 4. 6 vãos de 6.0 m na direção transversal – perímetro.

O sistema estrutural principal consiste em:

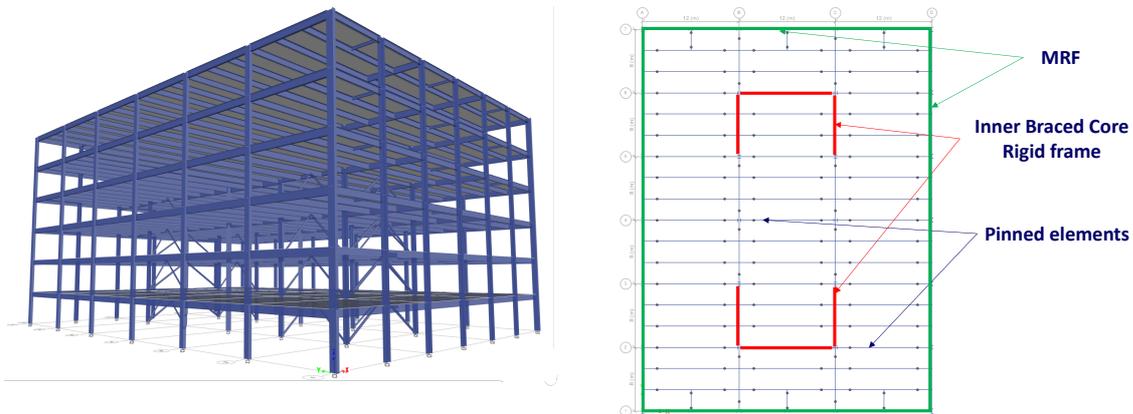
- Área não-sísmica (Figura 51a):
 1. Um núcleo interno de contraventamento em V para resistir às cargas laterais do vento;
 2. Uma grelha de vigas com vigas principais e vigas secundárias para resistir às cargas gravíticas.
- Área sísmica (Figura 51b):
 1. Um sistema duplo constituído por um núcleo interno de contraventamento em V e pórticos resistentes (MRFs) de perímetro para resistir a cargas laterais do vento e sismos;

2. Uma grelha de vigas com vigas principais e vigas secundárias para resistir a cargas gravíticas.

O cálculo inicial utilizou aço S355 e betão C30/37. Além disso, para as estruturas em áreas sísmicas, foi utilizado aço da classe S460 para as vigas não-dissipativas nas armações de escoramento. Foram utilizados perfis ocros circulares e H para os elementos metálicos. As juntas foram dimensionadas de acordo com as disposições da EN 1993-1-8, com requisitos adicionais para sistemas sísmicos resistentes em termos de capacidade mínima (ver EN 1998-2). Nas secções seguintes são dados mais pormenores sobre os sistemas estruturais.



a)



b)

Figura 51. Apresentação dos sistemas estruturais: a) estruturas não-sísmicas; b) estruturas sísmicas

8.3 Ações, combinação de ações

As ações que foram utilizadas no dimensionamento de cada tipologia estrutural são apresentadas na Tabela 11. A combinação de ações para ULS e SLS foi considerada em conformidade com a EN 1990. Além disso, o estado limite de limitação de danos (DL) foi considerado para casos SS/S e CS/S, de acordo com EN 1998.

Tabela 11. Ações consideradas no processo de cálculo

Cargas	Estruturas		
	EA/S & EM/S	EM/NS	EA/NS
	Localização		
	Timișoara, RO	Luxemburgo	Aachen, DE
Carga morta	- Floors: $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$ - Fachada (suportada pelas vigas de perímetro): $g_k = 4 \text{ kN/m}$		
Carga móvel	- Carga móvel para edifícios de escritórios: $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ - carga de construção $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ (pisos e cobertura gerais).		
VENTO			
Velocidade do vento	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Pressão equiv. do vento	$q_b = 0.4 \text{ kN/m}^2$	$q_b = 0.36 \text{ kN/m}^2$	$q_p = 0.9 \text{ kN/m}^2$ *
Categoria do terreno	III	III	“Binnenland”*
Carga de neve	$s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ **
Carga sísmica			
Espectro de resposta elástica	Type 1		
Tipo de solo	B		
Aceleração de cálculo do solo, a_g	0.25 g		
Factor de comportamento, q	$q = 4.8$ (pórtico duplo CBF+MRF)		
<p>* Pressões do vento simplificadas de acordo com a DIN EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3 como normalmente utilizado na Alemanha. Este substitui o conceito de categoria de terreno. “Binnenland” pode ser traduzido por “região do interior” ou “região interna” e costumava ser distinguida das ilhas e regiões costeiras.</p> <p>** Zona de neve 2 de acordo com a DIN EN 1991-1-3/NA</p>			

8.4 Requisitos de dimensionamento e resultados

A análise estrutural foi realizada utilizando modelos 3D e análises elásticas lineares..

Para SS/NS, os cálculos são efectuados utilizando o seguinte software:

- Dlubal RSTAB 8.22 para análises EF, incluindo o módulo STEEL EC3 para verificações da secção transversal de membros;
- COP 2.1.3 Premium para a verificação das ligações.

Para CS/NS, o cálculo do edifício foi realizado utilizando o software SCIA (versão 2019), enquanto as ligações foram dimensionadas utilizando folhas de cálculo.

Para as estruturas dimensionadas em áreas sísmicas (SS/S e CS/S), foram utilizados os softwares Etabs v.19 e SAP2000 v23. A concepção das ligações foi realizada utilizando o software SteelCON. Para o cálculo sísmico, foi realizada uma análise de espectro de resposta modal. Além disso, foi avaliado o mecanismo plástico e a resposta sísmica por meio de procedimento de análise estática não linear (push-over analysis), utilizando o método N2.

As verificações efectuadas para todas as estruturas incluíram:

- Verificações ULS cujos resultados são comunicados através de factores de utilização (UFs).

- Verificações SLS, que foram feitas utilizando os seguintes critérios de admissibilidade:
 1. A flecha máxima das vigas secundárias limitada a $L/250$;
 2. A flecha máxima das vigas principais limitada a $L/350$;
 3. O deslocamento máximo de extremidade sob ação do vento limitado a $H/500$;

onde L é o comprimento das vigas e H é a altura da estrutura.

Além disso, para as estruturas resistentes a sismos, foram efectuadas as seguintes verificações:

1. Deslocamento entre andares limitado a $0.75\% H_{st}$ para cumprir o requisito de limitação de danos (edifícios com elementos não estruturais dúcteis);
2. Efeitos de segunda ordem: $\theta \leq 0.2$;
3. Verificação de membros dissipativos e ligações em CBFs e MRFs;
4. Verificação dos membros não-dissipativos e ligações em CBFs and MRFs;

onde H_{st} a altura do piso θ é o coeficiente de sensibilidade de deslocamento entre andares.

Os resultados do projeto são apresentados da Tabela 12 à Tabela 14. A Tabela 12 mostra as secções transversais para as diferentes categorias de vigas e os factores de utilização para a resistência (incluindo a resistência à encurvadura, quando apropriado) e rigidez. A Tabela 13 apresenta as secções transversais para as diferentes categorias de colunas e os factores de utilização para a resistência (incluindo a resistência à encurvadura, quando apropriado). Para as estruturas concebidas na área sísmica, os factores de utilização para as colunas do Sistema de Resistência à Carga Lateral LLRS referem-se às exigências máximas entre combinações com vento ou ação sísmica.

Na Tabela 16 é apresentada a verificação dos ELS para todas as estruturas sujeitas à ação do vento. Como todas as estruturas apresentam a mesma altura H (24 m), a relação entre o deslocamento lateral do extremidade e o limite aceitável tem um valor máximo de aproximadamente 0.5.

Relativamente às verificações específicas para as estruturas na área sísmica, a Tabela 17 apresenta a verificação do deslocamento entre pisos no estado de limitação de danos. Como se pode observar, as estruturas cumprem com sucesso o limite de 0.75%, havendo um deslocamento máximo entre pisos de 0.24%. As SS/S e CS/S também foram verificadas em ULS em termos de limitação do deslocamento entre pisos, utilizando a seguinte equação:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (46)$$

onde c é o factor de amplificação (considerado 1, já que $T_1 \geq T_C$), q é o factor de comportamento, and d_{re} é o deslocamento relativo obtido a partir do cálculo estático.

O limite aceitável para esta verificação é de $2.5\% H_{st}$. Como apresentado na Tabela 18, todos os valores estão abaixo deste limite, sendo o maior de 0.49%.

Além disso, os resultados para a verificação de segunda ordem são apresentados na Tabela 19. Como se pode observar, o maior valor para θ é 0.096. Consequentemente, como é mencionado no Eurocódigo 8, os efeitos da segunda ordem podem ser desprezados, tendo um valor para θ inferior a 0.1.

A carga sísmica para a concepção dos elementos não-dissipativos tem em conta o factor de utilização (UF) do contraventamento. Consequentemente, ao ter um UF de 0.46 para a diagonal mais tensionada, foi obtido um factor de sobretensão de $1/0.46 = 2.16$. Considerando também o efeito de

endurecimento por tensão, o factor de sobrerresistência total considerado para o dimensionamento dos elementos não-dissipativos foi $\Omega_T = 3.0$.

Finalmente, foi verificada a contribuição dos MRFs de perímetro. Em (RFCS, 2017), é mencionado que a dualidade deve ser conferida ao verificar se os MRF suportam pelo menos 25% da força sísmica. Considerando o equilíbrio de uma armação simples e o desenvolvimento de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, a capacidade de um MRF é o dobro da capacidade plástica da viga dividida pela altura do piso. A resistência necessária da viga à flexão pode ser determinada utilizando a seguinte expressão.

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H_{st}}{n} \quad (47)$$

onde F_y^{MRF} é a resistência do pórtico, H_{st} é a altura do andar, e n é o número de vigas.

Na fórmula acima, a resistência da armação é tomada como igual a 0.25 da força sísmica no piso e n igual a 12, uma vez que existem 6 vigas por pórtico e 2 pórticos por direção a resistir às ações sísmicas.

Como apresentado na Tabela 20, a resistência à flexão necessária é menor do que a efectiva em ambas as direcções; assim, a condição de dualidade é verificada.

Tabela 12. Secções e factores de utilização para vigas

Caso	Elemento	Direção ⁴	Piso	Secção	Factor de utilização (FU)	
					Resistência	Deform. Por flexão ¹
EA/S	Vigas de perímetro	X	1-6	IPE550	0.278	0.023
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.153
	Vigas interiores	X	1-6	IPE550	0.546	0.85
		Y	1-6	IPE550	0.909	0.928
	⁵ Vigas do núcleo interior	X	1-3	⁶ HEM800*	0.936	-
			4-5	HEM800	0.953	-
			6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-
		4-6	HEB500	0.878	-	
EM/S	Vigas de perímetro ²	X	1-6	IPE550	0.278	0.178
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.157
	Vigas interiores ²	X	1-6	IPE400	0.627	0.971
		Y	1-6	IPE450	0.874	0.94
	⁵ Vigas do núcleo interior	X	1-3	⁶ HEM800*	0.936	-
			4-5	HEM800	0.953	-
			6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-
		4-5	HEB500	0.878	-	
EA/NS	Vigas de perímetro	X	1-6	IPE500	0.51	0.89
		Y	1-6	IPE500	0.75	0.83
	Vigas interiores	X	1-6	IPE550	0.62	0.93
		Y	1-6	IPE600	0.87	0.89

	Vigas do núcleo interior	X, Y	1-6	HEA300	0.9	0.19
EM/NS	Vigas de perímetro ³	X, Y	1-6	IPE 450	0.93	0.8
	Vigas interiores ³	X	1-6	IPE360	0.95	0.98
		Y	1-6	IPE500	0.96	0.86
	Vigas do núcleo interior	X, Y	1-6	IPE500	0.45	-

¹Critérios de verificação da deformação por flexão: L/250 para vigas secundárias e L/350 para vigas principais

²Conectores Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – vigas metálicas conectadas totalmente a uma laje sólida de 12cm

³Conectores Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – vigas metálicas ligadas a uma laje mista de 13 cm e com um terraço Cofraplus 60 (0.88 mm)

⁴Ver Figura 51 para as orientações dos eixos

⁵Classe de resistência do aço S460 usada para vigas do núcleo interior.

⁶HEM800* é uma secção fabricada, tendo a mesma altura que um perfil HEM800 comum, com b = 380mm, t_f = 50 mm, e t_w = 30 mm.

Tabela 13. Secções e factores de utilização para colunas

Caso	Elemento		Secção	FU
EA/S	Colunas de canto		HE550B	0.49
	Colunas de perímetro		HE500B	0.71
	Inner core columns		HD400X463	0.95
EM/S	Colunas de canto		HE550B	0.48
	Colunas de perímetro		HE500B	0.71
	Colunas de núcleo interior		HD400X463	0.95
EA/NS	Colunas de perímetro	X	HEB 360	0.97
		Y	HEB 340	0.94
	Colunas de núcleo interior		HEM300	0.95
EA/NS	Colunas de perímetro		HD360X162	0.61
	Colunas interiores		HD400X216	0.78

Tabela 14. Secções e factores de utilização para contraventamento

Caso	Elemento	Direção	Piso	Secção	FU	
EA/S	Contrav.	Y	1-3	HEA320	0.41	
			4	HEA260	0.43	
			5	HEA220	0.46	
			6	HEA200	0.39	
		X	1-3	HEB340	0.41	
			4-5	HEA320	0.27	
6			HEA260	0.26		
EM/S		Contrav.	Y	1-3	HEA320	0.41
				4	HEA260	0.43
				5	HEA220	0.46
				6	HEA200	0.40
			X	1-3	HEB340	0.41
	4-5			HEA320	0.39	
6	HEA260			0.26		
EA/NS	Contrav.		X, Y	1-6	CHS 219.1x6.3	0.90
EM/NS			X, Y	1-6	CHS 219.1x5	0.71

Pode ser observado que, para as estruturas SS/S e CS/S, a condição de homogeneidade (diferença máxima de 25% entre os elementos UF em altura) foi cumprida para a maioria dos elementos. A diferença entre as diagonais mais e menos stressadas é de 16%, no caso da direção Y. Contudo, na direção X, a condição não foi cumprida nos dois últimos pisos devido ao requisito de utilizar secções transversais de Classe 1 para a classe de alta ductilidade.

A Tabela 15 apresenta a verificação de encurvadura para membros diagonais de acordo com o projeto sísmico. Pode-se observar que todas as escoras preenchem a condição, sendo o valor máximo de esbelteza não dimensional λ o que é inferior ao limite admissível de 2.0.

Tabela 15. Verificação da esbelteza

Caso	Direção	Piso	Secção	A (mm ²)	f _y (MPa)	I (mm ⁴)	L _{cr} (mm)	N _{cr} (kN)	λ (-)
EA/S e EM/S	X	6	HEA260	8680	275	36680000	3605500	5848.1	0.638877
		5-4	HEA320	12400	275	36950000	3605500	5891.2	0.76081
		1-3	HEB340	17090	275	96900000	3605500	15449.4	0.551546
	Y	6	HEA200	2570	275	13360000	2828500	3461.1	0.653809
		5	HEA220	3030	275	19950000	2828500	5168.3	0.584921
		4	HEA260	3310	275	36680000	2828500	9502.5	0.501197
		1-3	HEA320	3710	275	69850000	2828500	18095.6	0.434101

Tabela 16. Verificação ELS para o SRCL face à ação do vento

Caso	Direção	Deslocamento no extremidade (mm)	Deslocamento máximo permitido (mm)
EA/S	X	4.62	48
	Y	3.2	
EM/S	X	4.61	
	Y	3.16	
EA/NS	X	12.4	
	Y	7.3	
EM/NS	X	8.6	
	Y	5.6	

Tabela 17. Desvios entre pisos para estruturas em zonas sísmicas – CM

Caso	Piso	Direção	Desvio (%)	Caso	Piso	Direção	Desvio (%)
EA/S	6	X	0.171	EM/S	6	X	0.172
	5		0.209		5		0.210
	4		0.244		4		0.243
	3		0.222		3		0.220
	2		0.224		2		0.222
	1		0.183		1		0.182
	6	Y	0.190		6	Y	0.190
	5		0.241		5		0.241
	4		0.238		4		0.238
	3		0.203		3		0.203
	2		0.193		2		0.192
	1		0.148		1		0.148

Tabela 18. Desvios entre pisos para estruturas em zonas sísmicas – ELU

Caso	Piso	Direção	Desvio (%)	Caso	Piso	Direção	Desvio (%)
EA/S	6	X	0.343	EM/S	6	X	0.343
	5		0.419		5		0.419
	4		0.486		4		0.486
	3		0.440		3		0.440
	2		0.445		2		0.444
	1		0.364		1		0.364
	6	Y	0.380		6	Y	0.381
	5		0.482		5		0.482
	4		0.476		4		0.476
	3		0.406		3		0.406
	2		0.385		2		0.385
	1		0.297		1		0.296

Tabela 19. Efeitos de segunda ordem para estruturas em zonas sísmicas

Caso	Piso	h (mm)	P_x (kN)	V_x (kN)	d_x (mm)	θ_x (rad)	Caso	Piso	h (mm)	P_y (kN)	V_y (kN)	d_y (mm)	θ_y (rad)
EA/S	6	4000	10867	1753	60.77	0.094	EA/S	6	4000	10867	1881	59.12	0.085
	5	4000	21734	2983	52.77	0.096		5	4000	21734	3176	50.10	0.086
	4	4000	32602	3912	42.80	0.089		4	4000	32602	4094	38.57	0.077
	3	4000	43469	4628	31.02	0.073		3	4000	43469	4810	27.01	0.061
	2	4000	54336	5193	20.18	0.053		2	4000	54336	5376	17.01	0.043
	1	4000	65203	5524	9.09	0.027		1	4000	65203	5707	7.42	0.021
EM/S	6	4000	10867	1753	60.73	0.094	EM/S	6	4000	10867	1883	59.11	0.085
	5	4000	21734	2985	52.73	0.096		5	4000	21734	3178	50.08	0.086
	4	4000	32602	3914	42.76	0.089		4	4000	32602	4097	38.54	0.077
	3	4000	43469	4630	30.99	0.073		3	4000	43469	4813	26.98	0.061
	2	4000	54336	5195	20.16	0.053		2	4000	54336	5379	16.98	0.043
	1	4000	65203	5526	9.10	0.027		1	4000	65203	5710	7.40	0.021

Tabela 20. Contribuição dos pórticos resistentes para o SRCL – EA/S and EM/S

Caso	Design. Piso	Direção	V_i (kN)	$0.25V_i$ (kN)	n	$M_{Rd,nec}$ (kN)	W_{nec} (mm ³)	Secção	W_{eff} (mm ³)	$M_{RD,eff}$ (kNm)
EA/S	6	X	1752.5	438.1	12	73.0	205695.6	IPE550	2787000	989.4
	5		2983.3	745.8	12	124.3	350149.8	IPE550	2787000	989.4
	4		3911.9	978.0	12	163.0	459139.5	IPE550	2787000	989.4
	3		4628.3	1157.1	12	192.8	543229.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5192.7	1298.2	12	216.4	609469.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5523.6	1380.9	12	230.2	648313.6	IPE550	2787000	989.4
	6	x	1881.3	470.3	12	78.4	220813.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3176.0	794.0	12	132.3	372765.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4094.4	1023.6	12	170.6	480560.5	IPE600	35112000	12464.8
	3		4810.2	1202.5	12	200.4	564574.4	IPE600	35112000	12464.8
	2		5376.1	1344.0	12	224.0	630999.7	IPE600	35112000	12464.8
	1		5707.5	1426.9	12	237.8	669894.1	IPE600	35112000	12464.8
EM/S	6	X	1753.4	438.3	12	73.1	205796.4	IPE550	2787000	989.4
	5		2984.7	746.2	12	124.4	350314.6	IPE550	2787000	989.4
	4		3913.5	978.4	12	163.1	459332.4	IPE550	2787000	989.4
	3		4630.1	1157.5	12	192.9	543444.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5194.7	1298.7	12	216.4	609711.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5526.1	1381.5	12	230.3	648600.5	IPE550	2787000	989.4
	6	x	1882.8	470.7	12	78.4	220980.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3178.0	794.5	12	132.4	373009.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4096.9	1024.2	12	170.7	480855.4	IPE600	35112000	12464.8
	3		4813.0	1203.2	12	200.5	564905.2	IPE600	35112000	12464.8
	2		5378.9	1344.7	12	224.1	631327.2	IPE600	35112000	12464.8
	1		5710.0	1427.5	12	237.9	670185.7	IPE600	35112000	12464.8

8.5 Juntas

8.5.1 SS/NS

As juntas viga-viga, bem como as juntas de viga-coluna, são juntas de articuladas com chapas gusset.

As juntas do sistema de contraventamento, bem como as juntas de base de coluna não são aqui

pormenorizadas. As emendas de coluna são juntas de placa de extremidade resistentes a momento. A posição das emendas de coluna é assumida a aproximadamente meia altura do edifício. O cálculo das juntas de coluna é construtivo (apenas forças de compressão e momentos fletores desprezáveis).

A nomenclatura das juntas ao longo dos exemplos trabalhados é baseada nos IDs dos membros reportados na Figura 52. Na Tabela 21 são resumidas a identificação de juntas, forças de corte e resistências.

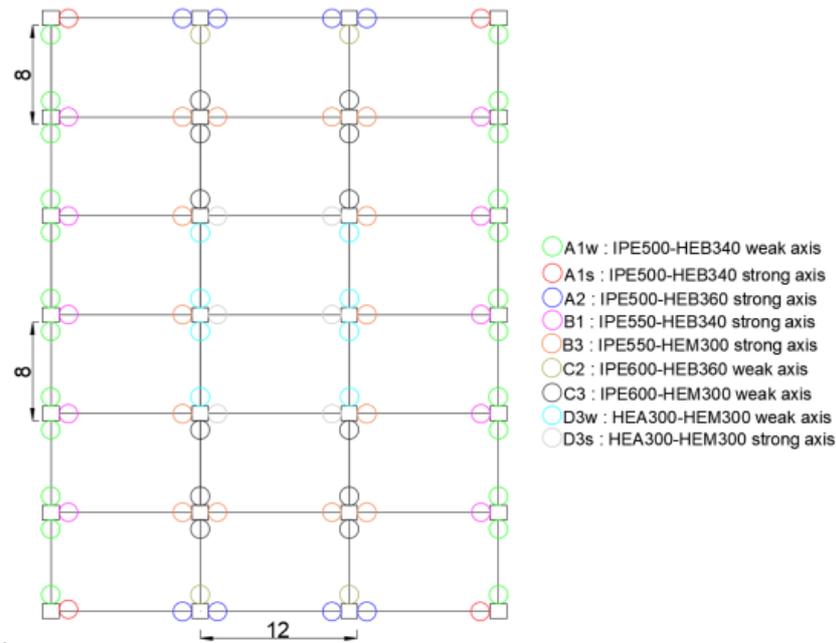


Figura 52. Posições das ligações

Tabela 21. Verificação das ligações a ELU, EA/NS

Posição s = Eixo forte w = eixo fraco	Tipo de ligação	Resistência a esforço transverso (kN)	Resistência a momento fletor (kNm)	Modo de falha	FU
A1s / A2	Placa de gusset	196	-	Placa de gusset em esmagamento	0.66
A1w	Placa de gusset	255	-	Placa de gusset em esmagamento	0.94
B1 / B3	Placa de gusset	196	-	Placa de gusset em esmagamento	0.92
C2w / C3w	Placa de gusset	443	-	Placa de gusset em esmagamento	0.97
D3s	Placa de gusset	102	-	Alma da viga em esmagamento	0.59
D3w	Placa de gusset	102	-	Alma da viga em esmagamento	0.88
BA / BC	Placa de gusset	196	-	Alma da viga em esmagamento	0.92
BD	Placa de gusset	185	-	Alma da viga em esmagamento	0.97

O dimensionamento de juntas foi realizado utilizando o referido software COP. Note-se que o cálculo destas juntas não é diretamente abrangido pela versão atual do Eurocódigo; assim, a verificação baseia-se no documento da ECCS (ECCS, 2009). Estas verificações também contêm requisitos de ductilidade para uma suposição adequada das juntas. Todos os modos de rotura aqui são dúcteis (placa de gusset ou esmagamento da alma da viga).

8.5.2 CS/NS

Foram calculados dois tipos de ligações:

- Chapa de extremidade de alma;
- Chapa Gusset.

Foi efectuada uma comparação entre as ligações da placa de extremidade de alma e da placa Gusset para as juntas das vigas de perímetro (IPE450) e das vigas interiores (IPE360) às colunas (HD360x162).

O resumo dos resultados para as juntas pode ser encontrado na Tabela 22.

Tabela 22. Verificação das ligações em ELU, EM-NS

Posição	Tipo de ligação	Resistência a esforço transverso (kN)	Resistência a momento fletor (kNm)	Modo de falha	FU
Perímetro	Placa principal	289.38	-	Resistência ao corte do grupo de parafusos	0.73
	Placa de gusset	297.96	-	Resistência ao corte do grupo de parafusos	0.71
Interior	Placa principal	289.38	-	Resistência ao corte do grupo de parafusos	0.64
	Placa de gusset	265.89	-	Esmagamento da placa na alma da viga suportada	0.70

8.5.3 SS/S e CS/S

Foram adotadas juntas resistentes sísmicas pré-qualificadas para os MRFs de perímetro, tanto de SS/S como de CS/S. Das tipologias disponíveis no projeto europeu RFCS EqualJoints, foi preferida a configuração de junta de chapa de extremidade. Foram escolhidas juntas de resistência equivalente para os MRFs e as juntas adotadas para os SS/S também foram utilizadas para os CS/S, uma vez que não foram feitas alterações transversais para os MRFs. Além disso, como a laje é considerada totalmente desconectada da estrutura metálica numa zona circular em torno de uma coluna (ver EN 1998-2), o carácter misto das vigas com a laje foi desprezado no dimensionamento das juntas.

Para os outros elementos (viga-viga, bem como viga-coluna, à excepção dos MRFs e do núcleo contraventado), foram utilizadas juntas articuladas. Em ambos os casos (SS-S e CS-S) foram utilizadas cantoneiras, com pequenas alterações de um caso para outro.

O resumo dos resultados para o momento resistente das juntas pode ser encontrado na Tabela 23, enquanto a Tabela 24 fornece a verificação das juntas articuladas.

Tabela 23. Verificações de ligações resistentes em ELU, EA/S and EM/S

Posição	Tipo de ligação	Resistência a momento fletor (kNm)	Resistência a esforço transversal (kN)	Modo de falha do edifício	FU*	$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,b}}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Placa de extremidade estendida	1173	1516	Placa de extremidade em flexão	0.29	0.94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Placa de extremidade estendida	1169	1387	Placa de extremidade em flexão	0.26	0.94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Placa de extremidade estendida	957	1409	Placa de extremidade em flexão	0.15	0.97

Note:
* O factor de utilização é definido para ELU, apenas em situação de projeto persistente.

Tabela 24. Verificações de ligações rotuladas para ELU, EA/S e EM/S.

Caso	Posição	Piso	Tipo de ligação	Resistência a esforço transversal (kN)	Modo de falha	FU*
SS/S	A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Cleat angle	196	Parafusos da viga secundária ao corte	0.72
	B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Cleat angle	196	Viga secundária ao corte	0.72
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Cleat angle	196	Entalhe da viga secundária	0.67
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Cleat angle	196	Parafusos de vigas secundárias ao corte	0.65
CS/S	A/1-7, D/1-7 IPE400-IPE600	1-6	Cleat angle	196	Viga secundária ao esmagamento	0.90
	B/1-7, C/1-7 IPE400-IPE450	1-6	Cleat angle	196	Viga secundária ao esmagamento	0.97
	B/2, B/5, C/2, C/5- IPE550-HEM500	1-3	Cleat angle	196	Entalhe da viga secundária	0.74
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Cleat angle	196	Entalhe da viga secundária	0.84

Nota:
* O factor de utilização é definido para ELU, apenas em situação de projeto persistente.

8.6 Comentários acerca das estruturas seleccionadas para os exemplos de aplicação

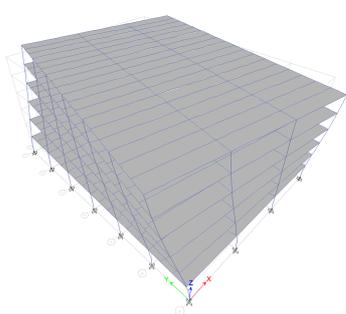
8.6.1 Sísmica vs não sísmica

As configurações estruturais foram dimensionadas para cobrir zonas sísmicas e não sísmica, mantendo um esquema estrutural semelhante para permitir comparações diretas quanto ao dimensionamento a ações acidentais. Assim, foram adotados os mesmos comprimentos e número de vãos e altura de pisos. No entanto, algumas adaptações à configuração inicial foram introduzidas nas estruturas dimensionadas para resistir à ação sísmica, tais como:

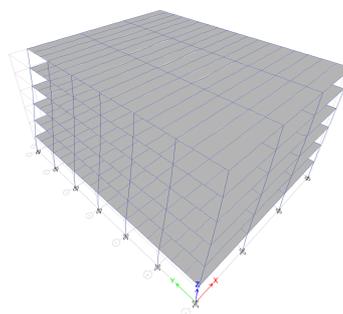
- A posição dos vãos contraventados próximos do centro de rigidez (Figura 51a) torna a estrutura sensível aos efeitos de torção. Para o dimensionamento sísmico, esta característica deve ser evitada, já que pode causar o colapso ou danos excessivos da estrutura durante o evento sísmico. Assim sendo, os vãos contraventados foram movidos para os vãos mais externos (Figura 51b) e porticos simples (MRFs) foram adicionados na zona exterior em todos os lados da estrutura. Estas modificações resultaram numa melhor resposta da estrutura, sendo os dois primeiros modos de vibração translacionais (Figura 53b).
- Um sistema porticado dual exige que a contribuição dos porticos simples para a capacidade resistente da estrutura seja no mínimo de 25% (ver EN 1998-2). De modo a cumprir este requisito, foi necessário aumentar as dimensões das seções transversais das vigas e colunas dos porticos simples e, adicionalmente, foram adicionadas colunas intermédias aos porticos externos na direção X. Os vãos interiores mantiveram o seu comprimento inicial.

• *Tabela 25. Parâmetros modais para estruturas SS/S*

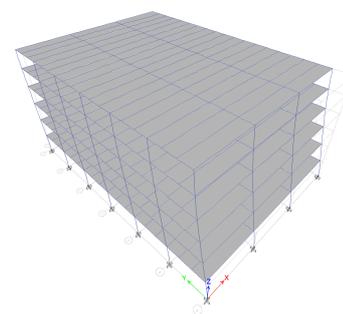
Caso	Modo	Período [s]	Soma UX	Soma UY	Soma RZ
Modal	1	0.769	0.7972	0	0
Modal	2	0.729	0.7972	0.7672	0
Modal	3	0.709	0.7972	0.7672	0.8153
Modal	4	0.271	0.9343	0.7672	0.8153
Modal	5	0.256	0.9343	0.9289	0.8153
Modal	6	0.25	0.9343	0.9289	0.9356
Modal	7	0.159	0.9692	0.9289	0.9356
Modal	8	0.147	0.9692	0.9289	0.9701
Modal	9	0.145	0.9692	0.9675	0.9701
Modal	10	0.113	0.9888	0.9675	0.9701
Modal	11	0.105	0.9888	0.9862	0.9701
Modal	12	0.105	0.9888	0.9862	0.9891



Modo 1



Modo 2



Modo 3

a)

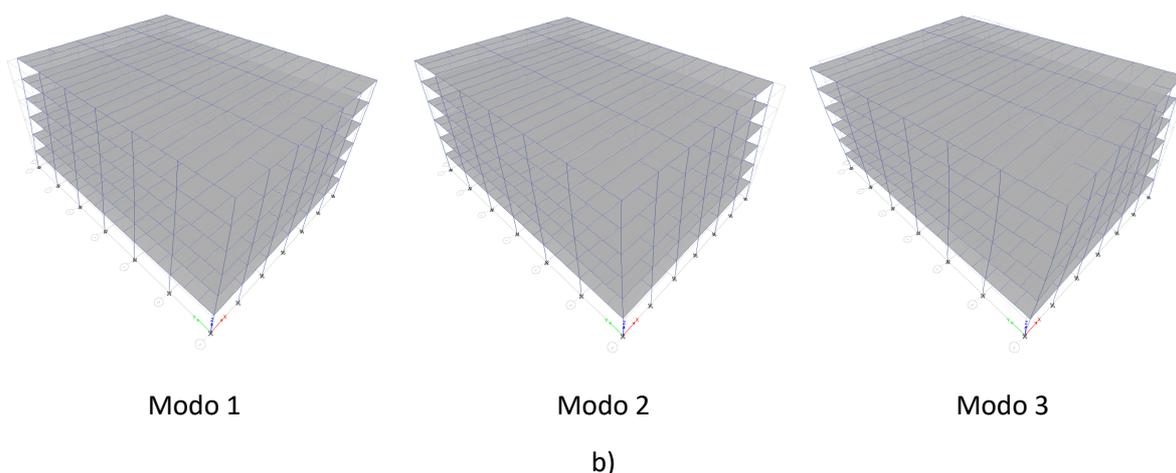


Figura 53. Modos de vibração dos sistemas resistente à ação sísmica: a) Inicial, com o 1º modo torsional; b) Após alteração, com 1º e 2º modos translacionais

A condição que exige que a soma da massa modal efetiva deve ser igual a pelo menos 90% da massa total efetiva, foi respeitada, como se indica na Tabela 25 para a estrutura SS/S. O primeiro modo de vibração é de translação na direção X, o segundo modo é de translação na direção Y e o terceiro é de torção em relação ao eixo Z, como apresentado na Figura 53b. O comportamento da estrutura CS/S (modos de vibração) é bastante semelhante e não é por isso apresentado.

8.6.2 Aço vs. estrutura mista

O benefício da utilização de vigas mistas está na redução da secção transversal do sistema resistente a cargas graviticas. Para o sistema resistente a cargas laterais (LLRS) de estruturas em zonas sísmicas, não foram feitas alterações nas secções transversais. Pelo que, as mesmas secções e UFs foram obtidos para as partes não dissipativas, vigas, colunas e vigas de perímetro para o MRF para estruturas CS/S, como no caso de estruturas SS/S. No entanto, como a carga permanece igual (ver Tabela 19), os efeitos de segunda ordem para ambas as estruturas são praticamente idênticos.

Os sistemas mistos foram simplesmente derivados de estruturas de aço sem revestimento, considerando a ação mista das vigas (para estruturas resistentes a sismos) e a ação mista das vigas e pisos (estruturas não sísmicas). Para a segunda categoria, foi dimensionada uma estrutura mista, substituindo as colunas metálicas por colunas mistas aço-betão equivalentes. O interesse por esta escolha estrutural foi principalmente pelas cargas de impacto e de explosões acidentais, como será destacado posteriormente

8.7 Identificação de eventos excecionais

8.7.1 Impacto

8.7.1.1 Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem estática equivalente (CS/S)

	Título	Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem		1 de 3 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona sísmica	Realizado	UPT
	Documento ref.	I.1.1 / CS/S		Data: 06/2021
Exemplo de Aplicação	<p>Exemplo: Dimensionamento ao impacto de colunas de perímetro de um primeiro andar numa estrutura mista em zona sísmica utilizando a abordagem estática equivalente</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra o impacto devido a uma colisão acidental de um veículo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/S); Ação de impacto A_{Ed} (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição dos cenários de impacto</u></p> <p>Os cenários de impacto incluem colunas de perímetro ao longo das vias de trânsito. No presente exemplo, ambas as fachadas, grande (ao longo da via de trânsito vertical – ver Figura 56) e curta (ao longo da via de trânsito horizontal – ver Figura 54), estão expostas.</p> <p>O impacto dá origem a uma força de colisão que tem componentes paralelos e perpendiculares à direção do deslocamento. No processo de dimensionamento, as duas componentes podem ser consideradas independentes, ou seja, as duas componentes não devem ser aplicadas ao mesmo tempo.</p> <p>Hipóteses de impacto:</p> <ul style="list-style-type: none"> Colunas expostas: primeiro andar (C1-C5 – ver Figura 54 e Figura 55) Altura do ponto de impacto: 1.5m Forças de impacto (ver Tabela 26) <p>As cargas de impacto são calculadas utilizando os dados da Tabela 4.1 da (EN 1991-1-7 2006), considerando o caso: <i>Autoestradas e principais estradas nacionais</i>.</p>			<p>Manual de Dimensionamento § 4.2.2.1</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> <p>EN 1991-1-7 2006</p>

Análise estrutural

A **análise linear elástica** é realizada com recurso a um modelo 3D utilizando o software SAP200. As secções dos elementos são as resultantes do projeto inicial de dimensionamento (situações de dimensionamento persistente e sísmico). Os critérios de aceitação são dados em termos de fatores de utilização (UFs), apenas para combinações acidentais.

Tabela 26. Forças de impacto para análise estática linear – CS/S

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
C1	1000	500
	500	1000
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500

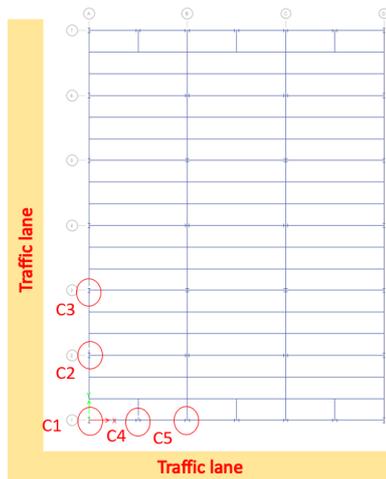


Figura 54. Esquema da estrada

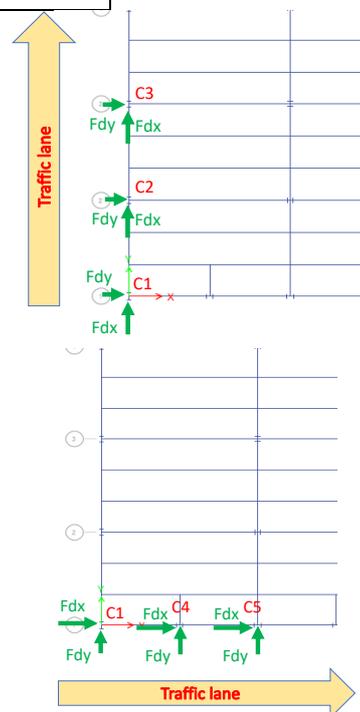


Figura 55. Vista em plano com as direções do impacto para cada via de trânsito

Resultados

Tabela 27. Resultados da análise linear estática

Caso	Secção	Força de impacto (kN)	Eixo	Suporte inferior	N (kNm)	M (kNm)	UF (-)	Força crítica de impacto** (kN)	
C1	HEB550	1000	Forte	Fixo	1048	670	0.48	2700	
		500	Fraco	Fixo	1053	230	0.66	800	
		500	Forte	Fixo	*				
		1000	Fraco	Fixo	1074	625	1.31	-	
C2	HEB500	1000	Forte	Fixo	2218	677	0.90	1250	
		500	Fraco	Fixo	2216	342	1.04	-	
C3	HEB500	1000	Forte	Fixo	2229	681	0.9	1250	

		500	Fraco	Fixo	2238	342	1.05	-
C4	HEB500	1000	Forte	Fixo	591	755	0.63	1300
		500	Fraco	Fixo	647	339	0.74	700
C5	HEB500	1000	Forte	Fixo	1687	787	0.86	1800
		500	Fraco	Fixo	1696	340	0.95	550

* O cenário é menos exigente uma vez que a coluna foi anteriormente verificada para a mesma carga de impacto aplicada de acordo com o eixo fraco da secção.

** Força de impacto que causa a falha da coluna (UF=1)

Conclusões

- Seis dos nove cenários de impacto satisfazem os critérios do UF, resultando num dimensionamento adequado.
- Três dos nove cenários de impacto resultam em excesso de capacidade. No entanto, os resultados podem ser conservadores, uma vez que foram obtidos utilizando uma análise estática simplificada. Pelo que, para as verificações que não foram cumpridas utilizando esta abordagem, uma avaliação da capacidade utilizando uma abordagem mais sofisticada deve ser efetuada ao invés desta (ver Exemplo de Aplicação (E.A.) I.1.2 / CS/S).
- Para mitigar o impacto, o perigo deve ser prevenido ou eliminado (ver Secção 4.2.1).
- De forma a melhorar o dimensionamento e a resposta à carga de impacto, outras medidas podem ser implementadas:
 - Adotar classes de aço superiores para as colunas;
 - Orientar as colunas (de acordo com eixo forte da secção transversal) para maximizar a resistência ao impacto.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.4 →
Fim do dimensionamento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.5 →
Caixa B.II ou Caixa B.6

8.7.1.2 Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem dinâmica simplificada (CS/S)

	Título	Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem dinâmica simplificada		1 de 3 páginas	
	Exemplo de Aplicação	Estrutura	Estrutura mista em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	I.1.2 / CS/S			
<p>Exemplo: Dimensionamento ao impacto de colunas de perímetro do primeiro andar de uma estrutura mista em zona sísmica utilizando uma análise dinâmica simplificada</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra o impacto devido a uma colisão acidental de um veículo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Para geometria, secções, materiais, ver Secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/S); • Ação de impacto A_{Ed} (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição dos cenários de impacto</u></p> <p>Os cenários de impacto incluem colunas de perímetro ao longo das vias de trânsito, como previamente definido no E.A I.1.1 / CS/S. No entanto, para este exemplo, um único cenário é detalhado, ou seja, coluna C1 (UF = 1.31), impacto sobre o eixo fraco, que tem o maior UF de acordo com a abordagem estática equivalente – ver Tabela 26, E.A. I.1.1 / CS/S para as forças consideradas.</p> <p><u>Análise estrutural</u></p> <p>A análise não-linear dinâmica é realizada para uma única coluna (isolada da estrutura), utilizando o software SAP2000.</p> <p>A direção do impacto é ao longo do eixo fraco, semelhante à aplicação da força F_{dx}, considerando uma velocidade do veículo e massa de $v_r = 90$ km/h e $m = 3.5$ ton, respetivamente.</p> <p>A secção transversal das colunas é HEB500, classe de aço S355, com 4.0m de altura. A coluna é estudada isoladamente com as seguintes condições de apoio:</p> <ul style="list-style-type: none"> • A base da coluna é fixa; 				<p>Manual de dimensionamento § 4.2.2.2</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> <p>E.A. I.1.1 / CS/S</p>	

<p>• O extremidade da coluna possui os graus de liberdade fixos, exceto o deslocamento vertical em que este não está restringido.</p> <p>A análise é realizada em duas fases:</p> <p>1ª fase: a carga nodal vertical correspondente ao extremidade da coluna obtida através da análise estática na combinação acidental ($DL + 0.5 \times LL$) é aplicada estaticamente como uma força axial de compressão.</p> <p>2ª fase: a força de impacto é aplicada transversalmente na direção do eixo fraco utilizando uma análise não-linear dinâmica e uma abordagem de impacto forte da seguinte forma:</p> <p><u>Cálculo</u></p> $F = v_r \sqrt{k \cdot m}$ <p>Em que v_r é a velocidade de impacto, m é a massa de impacto, e K a rigidez do objeto de impacto.</p> <p>Os parâmetros são calculados considerando o mesmo tipo de estrada (<i>Autoestradas e principais estradas nacionais</i>):</p> <p>$K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$</p> <p>$v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$</p> <p>$m = 3500 \text{ kg}$</p> <p>Isto resulta em:</p> $F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 22.2 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 720 \text{ kN}$ <p>Nota: Se a força de impacto for amplificada pelo valor recomendado para o fator de carga dinâmico ($DLF = 1.4$), a força de impacto equivalente, F_{equiv}, calculada acima é semelhante à aplicada na análise estática (ver E.A I.1.1 / CS/S):</p> $F_{equiv} = 720 \cdot 1.4 = 1008 \text{ kN}$ <p>Na análise dinâmica, a força é aplicada utilizando a função de rampa com aumento instantâneo e uma duração de:</p> $\Delta t = \sqrt{k/m} = \sqrt{300000/3500} = 0.108 \text{ s}$ <p>A duração total da análise dinâmica é de um segundo (maior do que a duração da função de rampa Δt), para verificar se a coluna permanece estável depois da função de rampa terminar.</p> <p>O comportamento não-linear é modelado utilizando rótulas plásticas em cada uma das extremidades da coluna e no ponto de impacto utilizando a interação P-M2-M3. As rótulas plásticas são modeladas utilizando fibras.</p> <p>Os efeitos do rápido impacto da carga (taxa de deformação) são considerados usando o fator de aumento dinâmico (DIF) aplicado à resistência do material.</p> <p>A formulação DIF para perfis metálicos laminados com uma tensão de cedência até 420 N/mm^2 pode ser expressa de acordo com o método (CEB, 1988).</p>	<p>EN1991-1-7, fórmula C.1</p> <p>EN1991-1-7 Hipótese Hipótese</p> <p>Fórmula (4.1.5) de (Vrouwenvelder et al., 2005)</p> <p>EN1991-1-7</p> <p>SAP2000</p>
---	--

A taxa de extensão ($\dot{\epsilon}$) é obtida através de um processo iterativo. Na primeira iteração, o rácio entre a deformação específica e o tempo até ao ponto de cedência é calculado com base nos resultados da análise sem aplicação do DIF. Posteriormente, a análise é realizada novamente com as propriedades do material modificadas utilizando o DIF, seguido pelo recálculo do DIF. Se os novos valores do DIF forem comparáveis aos da iteração anterior (convergência), não são necessárias mais iterações.

$$DIF = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

$$DIF = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

No final do processo iterativo, obtém-se DIF (f_y) = 1.118

Resultados

A coluna pode sustentar a força de impacto, mas com deformações plásticas incipientes no ponto de impacto, 0.054% extensão normal, 0.073% na extremidade inferior e 0.036 na extremidade superior da coluna.

A figura abaixo mostra o deslocamento lateral da coluna em função do tempo no ponto de impacto. O deslocamento horizontal máximo é 29.12mm, com um deslocamento residual de 16.47mm.

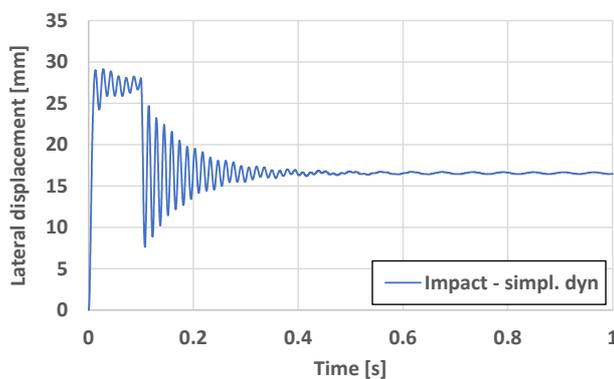


Figura 56. Deslocamento lateral em função do tempo no ponto de impacto – CS S

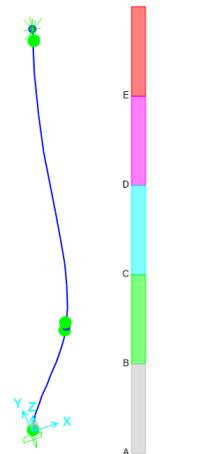


Figura 57. Rótulas plásticas – CS S

Conclusões

A aplicação da abordagem estática equivalente (E.A. I.1.1 / CS/S) indica que o fator de utilização excede a unidade → é necessário um novo dimensionamento. No entanto, se for permitido o desenvolvimento de deformações plásticas na coluna, o dimensionamento torna-se **aceitável** aplicando uma **abordagem dinâmica simplificada** → fim do dimensionamento.

Fluxograma
 Figura 3 – Caixa B.6 →
 Fim do dimensionamento

8.7.1.3 Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem dinâmica completa (CS/S)

 Exemplo de Aplicação	Título	Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem dinâmica completa		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona sísmica	Realizado por:	UPT
	Documento ref.	I.1.3 / CS/S		Data: 06/2021
<p>Exemplo: Dimensionamento ao impacto de colunas de perímetro do primeiro andar de uma estrutura mista em zona sísmica utilizando a abordagem dinâmica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra o impacto devido a uma colisão acidental de um veículo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/S); • Ação de impacto A_{Ed} (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição dos cenários de impacto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para definição dos cenários de impacto, ver exemplo E.A. I.1.1 / CS/S, com os detalhes específicos descritos em E.A. I.1.2 / CS/S. • Os parâmetros de impacto são calculados considerando o mesmo tipo de estrada (<i>Autoestradas e principais estradas nacionais</i>): $K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$ – rigidez do objeto de impacto; $v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$ – velocidade de impacto; $m = 3500 \text{ kg}$ – massa do impacto. <p><u>Análise estrutural</u></p> <p>Para analisar um comportamento estrutural complexo, como uma colisão de um objeto seguido de uma separação de elementos e possível colapso, o impacto com o veículo foi explicitamente modelado. Uma análise não-linear dinâmica foi realizada através de um modelo 3D utilizando o software ELS.</p> <p>O software ELS utiliza o método de resolução não-linear baseado em AEM (Tagel-Din e Meguro, 2000) e permite a deteção automática e cálculo de cedência, endurecimento, falha dos materiais, separação de elementos, contacto no impacto, encurvadura/pós-encurvadura, propagação de fendas, ação de membrana e efeito $P-\Delta$. Na técnica de modelagem AEM, os elementos estruturais são modelados como</p>				Manual de dimensionamento § 4.2.2.3 Manual de dimensionamento § 8.2 EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b E.A. I.1.1 / CS/S e E.A. I.1.2 / CS/S EN 1991-1-7

pequenos elementos sólidos (a discretização é feita ao longo do comprimento da barra e da secção transversal), conectados por molas normais e de corte transversal que seguem a lei constitutiva do material correspondente (incluindo comportamento plástico, separação, contacto). Após alcançar a extensão de separação, as molas são removidas. Em seguida, se os elementos separados entrarem em contacto, são geradas molas na superfície dos elementos que são forçadas umas contra as outras (Applied Science International, 2021).

As colunas e as vigas foram definidas como objetos sólidos com uma secção transversal I / H constante. Os objetos foram discretizados em pequenos elementos sólidos, gerando 25 conjuntos de molas em cada superfície. Foram utilizados elementos de ligação para modelar contraventamentos verticais e ligações horizontais (ancorados às colunas de perímetro). As propriedades das juntas viga-coluna foram modeladas com objetos de 8 nós para as chapas de extremidade e molas individuais para cada parafuso. As juntas rotuladas foram definidas através da ligação das vigas secundárias com as vigas principais utilizando apenas as molas representando os parafusos. As bases das colunas foram consideradas fixas. As lajes de betão armado foram modeladas como elementos sólidos de betão com molas de aço ao nível das armaduras. As molas simulam também os conectores que ligam as vigas à laje de betão armado.

Para ter em conta os efeitos de inércia, cargas permanentes e cargas variáveis foram consideradas no piso utilizando massas concentradas, de forma a simular melhor os efeitos de inércia em comparação com as cargas atribuídas.

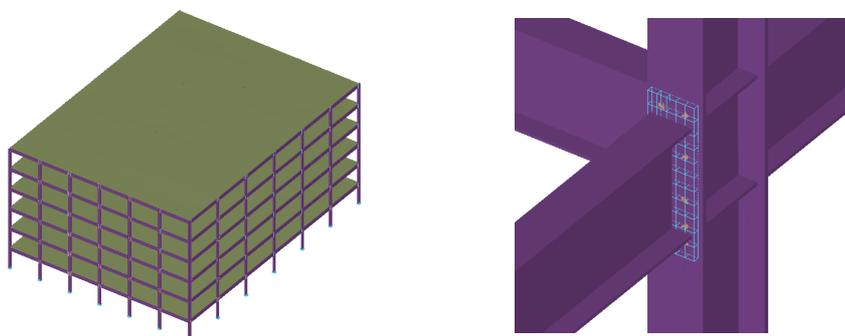
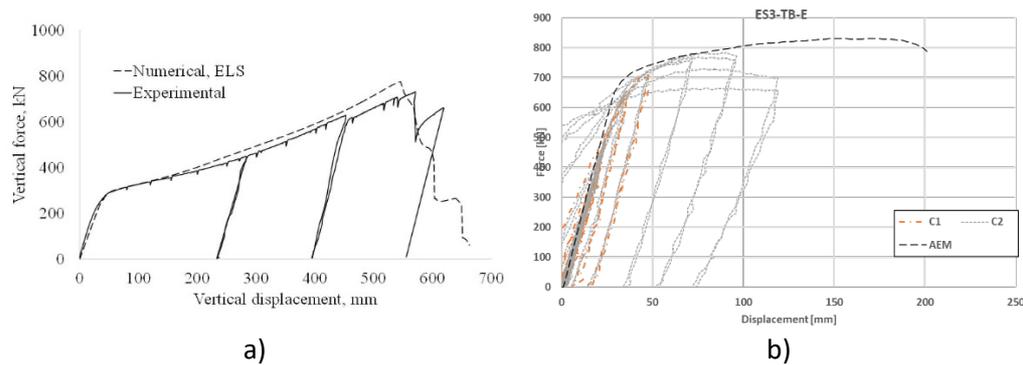


Figura 58. Modelo da estrutura CS/S (visão geral e detalhe da ligação)

Para melhorar a precisão do modelo AEM, foi aplicada uma malha fina aos elementos estruturais e juntas que contribuem para a capacidade de redistribuição da carga. A calibração foi realizada com base em resultados experimentais de testes realizados em subconjuntos e juntas (ver Figura 61). Deste modo, a Figura 61a representa as curvas força-deslocamento num cenário de perda da coluna de um ensaio experimental e o resultado numérico obtido no ELS, a Figura 59b apresenta as curvas histeréticas da viga-coluna e as curvas principais para os testes em juntas. Com base nestas duas comparações, a precisão do modelo numérico em representar a resposta estrutural é considerada adequada.



a) b)
 Figura 59. Calibração do sistema em testes CODEC e calibração das ligações em testes Equaljoints: a) curva força-deslocamento num cenário de perda da coluna (Dinu et al., 2016); viga-coluna: curvas histeréticas e principais (Landolfo et al., 2018)

A análise é realizada em duas fases.

1ª fase: as cargas permanentes e cargas variáveis são aplicadas na estrutura numa análise não-linear estática

2ª fase: o corpo de impacto está a colidir com a coluna C2 num análise não-linear dinâmica.

Hipóteses para o modelo de impacto

O corpo de impacto (o veículo), apenas pode deslizar no plano horizontal, a uma altura de 1.5m, e tem uma massa de 3.5 toneladas. A velocidade inicial do objeto é 25 m/s. O corpo de impacto é composto por uma placa de contacto, uma placa com massa atribuída e molas axiais entre estas. A altura da zona de contacto entre o camião e a coluna é considerada igual a 0.6m. A rigidez de 300 kN/m, é modelada através de molas elásticas.

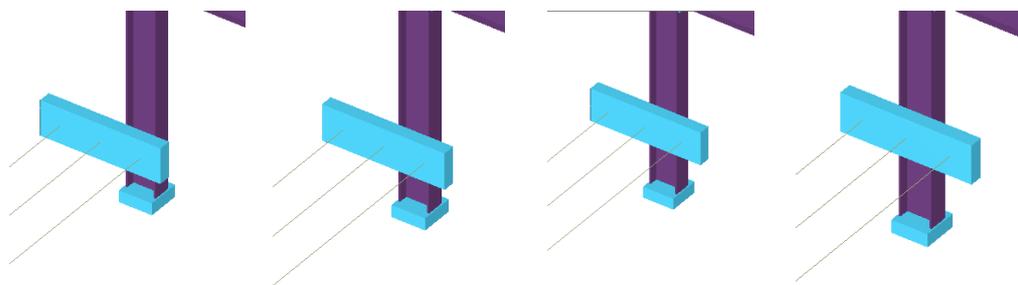


Figura 60. Objeto de colisão movendo-se em direção à coluna

Resultados

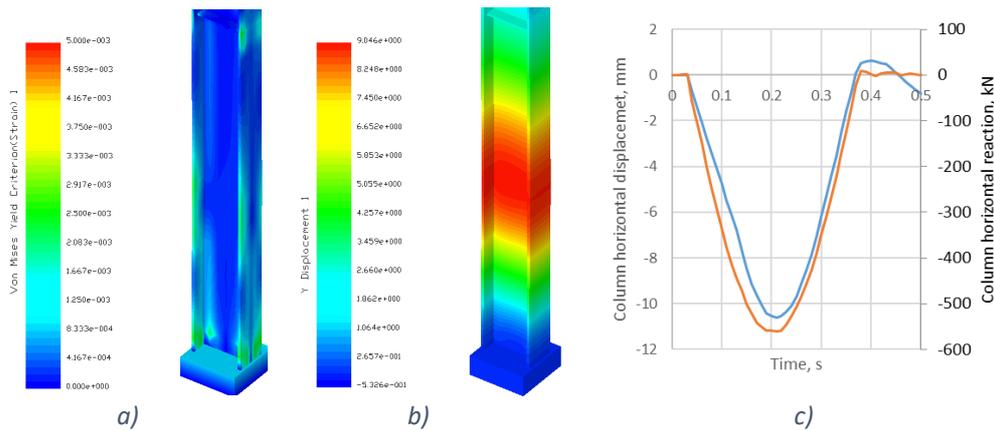


Figura 61. Resultados para a coluna impactada: a) extensões; b) deformações; c) força de reação horizontal na base (curva laranja) e deslocamento horizontal no ponto de impacto (curva azul)

Os resultados mostram deformações plásticas limitadas na coluna que sofre o impacto, com um deslocamento lateral máximo de 10.6mm.

Conclusões

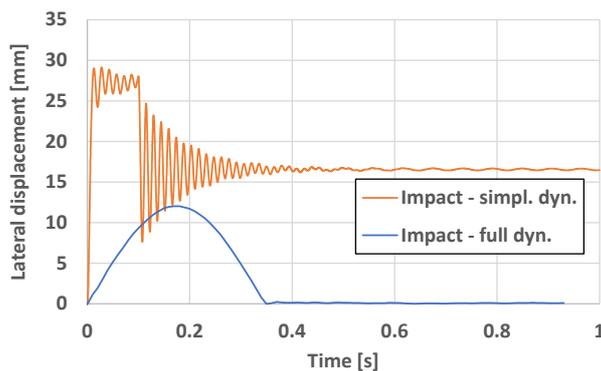


Figura 62. Deslocamento lateral em função do tempo – comparação das abordagens dinâmicas

Comparando com o E.A. I.1.2 / CS/S, a abordagem dinâmica completa resulta numa deformação menor (como representado na Figura 64), uma vez que a restrição dada pela estrutura adjacente (especialmente a restrição vertical) é considerada, e a função de subida “real” da força de impacto é menos acentuada do que a aplicada na abordagem dinâmica simplificada.

De referir que a consideração explícita da interação *objeto-estrutura* pode resultar em exigências superiores em relação às normalmente consideradas nas análises dinâmicas simplificadas (Dubina et al., 2019).

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.6 →
Fim do dimensionament
o

8.7.1.4 Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem estática equivalente (CS/NS)

 Exemplo de Aplicação	Título	Dimensionamento ao impacto utilizando a abordagem estática equivalente		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona não sísmica	Realizado por: AM	Data: 06/2021
	Documento ref.	I.1.4 / CS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento ao impacto de colunas de perímetro de um primeiro andar numa estrutura mista em zona não sísmica utilizando a abordagem estática equivalente</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra o impacto devido a uma colisão accidental de um veículo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/NS); Ação de impacto A_{Ed} (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição dos cenários de impacto</u></p> <p>Os cenários de impacto incluem colunas de perímetro ao longo das vias de trânsito (ver Figura 65). Neste exemplo, ambas as fachadas, longa e curta, estão expostas.</p> <p>O impacto dá origem a uma força de colisão que tem componentes paralelos e perpendiculares à direção do deslocamento.</p> <p>Para cada direção de impacto (lado curto – caso A, lado longo – caso B) resultam duas situações de carregamento (de acordo com o fluxo de tráfego) para as colunas localizadas no piso térreo do edifício, ou seja, uma ao longo da via e outra perpendicular à via de trânsito. A localização das colunas consideradas na análise está representada na Figura 63.</p>				Manual de dimensionamento § 4.2.2.1 Manual de dimensionamento § 8.2 EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b



Figura 63. Vista em plano do esquema das colunas, vias de trânsito e posição das colunas sobre impacto

As cargas de impacto são calculadas utilizando a Tabela 4.1 da EN 1991-1-7, considerando o caso *estradas secundárias em área rural*, EN 1991-1-7, 2006

Tabela 28. Forças de impacto para a análise linear estática CS/NS

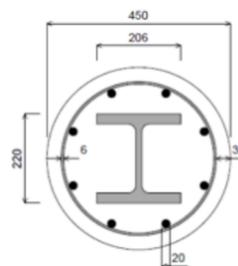
Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	750	375
A.2	750	375
B.1	375	750
B.2	375	750

Análise estrutural

A **análise linear elástica** é realizada através de um modelo 3D utilizando o software SCIA®. Numa primeira etapa, as secções transversais dos elementos são as resultantes do dimensionamento inicial (situação de dimensionamento persistente). Numa segunda etapa, é considerada a utilização de colunas mistas em vez de colunas metálicas; as colunas mistas são dimensionadas utilizando o software A3C® (ver abaixo a secção transversal seleccionada). Os critérios de aceitação aqui reportados, são dados em termos de fatores de utilização (UFs) apenas para as combinações de ações acidentais.

Detalhes das colunas mistas:

- Secção metálica - HE200M
- Betão – C30/37
- Armaduras (A500) – $\phi 20$ mm / $\phi 6$ mm



Resultados

Tabela 29. Resultados da análise linear estática para o impacto em colunas metálicas

Caso	Secção	Cargas		Suporte inferior	UF (-)	
		F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355	S460
A.1	HD 360x162	750	375	Fixo	1.30	0.91
				Rotulado	1.50	1.05
A.2	HD 360x162	750	375	Fixo	1.08	0.78
				Rotulado	1.23	0.92
B.1	HD 360x162	375	750	Fixo	1.29	0.98
				Rotulado	1.54	1.17
B.2	HD 360x162	375	750	Fixo	1.45	1.10
				Rotulado	1.72	1.30

Tabela 30. Resultados da análise linear estática para o impacto em colunas mistas

Caso	Cargas		Suportes: superior e inferior	UF (-) S355
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		
A.1	750	375	Rotulado	2.63
A.2	750	375	Rotulado	2.04
B.1	375	750	Rotulado	2.25
B.2	375	750	Rotulado	2.34

Conclusões

- Colunas metálicas

Os resultados das colunas metálicas com classe de aço S355, mostram que a tensão de cedência é superada para ambas as condições de apoio, rotulada e fixa, para valores de UFs até 1.72.

Utilizando classe de aço S460, uma melhoria considerável é observada em termos de fatores de utilização.

- Colunas mistas aço-betão

Relativamente às colunas mistas, os fatores de utilização são substancialmente maiores. Este facto está relacionado com o pré-dimensionamento das secções e das condições de apoio. As colunas foram pré-dimensionadas considerando a mesma capacidade das colunas metálicas e apoios fixos em ambas as extremidades (as secções transversais metálicas utilizadas nos elementos mistos são substancialmente menores). Quando é aplicada uma carga de impacto (considerando uma abordagem estática equivalente), o elemento será submetido a flexão que será absorvida em grande parte pelo perfil metálico quando se trata de uma secção mista (aproximadamente 65% a 70%). Devido a este facto, as colunas mistas apresentam um fator de utilização superior para análises de impacto.

Conclui-se que, para colunas metálicas não mistas, se o dimensionamento padrão é realizado considerando aproximadamente 60% a 65% de utilização, as colunas possuem ainda capacidade para suportar a carga de impacto (abordagem estática), assumindo que o apoio inferior permanece fixo.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.5 →
Caixa B.II ou
Caixa B.6

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.5 →
Caixa B.II ou
Caixa B.6

De relembrar que neste exemplo foram consideradas condições menos exigentes para a estrada para o impacto, em relação ao E.A. I.1.1 / CS/S.

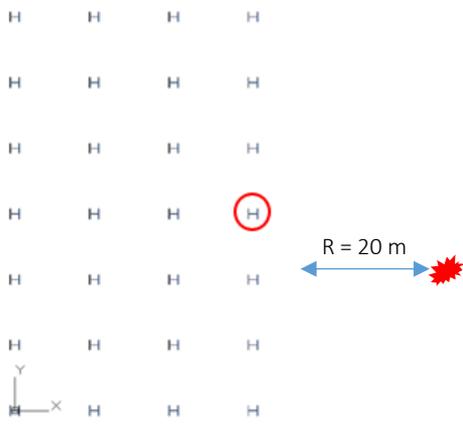
Conforme apresentado anteriormente, a principal melhoria que pode ser realizada é o aumento da classe de aço para S460; ao aumentar a classe de aço, as colunas melhoram o comportamento para a maioria dos casos. Outras medidas podem ser implementadas para melhorar a resposta à carga de impacto:

- Orientação das colunas (de acordo com o eixo forte das secções transversais) de forma a maximizar a resistência ao impacto;
- Aumento das dimensões das secções transversais;
- Dimensionar as ligações de extremidade das colunas com maior rigidez e resistência (ou seja, bases de coluna fixas (rígidas));
- Utilização de colunas mistas, para obter soluções otimizadas em termos de tamanho, classe de aço, utilização de betão;
- Utilização de abordagens mais avançadas para uma avaliação mais precisa da capacidade.

8.7.2 Análise de explosões

8.7.2.1 Explosão externa

8.7.2.1.1 Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem de um grau de liberdade equivalente (CS/NS)

 Exemplo de Aplicação	Título	Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem SDOF equivalente		1 de 6 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona não sísmica	Realizado por:	AM
	Documento ref.	I.2.1 / CS/NS		Data: 06/2021
<p>Exemplo: Dimensionamento para explosão externa de colunas de perímetro de uma estrutura mista em zona sísmica utilizando a abordagem de um grau de liberdade equivalente</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra a explosão devido a uma explosão externa acidental.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver Secção 8.2 para a coluna metálica e E.A. I.1.4 / CS/NS para a coluna mista. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>É considerada a seguinte ação:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ação de explosão A_{Ed} (ver secção abaixo). <p>Nota: Não é considerada nenhuma outra carga a atuar na coluna.</p> <p><u>Definição do cenário de explosão</u></p> <p>A coluna considerada na análise é uma coluna de perímetro localizada no centro da fachada maior do edifício – ver Figura 64.</p> <p>O cenário de explosão assume que um carro é colocado a uma distância de 20 m da coluna e possui uma carga explosiva igual a 100 kg de TNT (ou equivalente).</p> <p>A explosão é definida como uma explosão ao ar livre com uma altura livre de 1 m acima do solo.</p>				Manual de dimensionamento, § 4.3.2.2 Manual de dimensionamento § 8.2
				
<p>Figura 64. Vista em plano das colunas em situação de carga de explosão– CS/NS</p>				

Análise estrutural

É realizada uma **análise linear elástica** utilizando a abordagem dinâmica simplificada, como descrito na Secção 4.3.2.2.

Cálculo

Cargas estruturais de explosão

O primeiro passo passa por definir a pressão de pico dinâmico calculando a distância escalada (Z), a distância da fonte de explosão (R_h) e ângulo de incidência (α_i) de acordo com o cenário previamente definido.

Massa equivalente TNT da carga explosiva $W = 100 \text{ kg}$

Distância de afastamento $R = 20 \text{ m}$

Altura da explosão $H_c = 1 \text{ m}$

Distância escalada $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Distância da fonte de explosão $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025 \text{ m}$

Ângulo de incidência $\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^\circ$

Através da utilização de valores anteriores, os dados necessários para definir pressões e parâmetros adicionais, são calculados de acordo com (Kingery and Bulmash 1984). Podem ser utilizadas outras ferramentas, tais como, (i.e., (UN SaferGuard n.d.)) tal como o gráfico apresentado na Figura 15 Secção 4.3.2.1.

Pressão incidente $P_{so} = 56.44 \text{ kPa}$

Impulso incidente $I_s = 313.71 \text{ kPa.ms}$

Pressão refletida $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Impulso refletido $I_r = 688.09 \text{ kPa.ms}$

Tempo de chegada $t_a = 30.29 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 140.59 \text{ ms}$

Duração da fase positiva $t_0 = 16.49 \text{ ms}$

Comprimento de onda da explosão $L_w = 0.4 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Velocidade do choque frontal $U = 413.93 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Manual de dimensionamento, § 4.3.2.1, Figura 15

Nota: A diferença entre a utilização do site UN Safeguard e a Figura 15 da Secção 4.3.2.1 é a escala dos parâmetros. Usando o site UN Safeguard, os valores já estão à escala ($W^{1/3}$). Apenas o comprimento de onda foi obtido pela Figura 17 e necessita de ser colocado à escala. Quando se utiliza a Figura 15, apenas os valores para os intervalos de tempo, impulsos e comprimentos de onda precisam de ser colocados à escala (ou seja, multiplicados por $W^{1/3}$).

Considerando a pressão incidente definida anteriormente (P_{so}), a velocidade do som (C_r) e a pressão de pico dinâmica (q) são obtidas através dos gráficos: Figura 16 e Figura 17 da Secção 4.3.2.1.

Velocidade do som $C_r = 0.38 \frac{m}{ms}$

Pressão de pico dinâmica $q = 8.5 \text{ kPa}$

Posteriormente, os intervalos de tempo reduzidos fictícios necessitam de ser calculados. Este processo é necessário uma vez que a onda de explosão e a formulação foram inicialmente definidos para uma superfície refletora infinita.

Duração da fase positiva fictícia $t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12 \text{ ms}$

Duração fictícia para a onda refletida $t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02 \text{ ms}$

Altura do elemento $h_s = 4 \text{ m}$

Largura da parede $w_s = 4 \text{ m}$

Coefficiente de arrasto $C_D = 1$

Menor dimensão (altura vs largura) $s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$

Maior dimensão (altura vs largura) $l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$

Razão (menor / maior) $r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$

Tempo de libertação $t_c = \frac{4s_d}{(1+r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1+0.5) \times 0.38} = 14.04 \text{ ms}$

Pressão de pico atuante na parede $P = P_{so} + q \cdot C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94 \text{ kPa}$

Abordagem de um grau de liberdade (SDOF)

O primeiro passo na aplicação do método SDOF consiste no cálculo da carga uniformemente distribuída (F_d) e da carga pontual (F_p) causadas pela explosão na coluna.

Pressão refletida $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Manual de dimensionamento, § 4.3.2.1, Figura 16 e Figura 17

Altura da coluna
Hipótese

Altura da coluna	$h_c = 4 \text{ m}$	
Largura do painel na frente da coluna	$w_p = 5 \text{ m}$	
Duração fictícia da onda refletida	$t_{rf} = 10.02 \text{ ms}$	
Peso próprio da coluna (Aço; Mista)	$G_c = (1.834 ; 4.721) \frac{kN}{m}$	
Carga distribuída da explosão na coluna	$F_d = P_r.w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{kN}{m}$	
Carga pontual da explosão na coluna	$F_p = F_d.h_c = 686.85 \times 4 = 2747.4 \text{ kN}$	
<p>Uma primeira proposta de $t_d/T = 2/3$ (relação entre a duração da onda refletida e o período) é assumida de forma a que se possa considerar um valor para o DLF utilizando a Figura 152 do Anexo A.6.2.</p>		Figura 152 § 0
Fator de carga dinâmica	$DLF = 1.45$	
<p>O momento máximo correspondente à carga considerando o DLF deve ser calculado, em conjunto com as diferentes propriedades das seções (ver Tabela 67 do Anexo A.6.1).</p>		Tabela 67 §A.6.1
Fator de carga	$K_L = 0.64$	
Fator de massa	$K_M = 0.50$	
Para a coluna metálica:		
Módulo de flexão plástico:	$W_{pl.c} = 3162 \text{ cm}^3$	
Momento de inércia	$I_c = 51890 \text{ cm}^4$	
Para a coluna mista:		
Rigidez	$E.I_{eff} = 44350.87 \text{ kNm}^2$	
Momento máximo resistente	$M_{Ra.cp} = 632.85 \text{ kNm}$	
Fator de aumento dinâmico	$DIF = 1.2$	
Tensão de cedência do aço	$f_y = 355 \text{ MPa}$	
Módulo de elasticidade do aço	$E = 210 \text{ GPa}$	
Rigidez da coluna (Aço; Mista)		

$$K_c = \left(\frac{384E_c I_c}{5h_c^3}; \frac{384E_c I_{eff}}{5h_c^3} \right) = \left(\frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 51890 \times 10^{-8}}{5 \times 4^3}; \frac{384 \times 44350.87}{5 \times 4^3} \right)$$

$$K_c = (130762.8 ; 53221.04) \frac{kN}{m}$$

Momento máximo resistente (Aço; Mista)

$$M_{Rd} = (W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF ; M_{Rd.cp} \cdot DIF)$$

$$=(3162 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \times 1.2 ; 632.85 \times 1.2)$$

$$M_{Rd} = (1347.01 ; 759.42) kNm$$

Momento máximo aplicado

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times 1.45 = 1991.87 kN.m$$

Massa efetiva (Aço; Mista)

$$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{(1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.50}{9.81} = (374.03 ; 962.82) kg$$

Rigidez efetiva (Aço; Mista)

$$K_e = K_c K_L = (130762.8 ; 53221.04) \times 0.64 = (83688.19 ; 34061.47) \frac{kN}{m}$$

Período natural de vibração (Aço; Mista)

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{(374.03; 962.82)}{(83688.19; 34061.47)}} = (0.01; 0.03) s$$

$$\text{Razão (Aço; Mista)} \quad \frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10.02}{(13.28; 33.41)} = (0.75 ; 0.30)$$

A nova razão calculada permite uma segunda iteração mais precisa.

Segunda iteração (Aço; Mista) $DLF = (1.30 ; 1.80)$

Momento máximo aplicado (Aço; Mista)

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times (1.30 ; 1.80) = (1785.81 ; 2472.66) kNm$$

Força resistente (Aço; Mista)

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347.01 ; 759.42)}{4} = (5388.05 ; 3037.7) kN$$

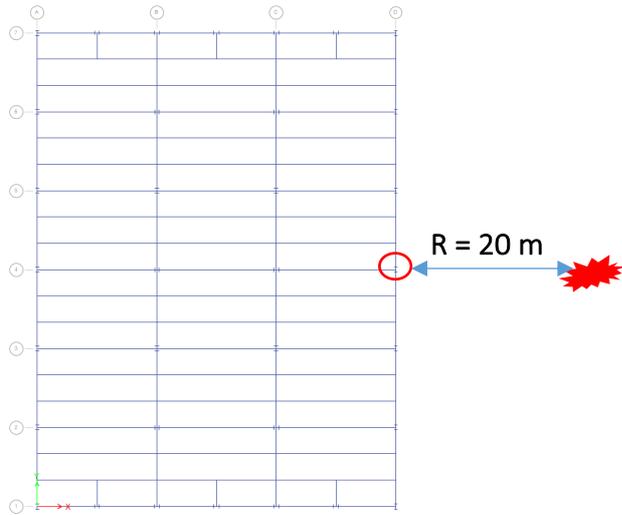
Reação dinâmica (Aço; Mista)

$$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$$

$$V_m = 0.39 \times (5388.05 ; 3037.7) + 0.11 \times 2747.4 + (1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.5$$

$V_m = (2407.22 ; 1496.36) \text{ kN}$		
Razão (Aço; Mista)	$\frac{R_m}{F_p} = \frac{(5388.05; 3037.68)}{2747.4} = (1.96 ; 1.11)$	
A razão entre a resistência máxima e a carga pontual é utilizada para determinar a exigência dúctil da Figura 148 do Anexo A.6.2.		Figura 148 de §0.
<u>Resultados</u>		
Razão (Aço; Mista)	$\mu_1 = (0.80 ; 0.95)$	(χ_M/χ_E)
	$\mu_2 = (0.55 ; 1.2)$	(t_m/T)
Deslocamento na fase elástica (Aço; Mista)	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{(5388.05 ; 3037.7)}{(83688.19 ; 34061.47)}$ $= (64.38 ; 89.18) \text{ mm}$	
Deslocamento máximo (Aço; Mista)	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = (0.80 ; 0.95) \times (64.38 ; 89.18)$ $= (51.51 ; 84.72) \text{ mm}$	
Tempo máximo de resposta (Aço; Mista)	$t_m = \mu_2 \times T_c = (0.55 ; 1.2) \times (13.28 ; 33.41)$ $= (7.331 ; 40.09) \text{ ms}$	
Os limites de resposta na Tabela 5 Secção 4.3.2.3 são utilizados para avaliar o desempenho de um sistema / componente estrutural.		Manual de dimensionamento, § 4.3.2.3, Tabela 5
$\mu_{max} = 1$	Flexão -> Viga – coluna com secção compacta -> B1	Fluxograma Figura 3 – Caixa B.5
Verificação (Aço; Mista)	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0.80 ; 0.95) \text{ OK}$	Fluxograma Figura 3 – Caixa B.6 → Fim do dimensionamento
<u>Conclusões</u>		
De acordo com os resultados, as colunas, metálica e mista, não ultrapassam os limites máximos de resposta e ambos os elementos possuem capacidade suficiente para suportar a carga de explosão. A verificação de danos superficiais (classe B1) foi cumprida.		

8.7.2.1.2 Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem de um grau de liberdade equivalente (SS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem SDOF equivalente		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	1.2.2 / SS/S		
<p>Exemplo: Dimensionamento para explosão externa de uma coluna de perímetro de uma estrutura metálica em zona sísmica utilizando a abordagem de um grau de liberdade equivalente</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra a explosão devido a uma explosão externa acidental.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver Secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>É considerada a seguinte ação:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ação de explosão A_{Ed} (ver secção abaixo). <p>Nota: Não é considerada nenhuma outra carga a atuar na coluna.</p> <p><u>Definição do cenário de explosão</u></p> <p>A coluna considerada na análise é a coluna de perímetro localizada no centro da fachada longa do edifício. O cenário de explosão assume que um carro está localizado a uma distância de 20 m da coluna e carrega uma carga explosiva igual a 100 kg de TNT (ou equivalente). A explosão é definida como uma explosão ao ar livre com uma altura livre acima do solo de 1 m.</p>				<p>Manual de dimensionamento § 4.3.2.2</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p>
				
<p>Figura 65. Vista em plano das colunas sob carga de explosão – SS/S</p>				

Análise estrutural

A **análise linear elástica** é realizada utilizando a abordagem dinâmica simplificada seguindo o procedimento descrito em baixo.

Cálculo

Os parâmetros de carga de explosão (pressão incidente, impulsão incidente, pressão refletida, impulso refletido, tempo de chegada, duração da fase positiva, comprimento de onda da explosão, velocidade frontal do choque) são idênticos aos do E.A. I.2.1/ CS/S.

E.A. I.2.1/ CS/S

Além disso, os parâmetros que se seguem (velocidade do som, pressão de pico dinâmico, durações fictícias, tempo de impacto) têm os mesmos valores.

Abordagem de um grau de liberdade (SDOF)

O primeiro passo na aplicação do método SDOF consiste no cálculo da carga uniformemente distribuída (F_d) e da carga pontual (F_p) causadas pela explosão na coluna.

Pressão refletida $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Altura da coluna $h_c = 3.5 \text{ m}$

Hipótese

Nota: Se a zona rígida formada pela ligação for considerada, a altura da coluna pode ser assumida como inferior a 4 m como comprimento efetivo.

Largura do painel em frente à coluna $w_p = 5 \text{ m}$

Peso próprio da coluna $G_c = 1.834 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carga distribuída da explosão na coluna $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Carga pontual da explosão na coluna $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 3.5 = 2404 \text{ kN}$

Fator de carga dinâmico $DLF = 1.4$

Fator de carga $K_L = 0.64$

Fator de massa $K_M = 0.50$

Módulo plástico da secção $W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$

Momento de inércia $I_c = 12620 \text{ cm}^4$

Fator de aumento dinâmico $DIF = 1.2$

Tensão de cedência afetada por um fator de amplificação de 1.2 para taxa de extensão.

Tensão de cedência do aço $f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade do aço $E = 210 \text{ GPa}$

Rigidez da coluna

$$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento resistente máximo

$$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$$

Momento máximo aplicado

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 1472 \text{ kNm}$$

Massa efetiva

$$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$$

Rigidez efetiva

$$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Período natural de vibração

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$$

Rácio entre a duração fictícia da onda refletida e do período natural

$$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$$

O novo rácio determinado permite uma **segunda iteração**, mais precisa.

Segunda iteração

$$DLF = 1.6$$

Momento máximo aplicado

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.6 = 1683 \text{ kNm}$$

Força resistente

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$$

Reação dinâmica

$$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$$

$$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 2747.4 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 1248.92 \text{ kN}$$

Rácio

$$\frac{R_m}{F_p} = 1.05$$

O rácio entre a resistência máxima e a carga pontual é utilizado para determinar a exigência dúctil μ através da Figura 148 do Anexo A.6.2.

Figura 148 de §0.

Resultados

Rácio	$\mu_1 = 1.05 (\chi_M/\chi_E)$
	$\mu_2 = 0.82 (t_m/T)$
Deslocamento no regime elástico	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$
Deslocamento máximo	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0.95 \times 82.82 = 86.96 \text{ mm}$
Tempo máximo de resposta	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 16.91 \text{ ms}$

Abordagem dinâmica simplificada (relação pressão-impulso)

$$\mu_{max} = 1$$

Flexão -> Viga-coluna com secção compacta -> B1

Verificação $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1.05$

Manual de dimensionamento, §4.3.2.3, Tabela 5

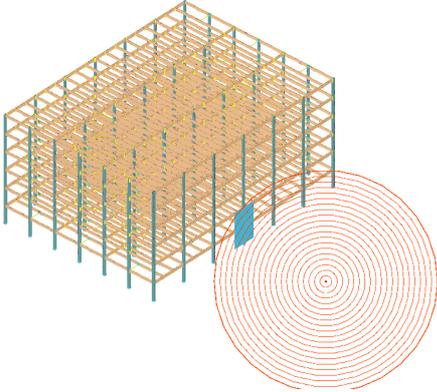
Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.5

Fluxograma
Figura 3 – Caixa B.6 →
Fim do dimensionamento

Conclusões

De acordo com os resultados, a coluna suporta a carga de explosão (o valor pode ser considerado admissível), cumprindo o requisito para classe B1 (danos superficiais).

8.7.2.1.3 Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem dinâmica completa (SS/S)

 Exemplo de Aplicação	Título	Dimensionamento para explosão externa utilizando a abordagem dinâmica completa		1 de 3 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	I.2.3 / SS/S		
<p>Exemplo: Dimensionamento para explosão externa de colunas de perímetro de uma estrutura metálica em zona sísmica utilizando a abordagem dinâmica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra a explosão devido a uma explosão externa acidental.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver Secção 8.2 <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>É considerada a seguinte ação:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ação de explosão A_{Ed} (ver seção abaixo). <p><u>Definição do cenário de explosão</u></p> <p>A coluna considerada na análise é uma coluna de perímetro localizada no centro da fachada longa do edifício.</p> <p>Parâmetros de carregamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> Distância de afastamento = 20 m; Carga explosiva = 100 kg of TNT; Largura de influência da coluna (2,5 m para cada lado); A pressão de explosão é considerada a atuar nas colunas do 1º e 2º piso. 				Manual de dimensionamento § 4.2.2.3 Manual de dimensionamento § 8.2 E.A. I.2.1/ CS/S
				
<p><i>Figura 66. Modelo 3D com a posição da carga</i></p>				
De referir que, para uma comparação relevante, o cenário de explosão considerado neste exemplo é o mesmo que o utilizado no E.A. I.2.1 / CS/S.				

Análise estrutural

A análise numérica foi realizada no software ELS (“Extreme Loading for Structure”), utilizando um modelo 3D em que toda a estrutura foi modelada.

Hipóteses do modelo em AEM – ver E.A. I.1.3 / CS/S para detalhes.

E.A. I.1.3 / CS/S

Para ter em conta a área de influência carregada pela explosão, foram modeladas placas rígidas para transferir a pressão horizontal para as colunas do 1º e 2º piso.

Os parâmetros de carregamento da explosão, apresentados abaixo, são calculados automaticamente pelo gerador de pressão de explosão integrado do ELS.

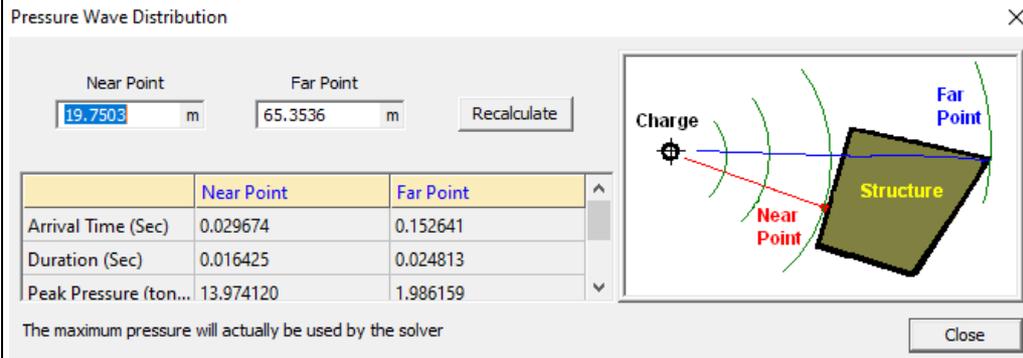


Figura 67. Modelo 3D com a posição da carga

A análise é realizada em duas fases.

1ª fase: as cargas permanentes e variáveis são aplicadas na estrutura numa análise não-linear estática.

2ª fase: a carga é detonada, e a carga de explosão é aplicada numa análise não-linear dinâmica. O intervalo de tempo para esta análise é de $1E^{-6}$ s.

Apenas a fase positiva da explosão é considerada; nenhum reflexo do solo é considerado na análise.

Resultados

O deslocamento horizontal máximo a meia altura da coluna é 24 mm – ver Figura 68 (lado esquerdo). A extensão plástica máxima atingida é 1%.

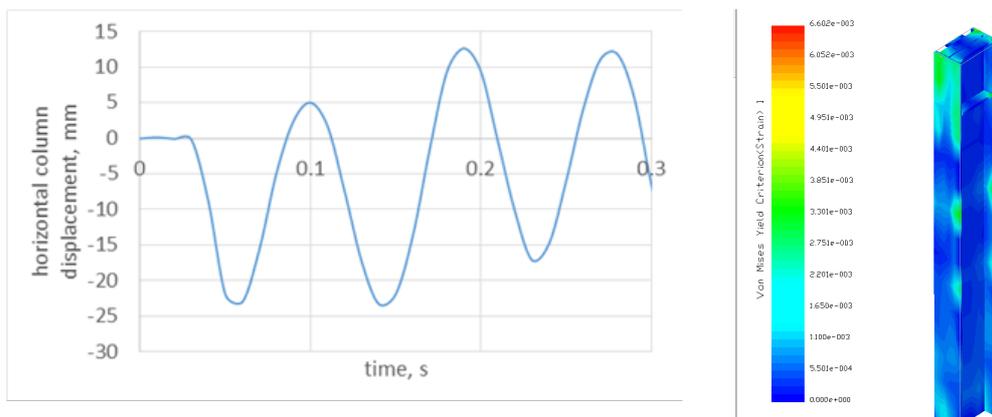


Figura 68. Deformação horizontal vs tempo a meia altura da coluna (esquerda) e extensões de Von Mises (direita)

Fluxograma
 Figura 3 – Caixa
 B.5

Conclusões

Abordagem dinâmica completa vs abordagem SDOF equivalente:

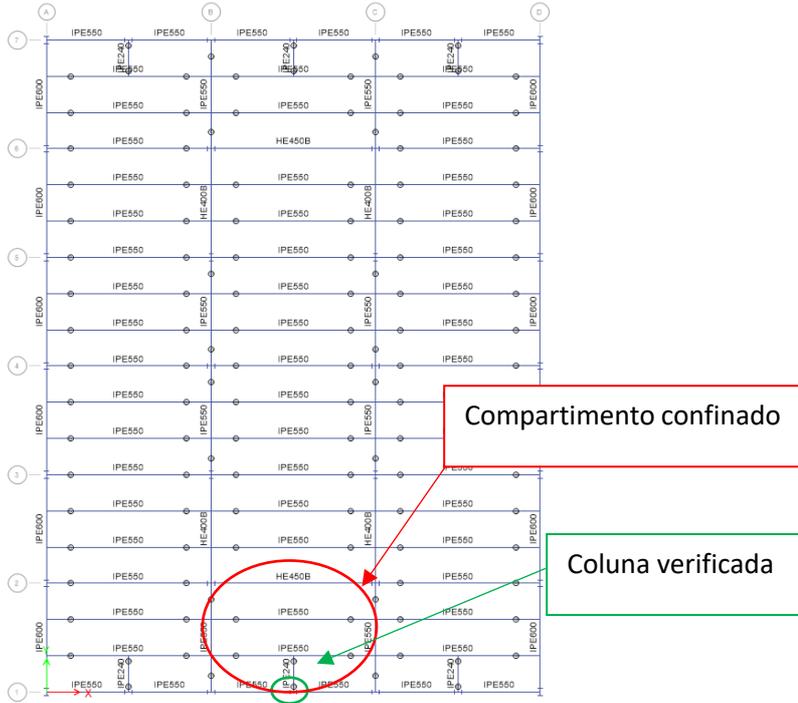
- O deslocamento na análise não-linear dinâmica é inferior ao valor obtido utilizando o método tabular (24 mm vs. 87 mm, ver E.A. I.2.2 / SS/S);
- Análises não-linear podem ter em conta distribuição de plasticidade no elemento;
- Modelos 3D podem considerar reais condições de apoio e interações entre os elementos;
- A abordagem dinâmica completa e a modelação podem contabilizar a aplicação sequencial da pressão de explosão na superfície (diferentes tempos de chegada ao longo do comprimento da coluna).

De referir que, no caso de explosões próximas, os efeitos podem ser amplificados pela pressão de elevação contra os pisos adjacentes, o que pode resultar em efeitos dinâmicos superiores ou até mesmo ao risco progressivo de colapso (Dinu et al. 2018).

Fluxograma
 Figura 3 – Caixa
 B.6 →
 Fim do
 dimensionamento

8.7.2.2 Explosões internas

8.7.2.2.1 Dimensionamento para explosões internas utilizando a abordagem estática equivalente (SS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para explosões internas utilizando a abordagem estática equivalente		1 de 3 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por:	UPT
	Documento ref.	I.3.1 / SS/S		Data: 06/2021
<p>Exemplo: Dimensionamento para explosões internas de colunas de uma estrutura metálica em zona sísmica utilizando a abordagem estática equivalente</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento contra a explosão interna devido a uma explosão interna de gás acidental.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver Secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/S); Pressão de gás A_{Ed} (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição do cenário de explosão de gás</u></p>				<p>Manual de dimensionamento § 4.2.2.3</p> <p>§ 5.4, EN1991-1-7</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 69. Posição do compartimento confinado e da coluna verificada – SS/S</p>				

O compartimento está localizado no piso térreo do edifício. A superfície de ventilação é considerada na parede externa e é constituída por janelas de vidro, enquanto as outras 3 paredes internas são feitas de materiais mais resistentes. A coluna considerada para a verificação está assinalada a verde na Figura 69.

Cálculo

Tabela 31. Geometria do compartimento

<i>L</i>	12	m	comprimento
<i>B</i>	8	m	largura
<i>H</i>	4	m	altura
<i>A_v</i>	48	m ²	área de ventilação
<i>V</i>	384	m ³	volume do compartimento

A área de ventilação e o volume da envolvente foram calculados considerando que a parede de vidro está localizada na envolvente do edifício e em toda a altura do edifício. Depois de verificar com sucesso que o modelo de pressão da EN 1991-1-7 pode ser aplicado ao presente exemplo (função limite da área de ventilação e volume da envolvente), obtém-se a seguinte pressão estática equivalente para a explosão de gás interna:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

Ou

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

o que for maior.

Foi assumido que $p_{stat} = 3 \text{ kN/m}^2$, que representa a pressão estática uniformemente distribuída para a qual os componentes de ventilação falham.

Consequentemente, a pressão de dimensionamento no caso da ação acidental é:

$$p_d = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

De seguida, a pressão foi aplicada como uma carga linear a atuar sobre a altura do pilar considerando uma área de influência de 6 m.

Análise estrutural

É realizada uma **análise linear elástica** utilizando um modelo 3D com recurso ao software SAP2000. As secções dos elementos são as resultantes do dimensionamento inicial (dimensionamento para situação persistente e sísmica). O critério de aceitação é dado em termos de fatores de utilização (UFs) apenas para combinações acidentais.

Resultados

Os resultados da análise linear estática da coluna são apresentados na Tabela 32.

Tabela 32. Resultados da análise linear estática

Secção	Eixo	Apoio inferior	<i>N</i> (kNm)	<i>M</i> (kNm)	UF (-)	Deslocamento lateral (mm)
HEB500	Fraco	Fixo	612	72	0.279	0.57

Conclusões

A coluna analisada com esta abordagem não excede a sua capacidade e não requer um novo dimensionamento. No entanto, uma vez que não ocorrem danos locais, abordagens mais sofisticadas devem ser utilizadas para quantificar o dano que pode surgir.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
B.4 → Fim do
dimensionamen
to

Em que:

η	0.2	[-]	taxa de libertação de energia
E_c	55	MJ/kg	calor de metano
W_g	1.91	kg	total de fugas de combustível
E_{TNT}	4.2	MJ/kg	calor de detonação de TNT

$$W_{TNT} = 5.0 \text{ kg}$$

Assim, a explosão de uma massa de 1.91 kg de gás é substituída por uma equivalente a 5 kg de TNT.

Análise estrutural

A **análise linear elástica** é realizada utilizando a abordagem dinâmica simplificada, seguindo o procedimento previamente descrito no E.A. I.1.1 / CS/NS.

Assume-se que a carga é colocada no meio do compartimento permitindo uma distância de afastamento de 4 m na direção transversal.

Massa TNT equivalente da carga explosiva $W = 5 \text{ kg}$

Distância de afastamento $R = 4 \text{ m}$

Altura da explosão $H_c = 1 \text{ m}$

Distância escalada $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{4}{5^{\frac{1}{3}}} = 2.339 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Distância da fonte de explosão $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4.123 \text{ m}$

Ângulo de incidência $\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{5^{\frac{1}{3}}}\right) = 30.32^\circ$

Parâmetros de explosão

Pressão incidente $P_{so} = 198.87 \text{ kPa}$

Impulso incidente $I_s = 198.46 \text{ kPa.ms}$

Pressão refletida $P_r = 663.44 \text{ kPa}$

Impulso refletido $I_r = 514.65 \text{ kPa.ms}$

Tempo de chegada $t_a = 3.87 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.62 \text{ ms}$

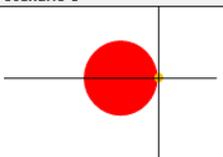
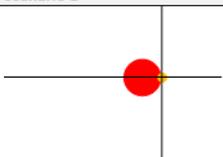
Duração da fase positiva $t_0 = 3.7 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.33 \text{ ms}$

Comprimento de onda da explosão $L_w = 0.85 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Velocidade do choque frontal	$U = 557.06 \frac{m}{s}$	Coluna análise em Hipótese
Velocidade do som	$C_r = 0.47 \frac{m}{ms}$	
Pressão dinâmica de pico	$q = 100 \text{ kPa}$	
Duração fictícia da fase positiva	$t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96 \text{ kPa.ms}}{198.87 \text{ kPa}} = 1.996 \text{ ms}$	
Duração fictícia para a onda refletida	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3 \text{ kPa.ms}}{663.44 \text{ kPa}} = 1.551 \text{ ms}$	
Altura do elemento	$h_s = 4 \text{ m}$	
Largura da parede	$w_s = 4 \text{ m}$	
Coeficiente de arrasto (parede)	$C_D = 1$	
Menor dimensão (altura vs largura)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$	
Maior dimensão (altura vs largura)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$	
Rácio (menor / maior)	$r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$	
Tempo de impacto	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5)0.47} = 11.348 \text{ ms}$	
Pressão de pico a atuar na parede	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87 \text{ kPa}$	
Abordagem de um grau de liberdade (SDOF)		
Pressão refletida	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$	
Duração fictícia da onda refletida	$t_{rf} = 1.551 \text{ ms}$	
Altura da coluna	$h_c = 3.5 \text{ m}$	
Largura do painel na frente da coluna	$w_p = 4 \text{ m}$	
Peso próprio da coluna	$G_c = 1.834 \frac{kN}{m}$	
Carga distribuída da explosão na coluna	$F_d = P_r w_p = 663.44 \times 4 = 2653.76 \frac{kN}{m}$	

Carga pontual da explosão na coluna	$F_p = F_d h_c = 2653.76 \times 3.5 = 9288.2 \text{ kN}$
Fator de carga dinâmica	$DLF = 1.4$
Fator de carga	$K_L = 0.64$
Fator de massa	$K_M = 0.50$
Módulo plástico	$W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$
Inércia	$I_c = 12620 \text{ cm}^4$
Fator de aumento dinâmico	$DIF = 1.2$
<i>Tensão de cedência do aço afetada por um fator de amplificação de 1.2 para a taxa de extensão.</i>	
Tensão de cedência do aço	$f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidade do aço	$E = 210 \text{ GPa}$
Rigidez da coluna	
	$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Momento resistente máximo	
	$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$
Momento aplicado máximo	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 5689 \text{ kNm}$
Massa efetiva	$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$
Rigidez efetiva	$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Período natural de vibração	$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$
Rácio	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$
Segunda iteração	$DLF = 1.9$
Momento aplicado máximo	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.9 = 7721 \text{ kNm}$

Força resistente	$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$	
Reação dinâmica		
	$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$	
	$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 9288.2 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 2006.18 \text{ kN}$	
Rácio	$\frac{R_m}{F_p} = 0.27$	
<u>Resultados</u>		
Rácio	$\mu_1 = 2.1$	(χ_M/χ_E)
	$\mu_2 = 3.6$	(t_m/T)
Deslocamento elástico	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$	
Deslocamento máximo	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 2.1 \times 82.82 = 173.91 \text{ mm}$	
Tempo máximo de resposta	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 74.24 \text{ ms}$	
Abordagem dinâmica simplificada (relação pressão-impulso)		
$\mu_{max} = 3$	Flexão -> Viga – coluna com secção compacta -> B2	Manual de dimensionamento, §4.3.2.3, Tabela 5 Fluxograma Figura 3 – Caixa B.5
Verificação	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 0.7 \text{ OK}$	Fluxograma Figura 3 – Caixa B.6 → Fim do dimensionamento
<u>Conclusões</u>		
Utilizando o método equivalente TNT, uma análise mais detalhada é realizada. De acordo com a abordagem estática equivalente (E.A. I.3.1 / SS/S), a coluna permanece com um UF de 0.28, significando que não existe dano local.		Fluxograma Figura 3 – Caixa B.4 → Fim do dimensionamento
No entanto, usando o método equivalente TNT, ocorre dano local, mas este não é crítico para a estabilidade da estrutura.		Fluxograma Figura 3 – Caixa B.6 → Fim do dimensionamento
De forma a mitigar os efeitos de uma explosão de gás acidental, várias medidas devem ser implementadas – ver Secção 4.3.1.		

Scenario C	
	Diameter of the fire basis 2 m
	Rate of Heat Release density 250 kW/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire load density 730 MJ/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate 150 sec (commercial area EN 1991-1-2)
Scenario D	
	Diameter of the fire basis 1 m
	Rate of Heat Release density 500 kW/m ²
	Fire load density 730 MJ/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate 150 sec (commercial area EN 1991-1-2)

Análise estrutural

Para cada cenário, é utilizado o software OZone[®] (Cadorin, 2003), aplicando o modelo de LOCAFI (Brasseur et al., 2018), assim como as equações da EN 1993-1-2, para avaliar as temperaturas do aço de uma coluna metálica, constituída por uma secção laminada HEB340 (como exemplo), não protegida.

Conclusões

As temperaturas máximas do aço ao longo da altura da coluna para os quatro cenários foram calculadas e comparadas (ver Figura 70). Esta comparação destaca que, embora tenham sido realizadas diferentes hipóteses para caracterizar o fogo localizado, a mesma tendência e ordem de magnitude são observadas. Temperaturas significativas são desenvolvidas na parte inferior da coluna metálica o que pode causar encurvadura ou uma rotura plástica local.

Fluxograma
Figura 3 –
Caixa B.5

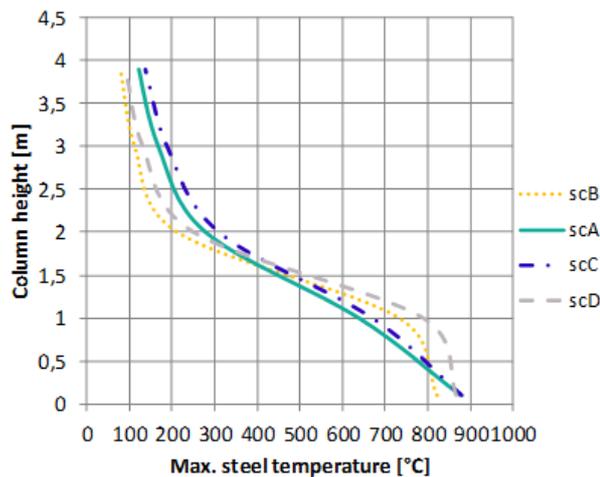


Figura 70. Variação da temperatura do aço na altura da coluna

Numa outra abordagem, foi realizada uma análise numérica, onde foi efetuado um estudo em que foram removidas colunas específicas e o comportamento do edifício foi avaliado (método do caminho de carga alternativo), ver exemplo II.4.6/ CS-NS.

De forma a evitar os danos devido ao incêndio, proteção contra o fogo pode ser utilizada em alternativa ao dimensionamento de elementos estruturais para resistência específica ao fogo, ou o aumento da secção transversal dos elementos.

8.7.4 Análise Sísmica

8.7.4.1 Dimensionamento sísmico utilizando o método prescritivo (SS/NS)

	Título	Dimensionamento sísmico utilizando o método prescritivo		1 de 1 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona não sísmica	Realizado por: F+W	Data: 06/2021
	Exemplo de Aplicação	Documento ref.	I.5.1 / SS/NS	
<p>Exemplo: Recomendações de dimensionamento para estruturas metálicas em zona não sísmica (método prescritivo)</p> <p>Este exemplo fornece recomendações sobre a aplicação de medidas prescritivas para melhorar a resposta de estruturas metálicas não dimensionadas ao sismo em situação excepcional de sismo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p>A estrutura considerada neste exemplo foi dimensionada para as condições de ULS/SLS (situação de dimensionamento persistente). Não foi realizado nenhum cálculo específico em relação à ação accidental sísmica. Por isso, neste caso, a ação sísmica é considerada excepcional.</p> <p>Na prática, recomendações simples como as propostas na Secção 4.5.2 podem ser utilizadas quando a ação sísmica é menos crítica que o dimensionamento ao vento. Isto é principalmente efetuado para edifícios baixos de forma a otimizar os custos de engenharia</p> <p><u>Observações</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Devido à simetria no plano e regularidade na elevação, a rigidez da estrutura é bem distribuída, oferecendo assim uma resposta favorável à ação sísmica. Pisos com a mesma altura também contribui para o bom comportamento da estrutura em caso de sismo. Requisitos de ductilidade: <ol style="list-style-type: none"> Para aumentar a ductilidade geral da estrutura, as vigas HEA300 devem ser substituídas por perfis HEB300, uma vez que os perfis HEA300 com aço S355 são classe 3 enquanto que os perfis HEB300 com aço S355 são classificados como classe 1. Todos os restantes elementos são classe 1. Para otimizar a resposta da estrutura, as juntas rotuladas inicialmente dimensionadas podem ser substituídas por juntas dúcteis semi-rígidas como descrito na Secção 8.8.4.1, em que o método do caminho de carga alternativo é aplicado (E.A. II.4.1 7 SS/NS). Isto irá permitir a formação de rótulas plásticas nas juntas e dissipar parte da energia induzida pela ação sísmica. 				<p>Manual de dimensionamento § 4.5</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p>

8.7.4.2 Dimensionamento sísmico utilizando uma análise numérica avançada (perigos múltiplos) (SS/S)

 Exemplo de Aplicação	Título	Dimensionamento sísmico utilizando uma análise numérica avançada (perigos múltiplos)		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	I.5.2 / SS/S		
<p>Exemplo: Dimensionamento de uma estrutura metálica para cenários de múltiplos perigos utilizando uma análise numérica avançada</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento de uma estrutura metálica considerando eventos de multirrisco, ou seja, a falha de uma coluna após um sismo.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento sísmico</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/S); • Ação sísmica A_{Ed} correspondente ao ULS (ver seção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento sísmico</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.3 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definição do cenário de perigo</u></p> <p>Depois de a estrutura ser submetida a um sismo, uma coluna pode ser perdida, tornando a estrutura vulnerável a perigos subsequentes. Em seguida, este procedimento é aplicado para verificar a capacidade de a estrutura resistir ao colapso progressivo utilizando a abordagem da perda de coluna.</p> <p><i>Fase 1: Análise sísmica</i> – A estrutura é submetida a um sismo.</p> <p><i>Fase 2: Cenários de perda de coluna:</i> As colunas perdidas estão localizadas em A1, A2, A4, B1, B' (Figura 71) – assume-se que estas são perdidas uma de cada vez.</p>				Manual de dimensionamento § 4.5 Manual de dimensionamento § 8.2

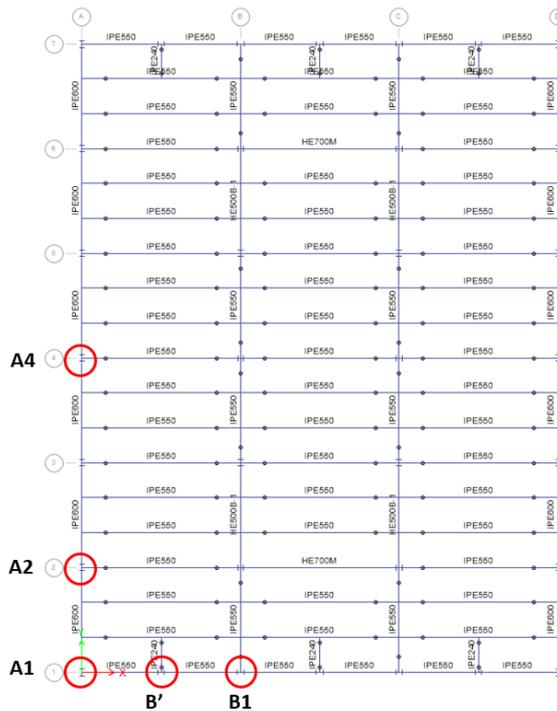


Figura 71. Posição das colunas a serem removidas após o sismo

Análise estrutural

A análise sísmica é realizada utilizando uma análise “push-over” e a avaliação dos danos é efetuada através do método N2 (EN 1998). Depois de serem aplicadas as cargas gravíticas, a estrutura é submetida a um aumento monótono das forças laterais, representando as forças de inércia que seriam experienciadas pela estrutura quando submetida a tremores do solo. Sob cargas incrementais aumentadas, alguns elementos estruturais podem ceder. Consequentemente, depois de formadas as rótulas plásticas, a estrutura perde rigidez e capacidade de carga. Para avaliar as exigências sísmicas para ULS, a estrutura é forçada ao seu deslocamento superior D_t . A Figura 72 representa as curvas de capacidade para as direções transversal e longitudinal e os pontos para ULS e DL. Enquanto a Figura 73 mostra os mecanismos plásticos de rotura para as direções transversal e longitudinal. Nenhuma rótula plástica é formada nos pórticos de perímetro resistentes a momento, seja na direção X ou Y para ULS, apenas nos pórticos contraventados.

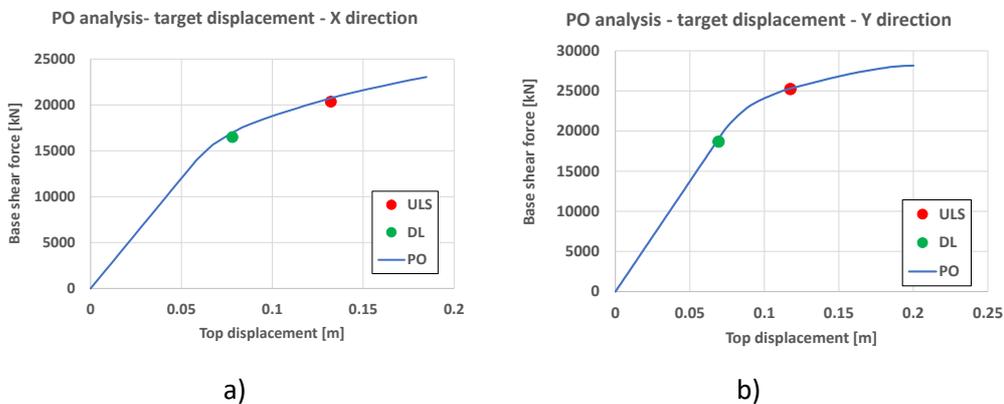


Figura 72. Análise sísmica: a) Curva “push-over” com a posição do ponto alvo – direção X; b) Curva “push-over” com a posição do ponto alvo – direção Y

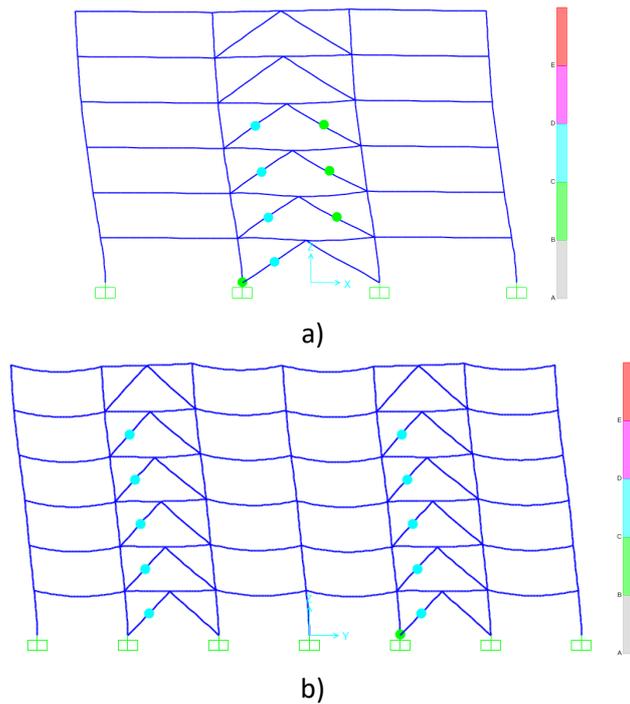


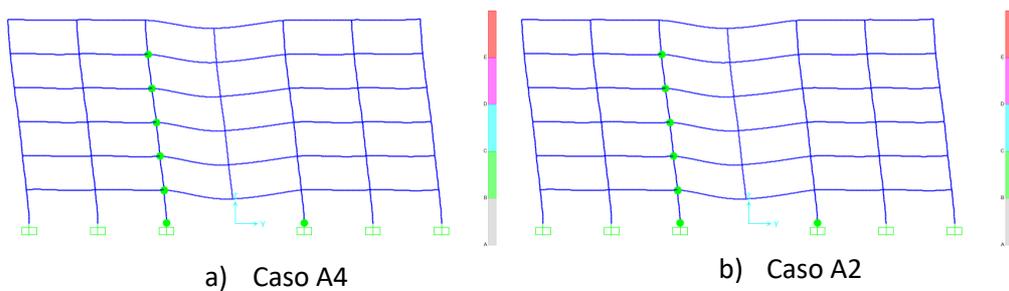
Figura 73. Análise sísmica: a) Mecanismo plástico em D_t para ULS – atual pórtico transversal; b) Mecanismo plástico em D_t para ULS – atual pórtico longitudinal

Remoção da coluna após o sismo

Cinco cenários de remoção são considerados, ou seja, colunas de perímetro, colunas de fachada mais próximas do canto e colunas de canto localizadas no piso térreo. Os cenários englobam colunas ao longo da fachada longa e curta. A avaliação da resistência ao colapso progressivo é realizada utilizando o método do caminho de carga alternativo (ALP) e o procedimento não-linear dinâmico (NDP), de acordo com as normas UFC 4-023-03. As cargas gravíticas são aplicadas na primeira fase; depois, na segunda fase, o elemento é removido quase instantaneamente (duração da remoção de 0.005 segundos).

Resultados

Em seguida, é apresentada a formação dos mecanismos plásticos que ocorrem nos pórticos de perímetro nos cenários referidos acima. Para cada caso, são apresentados os mecanismos plásticos (Figura 74a) a Figura 74e) e o histórico do deslocamento vertical acima da coluna removida (Figura 75).



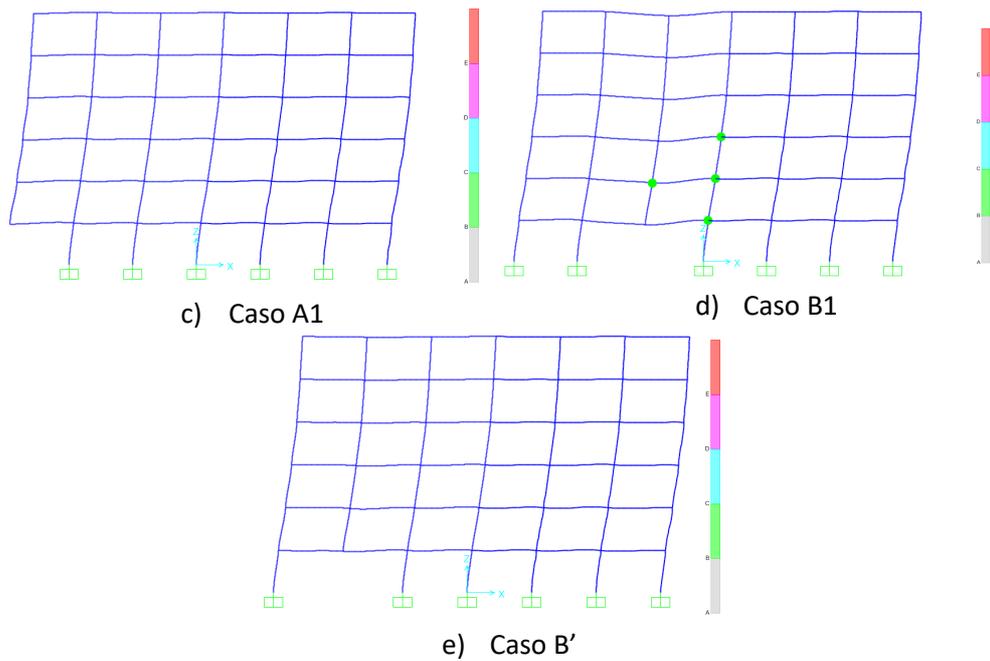


Figura 74. Mecanismos plásticos depois de removida a coluna para os cenários considerados

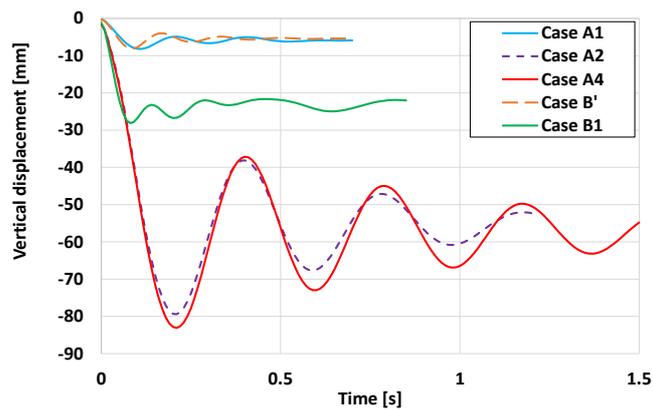


Figura 75. Deslocamento vertical em função do tempo para os cenários de remoção de coluna

Conclusões

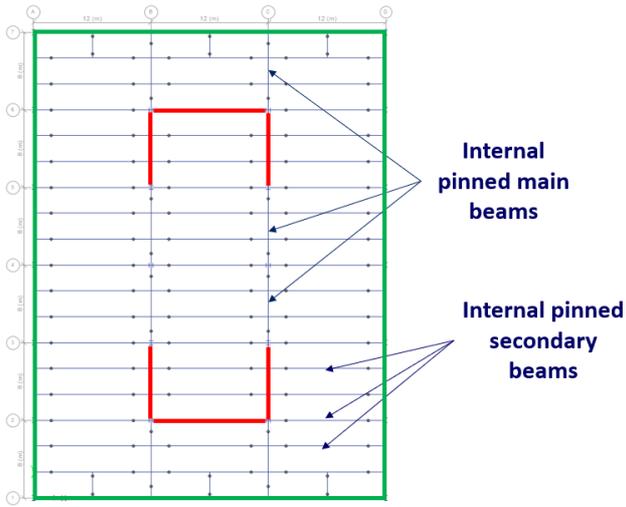
- Pode-se concluir que a estrutura possui capacidade para resistir ao colapso progressivo mesmo com a perda de uma coluna após o sismo.
- O nível de danos nos elementos (dado pelo nível de deformação plástica nas rótulas plásticas) é pequeno.
- Outro objetivo de desempenho (por exemplo, prevenção de colapso) pode ser aplicado para avaliar o comportamento estrutural.

Fluxograma
 Figura 3 – Caixa
 B.5 → Fim do
 dimensionament
 o

8.8 Eventos excepcionais não identificados

8.8.1 Abordagem prescritiva (método da amarração)

8.8.1.1 Dimensionamento para ameaças não identificadas usando a abordagem prescritiva – método da amarração (SS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem prescritiva		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por:	UPT
	Documento ref.	II.1.1 / SS/S		Data: 06/2021
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona sísmica utilizando a abordagem prescritiva (método da amarração)</p> <p>Este exemplo mostra a aplicação do método da amarração para vigas e ligações (amarração horizontal).</p> <p>A amarração vertical também deveria ter sido verificada, no entanto, esta verificação não é realizada no âmbito deste exemplo de aplicação. A verificação da amarração vertical é efetuada no E.A. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/S); • Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Definição da carga de tração</u></p>				Manual de dimensionamento § 5.3.1
				Manual de dimensionamento § 8.2
<p>Figura 76. Amarrações horizontais consideradas para utilizar o método prescritivo – SS/S</p>				Eq. A1 e Eq. A2 de (EN 1991-1-7 2006)
<p>Amarrações horizontais</p>				

- para amarrações internas: $T_i = 0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$ or 75 kN, o maior valor
- para amarrações de perímetro: $T_p = 0.4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$ or 75 kN, o maior valor

Cálculo

- Vigas secundárias internas rotuladas (IPE550, todas na direção curta, ver Figura 77 para a configuração da junta)

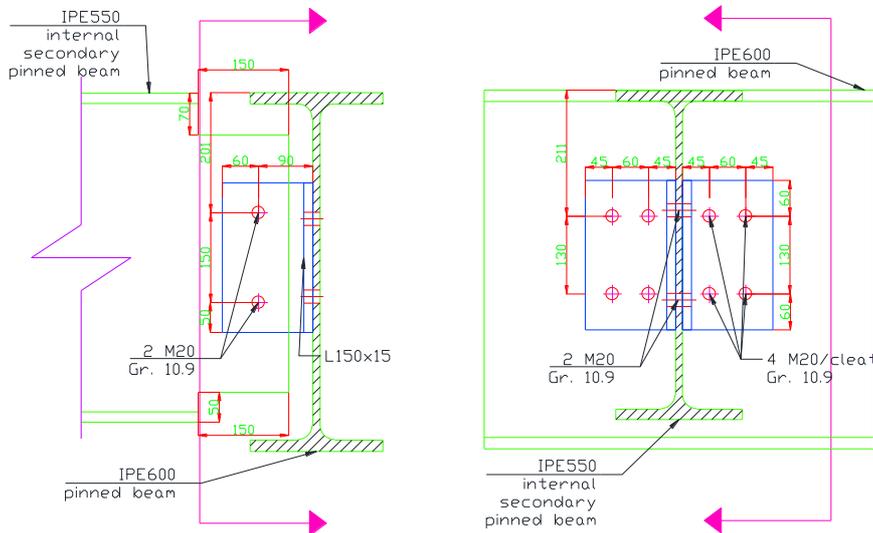


Figura 77. Configuração da junta para a ligação rotulada de uma viga secundária

Espaçamento entre amarrações (vigas secundárias)

$$s = 2.66 \text{ m}$$

Vão da amarração

$$L = 12 \text{ m}$$

Carga de tração de dimensionamento para amarrações internas

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}] = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12; 75 \text{ kN}] = 166 \text{ kN}$$

- Vigas principais rotuladas (IPE550, todas na direção longa, ver Figura 78 para a configuração da junta)

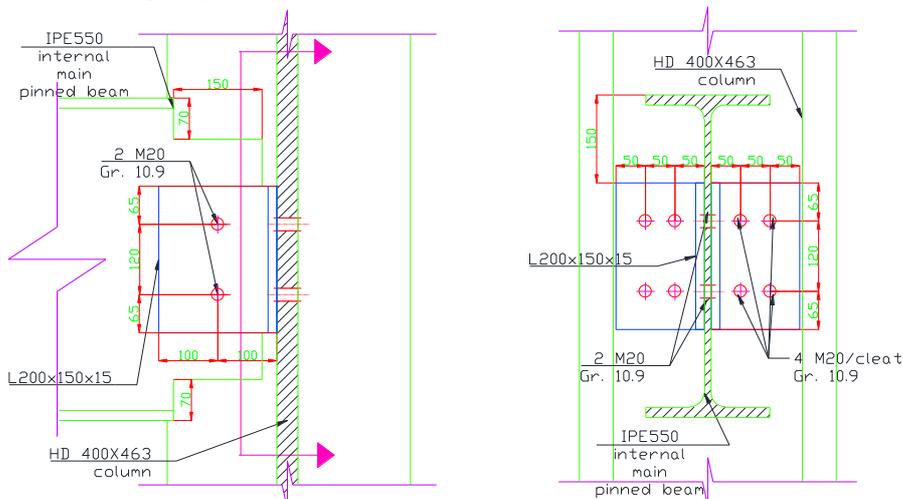


Figura 78. Configuração da junta para a ligação rotulada de uma viga principal

Espaçamento entre amarrações
(vigas principais)

$$s = 12m$$

Vão da amarração

$$L = 8 m$$

Carga de tração de dimensionamento para amarrações internas

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8; 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$

Resultados

As resistências ao corte transversal e os UFs para as ligações das amarrações internas consideradas para a verificação são apresentadas na Tabela 33.

Tabela 33 Verificação da ligação para forças de amarração de acordo com o método prescritivo

Elemento	Força de amarração (kN)	Resistência ao corte transversal (kN)	Modo de rotura	UF (-)
Vigas secundárias internas rotuladas	166	392	Viga secundária em flexão	0.42
Vigas principais internas rotuladas	499.2	392	Viga principal – parafusos ao corte	1.99

Nota: A capacidade da ligação à tração nas extremidades das vigas secundárias foi verificada sem nenhuma verificação para a viga principal. É necessário cuidado, uma vez que a alma da viga principal pode tornar-se o componente crítico.

Conclusões

Para as ligações das vigas secundárias internas rotuladas, um UF de 0.42 resulta num dimensionamento apropriado.

No caso das ligações das vigas principais internas rotuladas, um UF de 1.99 requer um redimensionamento da junta.

Consequentemente, foi adicionada uma linha de parafusos (3 linhas no total). A resistência ao corte é aumentada para **588 kN** que resulta num UF de 0.85 para a ligação – ver Figura 79 para o redimensionamento da configuração.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa C.4 → Fim do dimensionamento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa C.4 → C.2

Fluxograma
Figura 3 – Caixa C.4 → Fim do dimensionamento

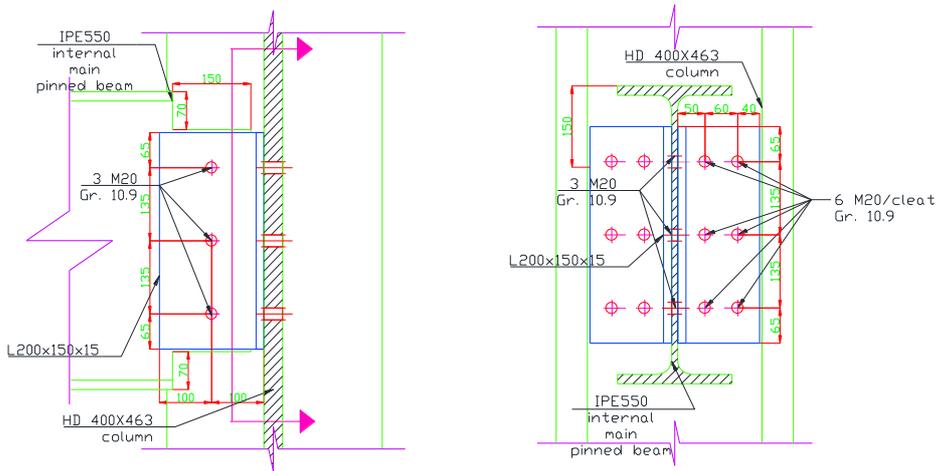


Figura 79. Configuração da junta da ligação rotulada para uma viga principal

8.8.1.2 Dimensionamento para ameaças não identificadas usando a abordagem prescritiva – método da amarração (CS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem prescritiva		1 de 2 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	II.1.2 / CS/S		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura mista utilizando o método prescritivo (método da amarração)</p> <p>Este exemplo mostra a aplicação do método da amarração para vigas e ligações (amarração horizontal).</p> <p>A amarração vertical também deveria ter sido verificada, no entanto, esta verificação não é realizada no âmbito deste exemplo de aplicação. A verificação da amarração vertical é efetuada no E.A. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento acidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/S); • Não é considerada nenhuma ação acidental específica. <p><u>Definição da carga de tração</u></p> <p>A verificação é realizada de forma semelhante ao E.A. II.1.1 / SS/S para as vigas principais. Adicionalmente, a armadura longitudinal no comprimento efetivo da viga é considerada.</p> <p><u>Cálculo</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Vigas principais internas rotuladas <p>Espaçamento entre amarrações (vigas principais) $s = 12\text{ m}$</p> <p>Vão da amarração $L = 8\text{ m}$</p> <p>Carga de tração de dimensionamento para amarrações internas</p> $T_i = \max[0.8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L; 75\text{ kN}] = \max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8; 75\text{ kN}]$ $= 499.2\text{ kN}$				<p>Manual de dimensionamento § 5.3.1</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p>

A resistência a forças axiais da ligação da viga principal é dada pela soma da força de tração transferida pelos parafusos e da força de tração transferida pela armadura longitudinal no comprimento efetivo da laje de betão armado.

Resultados

$N_u = 392 \text{ kN} + 73 \text{ kN} = 465 < T_i = 499.2 \text{ kN} \rightarrow$ É necessário o redimensionamento da ligação.

Assim, foram estabelecidos 3 parafusos M20 classe 10.9 em vez de 2, como representado na Figura 81 para o exemplo de aplicação anterior.

$N_u^* = 661 \text{ kN} > T_i = 499.2 \text{ kN}$, UF = 0.76

Conclusões

Todas as vigas principais internas rotuladas e as suas ligações cumprem a verificação requerida para as forças de amarração com as alterações limitadas exigidas no dimensionamento.

Conforme anteriormente referido no E.A. II.1.1 / SS/S, pode concluir-se que o dimensionamento para cargas gravíticas pode ser insuficiente para requisitos em termos de forças de amarração no caso de áreas de influência grandes.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.5 \rightarrow
Redimensiona
mento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.4 \rightarrow
Fim do
dimensioname
nto

8.8.1.3 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem prescritiva – método da amarração (SS/NS)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem prescritiva		1 de 4 páginas																																			
	Estrutura	Estrutura metálica em zona não sísmica	Realizado por:	F+W																																			
	Documento ref.	II.1.3 / SS/NS			Data: 06/2021																																		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona não sísmica utilizando a abordagem prescritiva (método da amarração)</p> <p>Este exemplo mostra a aplicação do método da amarração para vigas e ligações (amarração horizontal e vertical).</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/NS); Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Definição da carga de tração</u></p> <p>Nesta abordagem, apenas as cargas de superfície são consideradas. As cargas lineares (cargas de fachada) são consideradas convertendo-as em cargas de superfície para amarrações exteriores.</p> <p><u>Cálculo</u></p> <p>As forças de amarração horizontal e vertical estão detalhadas nas Tabelas abaixo. De referir que apenas os elementos ao longo do pórtico são definidos como amarrações, pelo que as juntas viga-viga não estão sujeitas a forças de amarração.</p> <p>Tabela 34. Forças de amarração horizontal de acordo com a abordagem prescritiva – SS/NS</p>				<p>Manual de dimensionamento § 5.3.1</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p>																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">External tie</th> <th colspan="2">Internal tie</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s</td> <td>8 m</td> <td>s</td> <td>8 m</td> </tr> <tr> <td>L</td> <td>12 m</td> <td>L</td> <td>12 m</td> </tr> <tr> <td>ψ</td> <td>0,5</td> <td>ψ</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>g_k</td> <td>5 kN/m²</td> <td>g_k</td> <td>5 kN/m²</td> </tr> <tr> <td>q_k</td> <td>3 kN/m²</td> <td>q_k</td> <td>3 kN/m²</td> </tr> <tr> <td>g_k facade</td> <td>4 kN/m</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>g_k facade equ.</td> <td>0,5 kN/m²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>T_e</td> <td>268,8 kN</td> <td>T_i</td> <td>499,2 kN</td> </tr> </tbody> </table>		External tie		Internal tie		s	8 m	s	8 m	L	12 m	L	12 m	ψ	0,5	ψ	0,5	g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²	g_k facade	4 kN/m			g_k facade equ.	0,5 kN/m ²			T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN		
External tie		Internal tie																																					
s	8 m	s	8 m																																				
L	12 m	L	12 m																																				
ψ	0,5	ψ	0,5																																				
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²																																				
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²																																				
g_k facade	4 kN/m																																						
g_k facade equ.	0,5 kN/m ²																																						
T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN																																				

Tabela 35. Forças de amarração vertical de acordo com a abordagem prescritiva – SS/NS

External tie (HEB360)		Internal tie (HEM300)	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²
g_{IPE600}	1,22 kN/m	g_{IPE600}	1,22 kN/m
g_{IPE500}	0,907 kN/m	g_{IPE550}	1,06 kN/m
g_{IPE550}	1,06 kN/m	g_{HEM300}	2,38 kN/m
g_{HEB360}	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
g_k facade	4 kN/m		
T_e	400,5 kN	T_i	694,2 kN

Verificação da estrutura

- Verificação dos elementos

Os elementos de amarração devem ser verificados quando submetidos a forças de amarração assumindo que estas são aplicadas isoladamente. Consequentemente, estes são facilmente verificados comparando a sua resistência axial plástica $N_{pl,Rd}$ com as forças de amarração T_e or T_i . Todos os elementos de amarração têm uma resistência axial plástica superior às forças de amarração aplicadas; os detalhes dos cálculos não são reportados aqui.

- Verificação das juntas

A posição das juntas na estrutura é indicada na Figura 54. As emendas das colunas (Figura 80) são caracterizadas utilizando o método das componentes. As juntas com chapa de gusset (“fin plate” – Figura 83) são realizadas de acordo com (ECCS, 2009). Os resultados são apresentados na Tabela 36.

Como pode ser observado através da Tabela 36, as juntas B1, B3, C2w, D3s, D3w e 3-3 não possuem resistência suficiente para suportar as forças de amarração de acordo com a abordagem prescritiva.

De notar que, para configurações viga-coluna duplas (em ambos os lados) sobre o eixo fraco, a componente “alma da coluna em flexão” é considerada como não ativa, uma vez que esta componente é considerada quando caracterizada a configuração viga-coluna simples sobre o eixo fraco.

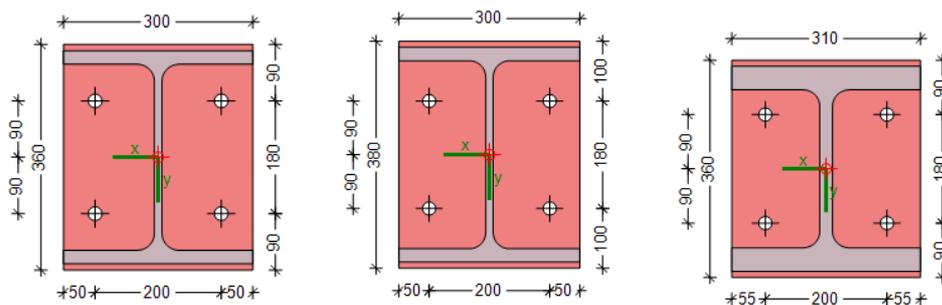
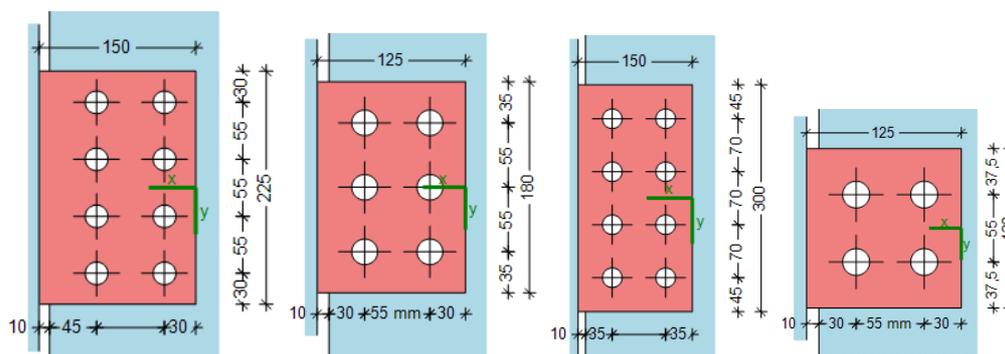


Figura 80. Emendas de coluna com: 4xM20 (esquerda: 1-1, centro: 2-2, direita: 3-3) – chapa de extremidade 15 mm de espessura e aço S355 – parafusos 10.9 – soldaduras: banzos 5 mm e alma 4 mm



a) 8xM20

b) 6M20

c) 8M24

d) 4M20

Figura 81. Juntas viga-coluna com chapa de gusset (“Fin plate”): (a) A-1w, b) A1s, A2, B1, B3, c) C-2w, C-3w, d) D-3s, D-3w) – chapa com 10 mm de espessura e aço S355 – parafusos 10.9 – soldaduras: 6 mm para as chapas de gusset

Tabela 36. Verificação das juntas para forças de amarração de acordo com a abordagem prescritiva

Posição s = eixo forte w = eixo fraco	Força de amarração (kN)	Modo de rotura	UF
A1s / A2	268.8	Chapa de gusset em flexão	0.63
A1w	268.8	Alma da coluna em flexão	0.73
B1 / B3	499.2	Chapa de gusset em esmagamento	1.16
C2w	499.2	Alma da coluna em flexão	1.15
C3w	499.2	Chapa de gusset em esmagamento	0.67
D3s/D3w	499.2	Alma da viga em esmagamento	2.02
D3w	90	Alma da viga em esmagamento	0.88
1-1 / 2-2	400.5	Chapa de extremidade em flexão	0.88
3-3	694.2	Chapa de extremidade em flexão	1.31

Redimensionamento da estrutura

O redimensionamento das ligações B1, B3, C2w, D3s, D3w, e 3-3 consiste em:

B1/B3 : ligeira modificação da geometria da chapa de gusset;

Fluxograma
Figura 3 – Caixa

- C2w :** Adição de soldadura na alma da coluna;
- D3s/D3w :** Adição de 2 parafusos e modificação da geometria da chapa de gusset;
- 3-3 :** Parafusos M24 (em vez de M20) e 20 mm de espessura para a chapa de extremidade em vez de 15 mm.

C.5
Caixa C.2

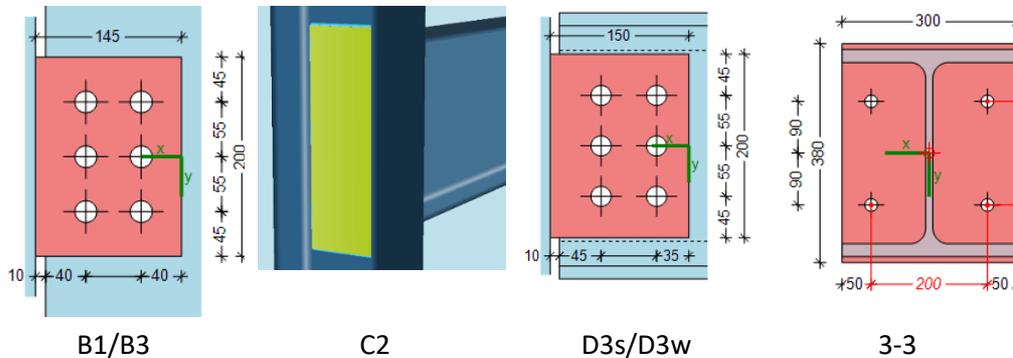


Figura 82. Redimensionamento das juntas de forma a cumprir as verificações das forças de amarração de acordo com a abordagem prescritiva

Os fatores de utilização atualizados para as juntas estão resumidos na Tabela 37.

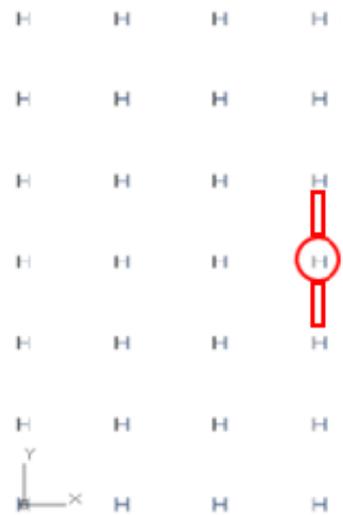
Tabela 37. Verificação do redimensionamento das juntas para as forças de amarração de acordo com a abordagem prescritiva

Posição s = eixo forte w = eixo fraco	Força de amarração (kN)	Modo de rotura	UF
B1 / B3	499.2	Chapa de gusset à tração (área útil)	0.93
C2w	499.2	Alma da coluna em flexão	0.88
D3s/D3w	499.2	Alma da viga à tração (área útil)	1.03
3-3	694.2	Chapa de extremidade em flexão	0.83

A verificação da junta D3s/D3w é excedida em 3%. Esta pequena excedência é aceitável e geralmente utilizada na prática. Uma solução para cumprir esta verificação poderia passar pela substituição das vigas HEA300 por secções HEB300. Esta solução pode ser também um aprimoramento ao comportamento pós-crítico no caso de perda de uma coluna, uma vez que o perfil HEB300 com classe de aço S355 é classe 1, enquanto o perfil HEA300 é classe 3.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.4 →
Fim do
dimensionamento

8.8.1.4 Dimensionamento para ameaças não identificadas usando a abordagem prescritiva – método da amarração (CS/NS)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem prescritiva		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona não sísmica	Realizado por:	AM
	Documento ref.	II.1.4 / CS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura mista em zona não sísmica utilizando a abordagem prescritiva (método da amarração)</p> <p>Este exemplo mostra a aplicação do método da amarração para vigas e ligações (amarração horizontal).</p> <p>A amarração vertical também deveria ter sido verificada, no entanto, esta verificação não é realizada no âmbito deste exemplo de aplicação. A verificação da amarração vertical é efetuada no E.A. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/NS); • Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Definição da carga de tração</u></p> <p>Neste exemplo os cálculos são efetuados para as vigas ligadas à coluna localizada no centro da fachada longa do edifício – ver Figura 83.</p>				Manual de dimensionamento § 5.3.1
				Manual de dimensionamento § 8.2
<p>Figura 83. Vigas consideradas para o método prescritivo– CS/NS</p>				

Cálculo

Para estruturas porticadas, as forças de tração mínimas a serem resistidas por uma amarração horizontal efetiva, podem ser estimadas através dos seguintes cálculos:

- Amarração horizontal

Ação permanente $g_k = 5 \frac{kN}{m^2}$

Ação variável $q_k = 3 \frac{kN}{m^2}$

Fator de carga para o piso do escritório $\Psi = 0.5$

Espaçamento entre amarrações (vigas principais) $s = 12 m$

Vão da amarração $L = 8 m$

Carga de tração de dimensionamento para amarrações internas

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 499.2 kN$$

Carga de tração de dimensionamento para amarrações de perímetro

$$T_p = \max[0.4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$$

$$= \max[0.4 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 249.6 kN$$

Área da secção transversal: vigas internas (IP360) $A_{s,i} = 7270 mm^2$

Área da secção transversal: vigas de perímetro (IP450) $A_{s,p} = 9880 mm^2$

Resistência plástica das vigas internas $N_{pl,i} = A_{s,i} \cdot f_y = 7270 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 2581 kN$

Resistência plástica das vigas de perímetro $N_{pl,p} = A_{s,p} \cdot f_y = 9880 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 3507.4 kN$

Verificação de utilidade – vigas internas $U_i = \frac{T_i}{N_{pl,i}} = \frac{499.2}{2581} = 0.19$

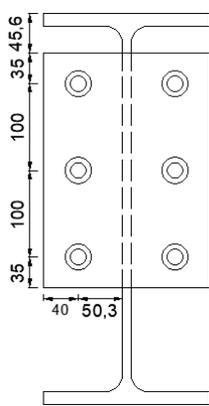
Verificação de utilidade – vigas de perímetro $U_p = \frac{T_p}{N_{pl,p}} = \frac{249.6}{3507.4} = 0.07$

Os cálculos mostram que as vigas possuem capacidade para suportar as cargas de tração definidas nas normas.

As juntas nas extremidades das vigas também devem ser capazes de resistir às forças de amarração calculadas anteriormente. Duas soluções de juntas diferentes foram

consideradas para a ligação viga-coluna: junta com chapa de extremidade e junta com chapa de gusset (“fin plate”).

Chapa de extremidade



Parafusos:

M16 Gr.8.8 (6 parafusos)

Chapa:

Espessura $t_p =$

10mm

Altura $h_p = 270mm$

Largura $b_p =$

190mm

Soldadura $a_w =$

2X6mm

Chapa de gusset

Parafusos:

M20 Gr.8.8 (4 parafusos)

Chapa:

Espessura $t_p = 10mm$

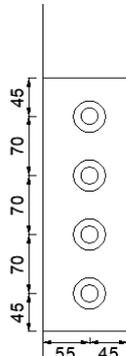
Altura $h_p = 300mm$

Largura $b_p =$

100mm

Soldadura $a_w =$

2X6mm



A verificação das ligações acima mencionadas, foi feita de acordo com o Anexo A.5.

Parafusos à tração	$N_{u1} = 602.88 kN$	Parafusos à tração	$N_{u1} = 376.32 kN$
Chapa de extremidade em flexão	$N_{u2} = 271.17 kN$	Chapa de gusset ao esmagamento	$N_{u2} = 512.73 kN$
Elemento de suporte à tração	$N_{u3} = 383.08 kN$	Chapa de gusset à tração: área bruta	$N_{u2} = 1128.00 kN$
Alma da viga à tração	$N_{u4} = 954.29 kN$	Chapa de gusset à tração: área útil	$N_{u4} = 717.41 kN$
Resistência de amarração da junta	$N_u = 271.17 kN$	Alma da viga ao esmagamento	$N_{u5} = 481.96 kN$
		Alma da viga à tração: área bruta	$N_{u6} = 1060.32 kN$
		Alma da viga à tração: área útil	$N_{u7} = 674.36 N$
		Elemento de suporte em flexão	$N_{u8} = 350.99 N$

Resistência de amarração da junta $N_u = 350.99 \text{ kN}$

Resultados

Verificação de utilidade de $U = \frac{T_p}{N_u} = 0.92$ Verificação de utilidade de $U = \frac{T_p}{N_u} = 0.71$

Conclusões

Os cálculos mostram que as vigas possuem capacidade para as cargas de tração definidas nas normas.

É possível observar que as juntas foram calculadas assumindo ligações rotuladas, ou seja, desprezando as possíveis ações mistas que podem ser desenvolvidas ao nível destas juntas. Esta abordagem é considerada do lado da segurança se a ductilidade for garantida, o que é o caso. De fato, as armaduras ao nível das juntas podem atuar como elementos de amarração se a disposição das armaduras for contínua ao longo do piso do edifício e a sua contribuição pode ser simplesmente adicionada à resistência da junta.

Tabela 38 Verificação das juntas de acordo com o método da amarração – CS/NS

Tipo	ULS UF	Amarração UF	Observações
Chapa de extremidade	0.73	0.92	Grupo de parafusos / Chapa de extremidade em flexão
Chapa de gusset	0.71	0.71	Grupo de parafusos / Elemento de suporte em flexão

De acordo com a Tabela 38, é possível concluir que neste exemplo, utilizando uma ligação direcionada para um dimensionamento básico com 70% de utilidade, é uma abordagem adequada, quando realizado um pré-dimensionamento atendendo aos requisitos de amarração.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa C.4 → Fim do dimensionamento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa C.4 → Fim do dimensionamento

8.8.2 Método do elemento chave

8.8.2.1 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o método do elemento chave (CS/NS)

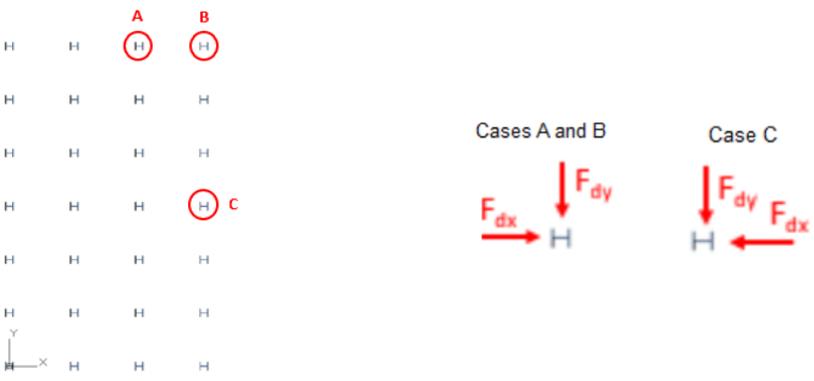
 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o método do elemento chave – abordagem normativa		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona não sísmica	Realizado por:	AM
	Documento ref.	II.2.1 / CS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura mista em zona não sísmica utilizando o método do elemento chave – abordagem normativa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o método do elemento chave.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/NS); Carga accidental A_d (ver secção abaixo). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_d$ <p><u>Definição dos elementos chave</u></p> <p>Neste exemplo, um conjunto de colunas (A, B e C) são identificadas como elementos chave. De acordo com (EN 1991-1-7 2006), a magnitude da ação de dimensionamento accidental para verificar os elementos chave é 34 kN/m^2 aplicada em qualquer direção (individualmente). A Figura 84 representa as colunas que são verificadas utilizando o método do elemento chave.</p>				Manual de dimensionamento § 5.4
				Manual de dimensionamento § 8.2
				EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b
				(EN 1991-1-7 2006)

Figura 84 Colunas consideradas para a verificação utilizando o método do elemento chave - CS/NS

Cálculo

Carga accidental $A_d = 34 \frac{kN}{m^2}$

Comprimento da coluna $l_c = 4 m$

Altura da secção da coluna (Aço; Mista) $h_c = (364; 540) mm$

Largura da secção da coluna (Aço; Mista) $b_c = (371; 450) mm$

Largura do painel na frente da coluna $w_p = 5 m$

Carga pontual (largura do painel) $F_p = A_d \cdot w_p \cdot l_c = 34 \times 5 \times 4 = 680 kN$

Carga pontual (altura da secção) (Aço; Mista) $F_{s.h} = A_d \cdot h_c \cdot l_c = (34 \times 364 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (49.5 ; 61.2) kN$

Carga pontual (largura da secção) (Aço; Mista) $F_{s.w} = A_d \cdot w_c \cdot l_c = (34 \times 371 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (50.46 ; 61.2) kN$

Valor assumido uma vez que este valor não é fixado na EN 1991-1-7

Tabela 39. Cargas accidentais utilizadas para os elementos chave – Colunas metálicas – CS/NS

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	50.46	0
B.1	50.46	0
C.1	680	0

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	49.5

Tabela 40. Cargas accidentais utilizadas para os elementos chave – Colunas mistas – CS/NS

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	61.2	0
B.1	61.2	0
C.1	680	0

Caso	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	61.2

Análise estrutural

As cargas pontuais apresentadas na Tabela 39 são aplicadas diretamente como cargas horizontais no modelo SCIA® (modelo com colunas metálicas) na altura média de cada coluna elemento chave (A, B e C) ao longo de ambos os eixos individualmente, considerando a combinação de carga accidental. Isto constitui uma abordagem segura; uma alternativa poderia ter sido uma melhor consideração da redistribuição atual da força horizontal do painel para a coluna quando A_d é assumido como sendo aplicada ao

painel ou considerando A_d como uma carga linear aplicada ao longo da altura da coluna na outra direção.

Em relação às colunas mistas, a abordagem é semelhante à da análise de impacto (E.A. I.1.4 / CS/NS), utilizando as cargas anteriores e o software A3C®.

Resultados

Tabela 41. UFs e deslocamento para as colunas metálicas – CS/NS

Caso	Secção	Cargas		Suporte inferior	UF (-)		Deslocamento lateral* S355 (mm)
		F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355	S460	
A.1	HD 360x162	50.46	0	Fixo	0.39	0.28	0.7
				Rotulado	0.39	0.28	0.8
A.2	HD 360x162	0	680	Fixo	1.03	0.82	-
				Rotulado	1.25	1.00	-
B.1	HD 360x162	50.46	0	Fixo	0.22	0.16	0.7
				Rotulado	0.23	0.17	0.8
B.2	HD 360x162	0	680	Fixo	0.95	0.75	9.1
				Rotulado	1.14	0.92	-
C.1	HD 360x162	680	0	Fixo	0.68	0.54	5.0
				Rotulado	0.83	0.65	8.1
C.2	HD 360x162	0	49.5	Fixo	0.40	0.29	1.4
				Rotulado	0.42	0.31	1.4

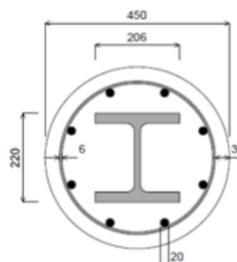
* O deslocamento lateral é aqui apresentado apenas como informação geral, uma vez que nenhuma verificação de deslocamento é requerida neste exemplo.

Tabela 42. UFs para colunas mistas – elementos chave – CS/NS

Caso	Cargas		Suportes: Superior e inferior	UF (-) S355
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		
A.1	61.2	0	Rotulado	0.
A.2	0	680	Rotulado	2.29
B.1	61.2	0	Rotulado	0.24
B.2	0	680	Rotulado	1.84
C.1	680	0	Rotulado	1.34
C.2	0	49.5	Rotulado	0.40

Detalhes das colunas mistas:

- Secção transversal metálica - HE200M
- Betão armado – C30/37
- Armaduras (A500) – $\phi 20$ mm / $\phi 6$ mm



Conclusões

- **Colunas metálicas padrão**

Os resultados apresentados na Tabela 41 mostram que, para colunas metálicas utilizando apoios fixos, a resistência não excede a tensão de cedência (1.03 pode ser admissível).

No entanto, com apoios rotulados para os casos A.2 e B.2 este limite é excedido.

- **Colunas mistas aço-betão**

Em relação às colunas mistas, como apresentado na Tabela 42, os fatores de utilização são consideravelmente superiores, conforme explicado anteriormente para a análise de impacto (E.A. I.1.4 / CS/NS).

De forma geral conclui-se que, para colunas metálicas não mistas, o dimensionamento padrão é capaz de suportar as cargas desenvolvidas, quando a ligação inferior da coluna é fixa. No entanto, as colunas mistas apresentam piores resultados devido ao fato de que a principal contribuição para resistência será o elemento metálico que é substancialmente inferior do que o utilizado no dimensionamento metálico.

Como mostrado anteriormente, a principal melhoria que pode ser efetuada é o aumento da classe do aço para S460; com esta alteração, os fatores de utilização das colunas são inferiores ou iguais a 1.0 para as secções metálicas padrão.

De forma a promover a resposta do elemento chave submetido a A_d , um conjunto de outras medidas pode ser implementado:

- Aumentar o tamanho das secções transversais;
- Dimensionamento considerando condições de apoio mais favoráveis para as juntas;

Uma combinação das soluções anteriores pode ser considerada para as colunas mistas.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.4 →
Fim do
dimensionamento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.2 →
Redimensionamento

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.2 →
Redimensionamento

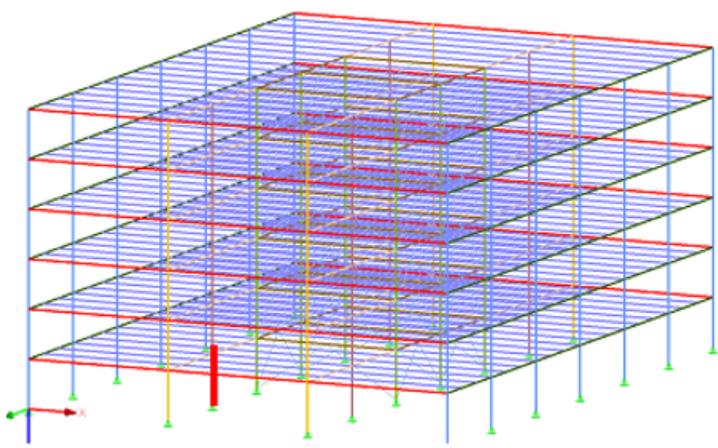
8.8.3 Método de segmentação

8.8.3.1 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o método de segmentação (SS/NS)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para cargas excepcionais não identificadas utilizando o método de segmentação		1 de 1 página
	Estrutura	Estrutura metálica em zona não sísmica	Realizado por:	F+W
	Documento ref.	II.3.1 / SS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona não sísmica utilizando segmentação</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o método de segmentação.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Observações</u></p> <p>O método de segmentação (segmento de fronteira fraco, segmento de fronteira forte) pode ser utilizado sozinho ou em combinação com outras medidas (exemplo, reforço local) ou métodos (exemplo, ALPM). Quando as informações do ALPM indicarem a necessidade de redimensionamento, o método de segmentação pode ser utilizado como uma solução alternativa para limitar a extensão do dano.</p> <p>No caso de um edifício corrente de pequenas dimensões, uma estratégia de fronteira de segmentação fraca pode ser escolhida. Como será destacado a partir dos resultados das abordagens analítica e numérica, as juntas com chapa de gusset rotuladas dimensionadas para ULS, não possuem capacidade para suportar as grandes forças de tração dos efeitos de membrana quando considerado o cenário de perda de coluna. Na prática, estas juntas atuam como “fusíveis” no caso de perda de uma coluna, e o colapso será limitado pela área diretamente afetada pela coluna perdida (limitação de dano horizontal). Se a resposta da junta for dúctil, esta irá desenvolver largas deformações antes do colapso, prevenindo uma rotura frágil repentina.</p>				<p>Manual de dimensionamento § 5.5</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p> <p>Fluxograma Figura 3 – Caixa C.4</p>

8.8.4 Método de caminho de carga alternativo

8.8.4.1 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o ALPM – abordagem analítica (SS/NS)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o ALPM – abordagem analítica		1 de 11 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona não sísmica	Realizado por:	F+W
	Documento ref.	II.4.1 / SS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona não sísmica utilizando o método de caminho de carga alternativo – abordagem analítica</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem analítica do ALPM.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para estrutura SS/NS). <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>A combinação de ações é:</p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definição dos cenários de perda de coluna</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Cenário 1 – Remoção da coluna localizada em B2 				<p>Manual de dimensionamento § 5.3.2</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 85. Perda de coluna assumida (coluna B2)</p>				
<p>Elementos sob investigação</p> <ul style="list-style-type: none"> Viga B1/B3 – IPE550 Viga C2w/C3w – IPE600 				

Hipóteses para as juntas:

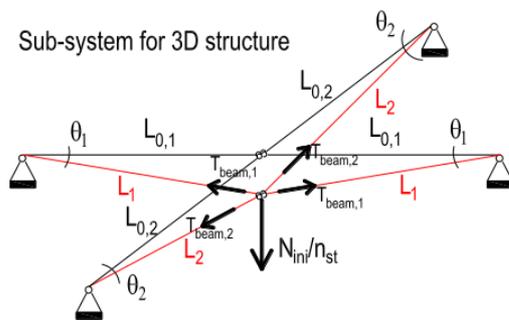
- Solução 1: Juntas simples
- Solução 2: Juntas de resistência parcial

Cálculo

O método aplicado é a abordagem analítica simplificada para estruturas com diafragmas horizontais representado na Secção 5.3.2.

- **Solução 1 – forças de amarração para juntas simples (Secção 5.3.2.2)**

O procedimento consiste em resolver o sistema de 4 equações como representado na Figura 86.



3D Structures with simple joints	
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Eq. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

Figura 86. Sistema de equações da abordagem analítica para juntas simples

A viga com índice 1 é a IPE500, enquanto a viga com índice 2 é a IPE600. A força inicial na coluna N_{ini} é obtida da abordagem numérica considerando o caso de combinação de carga acidental.

Tabela 43. Parâmetros para a abordagem analítica com juntas simples – SS/NS

N_{ini}	n_{st}	E	A_1	$L_{0,1}$	A_2	$L_{0,2}$
4078.51 kN	6	210000 MPa	134 cm ²	12 m	156 cm ²	8 m

Reordenando o sistema de equações e incorporando os valores da Tabela 43, a primeira equação pode ser escrita para $x = \theta_2$ da seguinte forma:

$$17866.67 \tan(x) (1 - \cos(\tan^{-1}(0.67 \tan(x)))) + 31200 \tan(x) (1 - \cos(x)) - 3.24 = 0$$

A solução desta equação é $x = \theta_2 = 0.05485$ rad. Os resultados para as quatro incógnitas estão resumidos na Tabela 44.

Tabela 44. Solução do sistema de equações para a abordagem analítica no cenário 1 – SS/NS

θ_1	θ_2	$T_{beam,1}$ - IPE550	$T_{beam,2}$ - IPE600
0.03659 rad	0.05485 rad	1884 kN	4934 kN

Observações

- Quando comparado com a abordagem numérica – E.A. II.4.5 SS/NS, os resultados obtidos são aproximadamente 8% superiores (1741 kN para o IPE550)

e 4565 kN para o IPE600). No entanto, sabe-se que a abordagem analítica sobrestima as forças de tração, pelo que a ordem de magnitude obtida é coerente e válida as forças de tração obtidas com a abordagem numérica.

- Os resultados indicam que um redimensionamento da estrutura para a robustez é necessário, uma vez que as juntas não são capazes de suportar as cargas significativas (ver E.A. II.1.3 / SS/NS).

- Solução 2 – abordagem alternativa com juntas de resistência parcial**

Conforme mencionado no E.A. II.4.5 / SS/NS, juntas de resistência parcial podem ser uma boa alternativa em relação a juntas rotuladas de forma a aumentar a robustez da estrutura. Para investigar este facto, a junta viga-coluna principal é substituída por uma junta com chapa de extremidade. Todas as juntas possuem parafusos M24 Gr. 10.9 e chapas de extremidade com uma espessura de 15 mm, como representado na Figura 87.

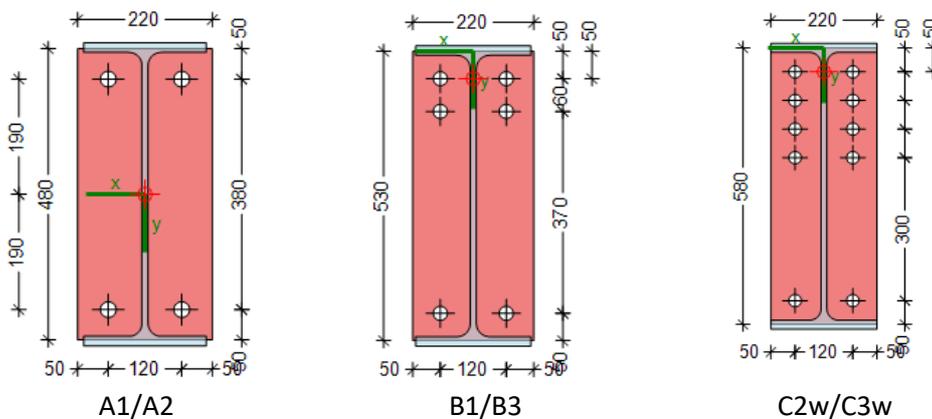


Figura 87. Alternativa com juntas de resistência parcial com chapa de extremidade para a abordagem analítica

Estas juntas semi-rígidas foram dimensionadas para suportar as forças ULS de corte e possíveis interações N-V nos parafusos. De referir que para as juntas viga-coluna aparafusadas no eixo fraco da coluna (através da alma da coluna), é necessária uma peça soldada de forma a reconstruir uma junta do tipo “eixo forte”, como ilustrado na Figura 88.

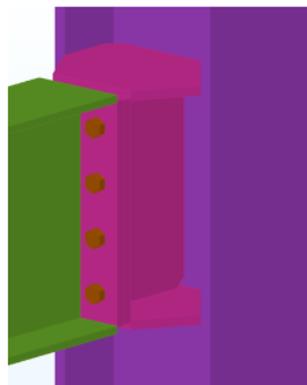


Figura 88. Peça soldada para o eixo fraco da junta com chapa de extremidade (o padrão dos parafusos não é representativo)

O método analítico simplificado com juntas de resistência parcial considera os seguintes efeitos (ver Secção 5.3.2.3):

- Contribuição do mecanismo plástico das vigas;
- Contribuição da laje;
- Contribuição dos efeitos de arco.

Se a soma das contribuições acima não for suficiente, são desenvolvidas largas deformações e os efeitos de membrana nas vigas são ativados de forma semelhante ao do exemplo de junta simples. Dado que isto requer uma maior capacidade rotacional nas juntas, o dimensionamento da robustez será aqui realizado alternativamente, através da otimização das três contribuições acima mencionadas de modo a que nenhum efeito de membrana ocorra.

- Contribuição da laje

A secção transversal e as propriedades da laje estão resumidas na Figura 89 e Tabela 45.

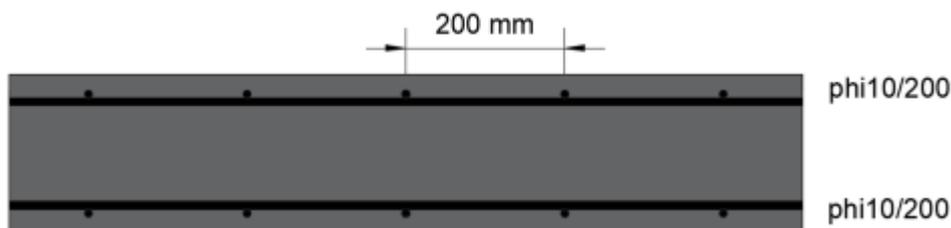


Figura 89. Secção transversal da laje de betão

Tabela 45. Propriedades da laje de betão

Classe do betão	t	c	Aço	A_{sx} (superior e inferior)	A_{sy} (superior e inferior)	M_{Rd} (positivo/negativo)	Modo de rotura
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3.93 cm ² /m	3.93 cm ² /m	26.9 kNm	Cedência das armaduras

A laje é dimensionada para cumprir os requisitos de SLS/ULS. As armaduras são definidas pela armadura construtiva mínima de acordo com DIN EN 1992-1 Cap. 9.

Para o cenário considerado de perda de coluna, o sistema estático da laje de betão sem considerar qualquer restrição proveniente das vigas internas é ilustrado na Figura 90.

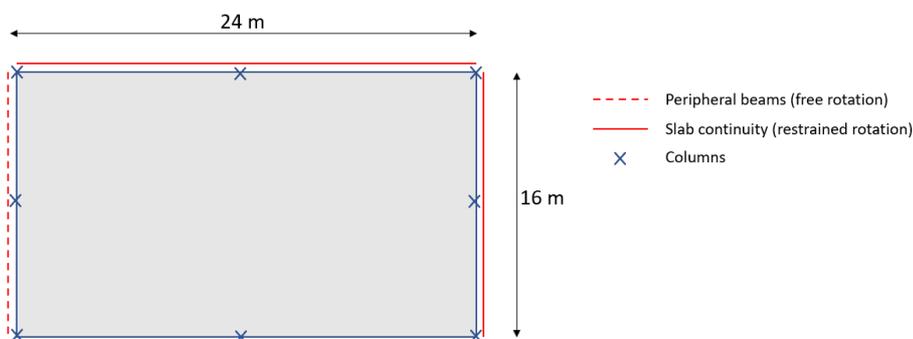


Figure 90. Sistema estático da laje de betão depois da perda de coluna

O carregamento acidental ($1 \times G + 0.5 \times Q$) de 6.5 kN/m^2 (desprezando as cargas da fachada) resulta em grandes momentos fletores para os quais a laje não foi dimensionada, ver Figura 91.

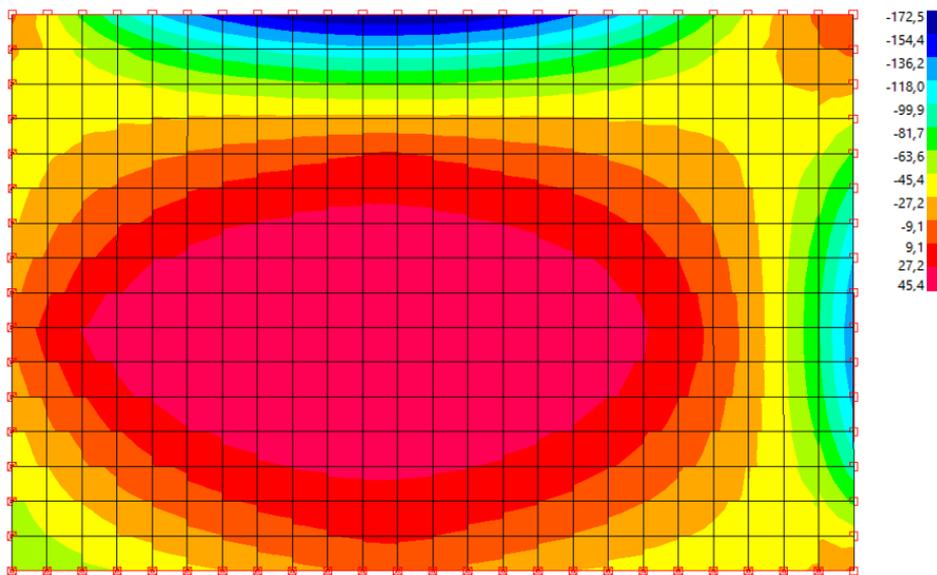


Figura 91. Momento fletor devido ao carregamento acidental na laje de betão depois da perda de coluna ($M_{Ed} = -172.5 \text{ kNm}$)

Consequentemente, a laje de betão não será suficiente para assegurar a robustez da estrutura. No entanto, juntamente com outros efeitos acima listados, a laje continua a contribuir para garantir robustez. Esta contribuição é expressa através da força pontual vertical P_{slab} (onde se perde a coluna) necessária para o desenvolvimento de um mecanismo plástico. Como o modo de rotura da laje é dúctil (cedência das armaduras), a laje será capaz de manter o momento plástico ao longo das linhas de cedência.

O mecanismo plástico é obtido de acordo com o método de Johansen. Dois padrões de rotura foram investigados: um padrão de rotura não circular e outro circular. Ambos os padrões são ilustrados nas figuras seguintes.

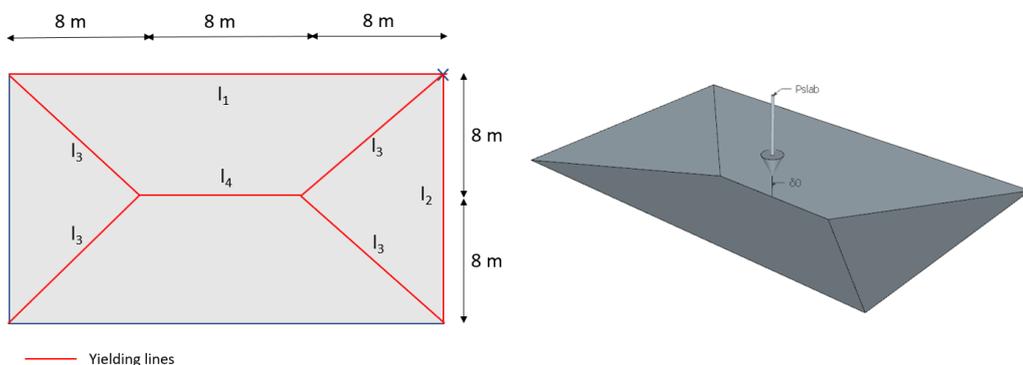


Figura 92. Padrão de mecanismo plástico não circular

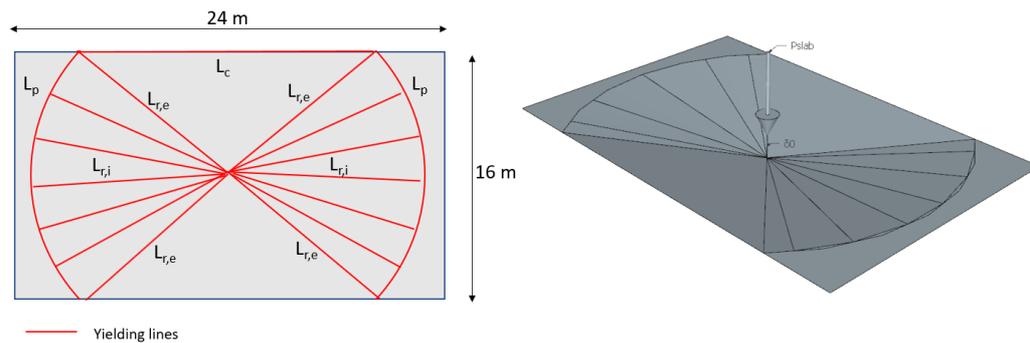


Figura 93. Padrão de mecanismo plástico circular

Usando o princípio dos trabalhos virtuais, são obtidas as seguintes forças:

- Padrão não circular: 313.6 kN
- Padrão circular: 330.4 kN

O valor de $N_{pl,slab}$ é dado pelo mínimo dos valores acima, ou seja, 313.6 kN.

Mais detalhes sobre a derivação destes valores a partir dos mecanismos plásticos são encontrados no cálculo detalhado e em (Vermeylen, 2021).

- Contribuição do mecanismo de viga metálica

Devido ao uso de juntas de resistência parcial, a força vertical associada ao desenvolvimento de um mecanismo de viga plástica devido à formação de rótulas plásticas nas juntas pode ser calculada.

Uma vez que as juntas em ambas as direções são juntas de resistência parcial, esta força é dada pela seguinte equação (adaptada da versão 1D), ver Figura 96 para o mecanismo ilustrado.

$$N_{pl} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,1}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,1}^+}{L_{0,1}} + \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,2}^+}{L_{0,2}}$$

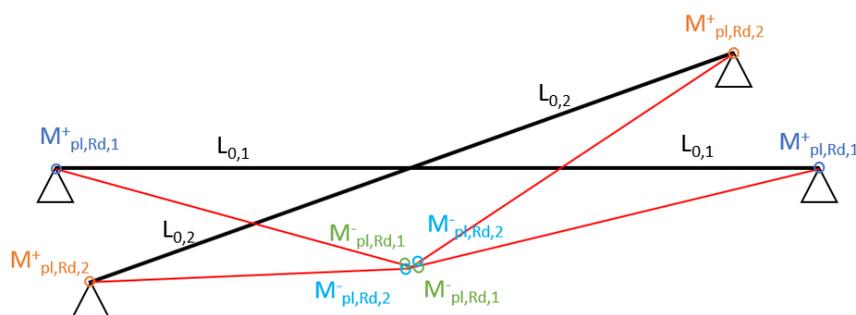


Figura 94. Mecanismo de viga plástica desenvolvido nas vigas com juntas de resistência parcial

As resistências ao momento fletor positivo e negativo das juntas são apresentadas na Tabela 46.

Tabela 46. Momento resistente de juntas de resistência parcial

Junta B1/B3		Junta C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (positivo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (negativo)
306.1 kNm	224.7 kNm	416.6 kNm	305.6 kNm

Com base nestes valores, obtém-se uma força N_{pl} igual a 269 kN.

- Contribuição dos efeitos de arco

Em analogia às secções anteriores, a força pontual vertical N_{arch} necessária para superar o efeito de arco é calculada.

Os efeitos de arco são ativados se a resistência à compressão de qualquer componente ativa do sistema, uma vez que o mecanismo acima foi desenvolvido, não governar, por outras palavras se o modo de rotura da plataforma não é uma componente (ou seja, uma junta ou uma viga) à compressão.

Tabela 47. Modos de rotura das juntas de resistência parcial

Junta	Momento - Negativo / Positivo	Modo de rotura
B1/B3	Momento Positivo (+)	Alma da coluna à compressão
B1/B3	Momento Negativo (-)	Alma da coluna à compressão
C2/C3	Momento Positivo (+)	Alma da coluna à compressão
C2/C3	Momento Negativo (-)	Alma da coluna à compressão

Dado que todas as juntas falham em compressão, nenhum efeito de arco pode ser ativo, de forma que $N_{arch} = 0$ kN.

Verificação da estrutura com juntas de resistência parcial

A contribuição da laje, do mecanismo de viga e do efeito de arco pode ser acumulada, uma vez que a sua ativação requer capacidades de deformação limitadas. A resistência total é então:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN}$$

A ação vertical aplicada quando a coluna é perdida é igual à força axial vertical nas colunas internas e foi estimada em 694.2 kN. Como a soma das resistências de todas as contribuições acima é inferior à força axial vertical, a estrutura não pode ser assumida como robusta.

Isto significa que deslocamentos verticais significativos das partes diretamente afetadas se desenvolvem com o aparecimento de forças de membrana $N_{membrane}$ nas vigas. Estas forças de membrana não podem ser acumuladas com as contribuições da laje e do efeito de arco, uma vez que estas desaparecem quando se atingem grandes deformações.

A contribuição de $N_{membrane}$ requer a adoção de métodos de dimensionamento avançado devido à interação M-N nas juntas. Esta contribuição exigiria capacidades de deformação significativas ao nível das juntas de resistência parcial. Neste tipo de

situação, os níveis de capacidade de deformação necessários não são alcançáveis na maioria dos casos, de modo que esta contribuição não será avaliada aqui.

Como já foi referido acima, juntas dúcteis (juntas com modo de rotura dúctil) são necessárias para a hipótese de formação de rótulas plásticas ao nível das juntas. O modo de rotura das juntas é a alma da coluna em compressão submetida a momento fletor. Dado que esta componente não é considerada dúctil, a junta necessita de ser redimensionada. Esta parte será avaliada posteriormente com o redimensionamento da robustez.

- Redimensionamento da estrutura com juntas de resistência parcial

Antes de proceder ao redimensionamento, deve ser referido que, de uma forma consistente, a utilização de juntas semi-rígidas modificará a distribuição das forças internas na estrutura. Podem surgir menores deslocamentos nas vigas para SLS, pelo que podem ser utilizadas menores secções transversais para as vigas. Mas também surgem momentos flectores nas colunas, pelo que, maiores secções transversais para as colunas podem ser necessárias. No entanto, para edifícios correntes, as secções transversais das colunas não necessitam de ser alteradas devido à restrição adicional proveniente da rigidez da junta viga-coluna. No âmbito deste exemplo de aplicação, a estrutura metálica é mantida como inicialmente (dimensionada com as forças internas com a modelação de junta simples). Modelando as juntas semi-rígidas como rotuladas é uma abordagem segura e válida se as juntas tiverem ductilidade e capacidade de rotação suficiente.

Existem várias formas de atingir os requisitos de robustez, tais como:

- Modificar o dimensionamento da laje para aumentar a contribuição do mecanismo da laje;
- Reforço das juntas numa ou nas duas para aumentar a contribuição do mecanismo da viga;
- Reforço das componentes de compressão para ativar o efeito de arco.

De forma a mostrar a contribuição do efeito de arco na prática, optou-se principalmente por alterar a junta C2/C3 como mostra a figura seguinte.

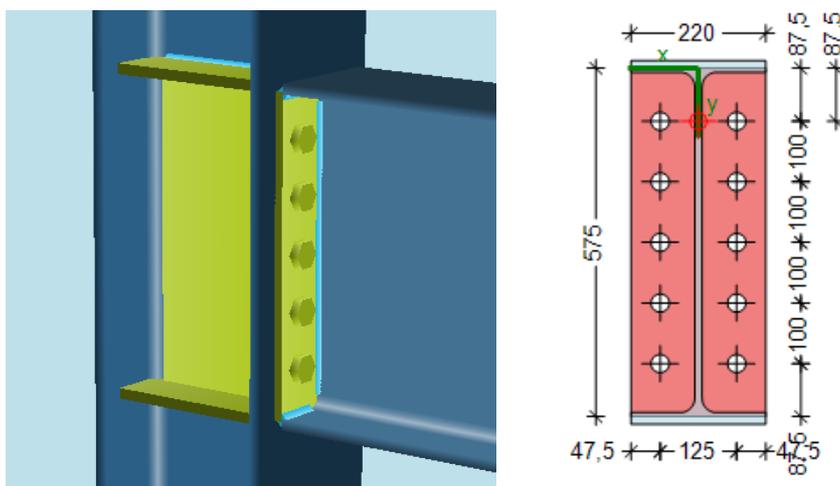


Figura 95. Redimensionamento da junta C2/C3 de forma a cumprir os requisitos de robustez

As modificações são as seguintes:

- Reforços na coluna (com a mesma espessura dos banzos da viga);
- Reforço na alma;
- Alteração da disposição dos parafusos;
- Soldadura dos banzos alterada de 6 para 7 mm.

Os reforços na coluna e na alma são necessários para ativar o efeito de arco (ver abaixo). De referir que, as regras específicas da EN 1993-1-8 para ter em conta as chapas da alma na verificação da junta devem ser cumpridas. Como os momentos fletores positivos e negativos desempenham um papel fundamental no mecanismo da viga assim como no efeito de arco, a disposição assimétrica dos parafusos foi modificada para uma disposição simétrica. Foram escolhidos parafusos M27 (em alternativa aos M24) para cumprir a verificação para ULS em relação à força de corte. Finalmente, as soldaduras de banzo foram aumentadas para por questões de ductilidade.

São necessárias modificações na junta B1/B3 de forma a aumentar a contribuição do mecanismo da viga e alcançar os requisitos de robustez.

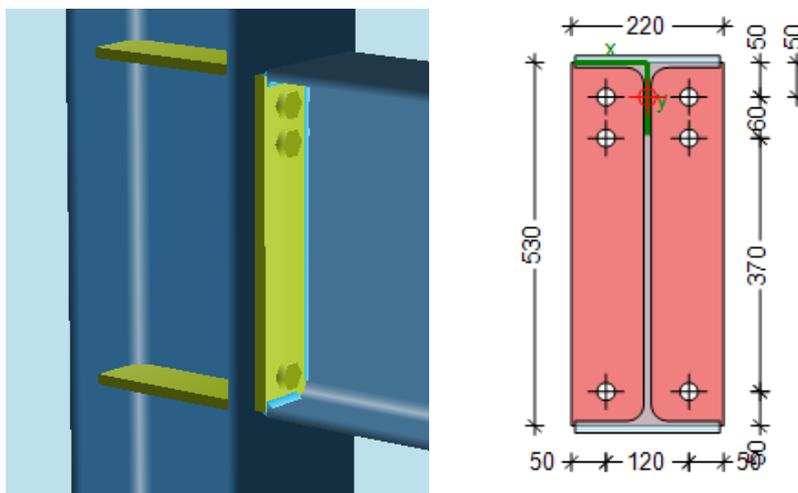


Figura 96. Redimensionamento da junta B1/B3 de forma a cumprir os requisitos de robustez

As modificações são as seguintes:

- Reforços na coluna (com a mesma espessura dos banzos da viga);
- Espessura da chapa de extremidade alterada de 15 para 20 mm;
- Soldadura dos banzos alterada de 6 para 7 mm.

As alterações na junta permitem aumentar a resistência ao momento fletor da junta e consequentemente do mecanismo da viga. A disposição dos parafusos permanece a mesma.

a) Contribuição da laje

Uma vez que não foram efetuadas alterações na laje, a contribuição desta componente permanece inalterada ($N_{slab} = 313.6$ kN).

b) Contribuição do mecanismo da viga

As resistências ao momento fletor positivo e negativo das juntas redimensionadas são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 48. Resistências ao momento fletor das juntas redimensionadas B1/B3 e C2/C3

Junta B1/B3		Junta C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (positivo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (negativo)
368.9 kNm	285.4 kNm	451.3 kNm	451.3 kNm
CWS	CWS	EPB	EPB

A partir destes valores, obtém-se que N_{pl} é igual a 334.7 kN.

c) Contribuição do efeito de arco

Na estrutura deste exemplo, apenas o efeito de arco proveniente da estrutura menor (IPE600 com as juntas C2/C3) é considerado, como ilustrado em duas direções na Figura 97.

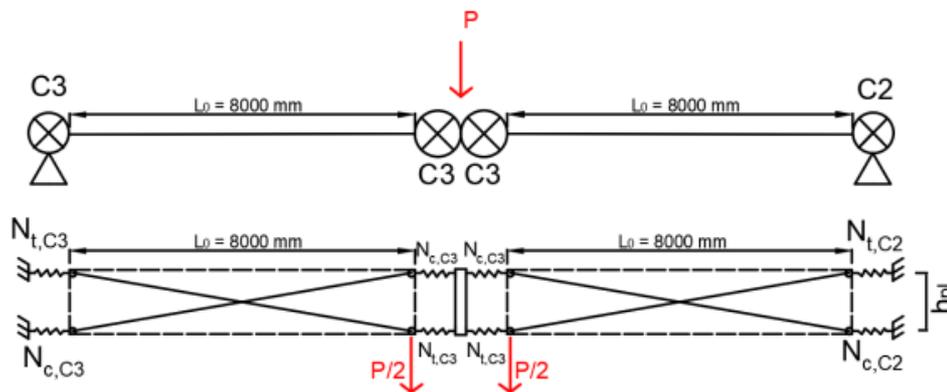


Figura 97. Modelo aplicado para o efeito de arco

De facto, não haverá contribuição da outra direção uma vez que o modo de rotura das juntas B1/B3 é a alma da coluna ao corte. O que significa que assim que o momento resistente destas juntas for atingido, não existe forma de aumentar as forças de tração nas linhas de parafusos para contribuir para um efeito de arco extra.

Para a junta C2/C3 redimensionada, o modo de rotura é a chapa de extremidade em flexão, em que as principais propriedades da junta estão listadas na tabela abaixo. Dado que a junta é simétrica, os valores para momento positivo e negativo são idênticos.

Tabela 49. Propriedades da junta C2/C3

Momento resistente	M_{Rd}	451.3 kNm
Rigidez rotacional inicial	$S_{j,ini}$	114000 kNm/rad
Soma das resistências à tração das linhas de parafusos	F_t	1369.4 kN
Coeficiente de rigidez da componente BFC	k_7	$+\infty$
Coeficiente de rigidez da componente CWS	k_1	9.461 mm
Coeficiente de rigidez da componente BFC	k_2	$+\infty$
Resistência à compressão	F_c	1783 kN

Nota: A resistência à compressão da junta é condicionada pela componente alma da coluna ao corte.

Os resultados intermédios da aplicação do método estão resumidos na Tabela 50. Detalhes mais pormenorizados sobre este método, podem ser obtidos no “Deliverable D2.2” do projeto FAILNOMORE, disponível gratuitamente no site do projeto. Um cálculo semelhante pode também ser encontrado em (Vermeyleen, 2021) para outros parâmetros.

São assumidas as seguintes hipóteses:

- Dado que o IAP é feito de diafragmas, o seu deslocamento lateral é desprezado;
- Como as juntas C2 e C3 são similares, estes são considerados idênticos em termos de rigidez e resistência.

Tabela 50. Parâmetros do método de efeito de arco

Deslocamento vertical da viga	Δ_{beam}	36.9 mm
Deslocamento vertical devido à rotação das juntas	Δ_{joints}	63.3 mm
Deslocamento vertical total devido ao mecanismo da viga	Δ_{pl}	100.3 mm
Soma das cargas de tração na junta quando se forma o mecanismo	F_t	1369.4 kN
Rigidez efetiva de compressão da junta	$k_{eff,c}$	9.461 mm
Encurtamento elástico de compressão da junta	$\delta_{c,el}$	0.689 mm
Comprimento do arco quando o mecanismo plástico se forma (ver Figura 44)	L_D	8017.0 mm
Resistência à compressão da junta	F_c	1783 kN
Encurtamento plástico de compressão da junta na rotura	$\delta_{c,pl}$	0.897 mm
Inclinação do arco na rotura (ver Figura 44)	ϑ	0.062 rad
Resistência à encurvadura do arco (abordagem segura)	$N_{b,Rd}$	231.7 kN

A partir destes valores, obtém-se uma força N_{arch} igual a 51.0 kN.

Esta contribuição pode ser acumulada com as provenientes dos mecanismos plásticos da viga e da laje, uma vez que a ativação deste efeito de arco requer uma capacidade de deformação limitada.

Acumulando todas as contribuições acima descritas, a resistência total é:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3 \text{ kN}$$

A resistência obtida é superior à força axial vertical de 694.2 kN, de modo que a estrutura redimensionada pode agora ser assumida como robusta.

De acordo com o cenário apresentado na Figura 98, a coluna a ser removida encontra-se no piso térreo.

Análise estrutural

Para este método, foi realizada uma análise numérica não linear estática, através de um modelo 3D, com recurso ao software SAP2000. As cargas gravíticas foram atribuídas de acordo com a combinação mencionada anteriormente. O carregamento foi aplicado apenas na zona ligada com a coluna – os primeiros dois pórticos na direção Y e o primeiro pórtico na direção Z. Para além disso, o deslocamento da coluna foi imposto para baixo até atingir a rotura.

Não linearidades geométricas e material (rótulas plásticas) foram consideradas na análise.

A curva “pushdown” para o cenário C1 é a curva PD representada na Figura 101. No eixo vertical, a força foi normalizada com o multiplicador de carga de gravidade ($\lambda=1$ para uma carga aplicada de 1.0 DL + 0.5 LL). A análise foi realizada até atingir a rotura. A carga aplicada foi normalizada em relação ao multiplicador de carga de gravidade λ .

Após realizado o balanço de energia (Izzuddin et al., 2008), a curva pseudo-estática foi determinada e comparada com a curva “pushdown” – curva pseudo-estática na Figura 99.

Ver Secção §5.3.5

Resultados

Os resultados mostram que, para $\lambda=1$, deformações plásticas limitadas na curva pseudo-estática estão representadas na Figura 99.

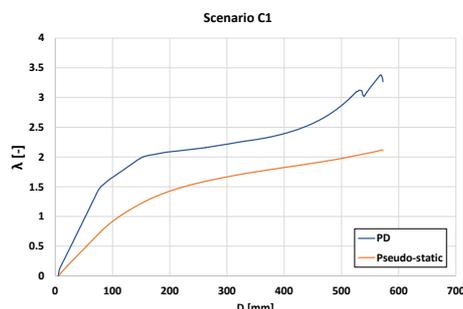


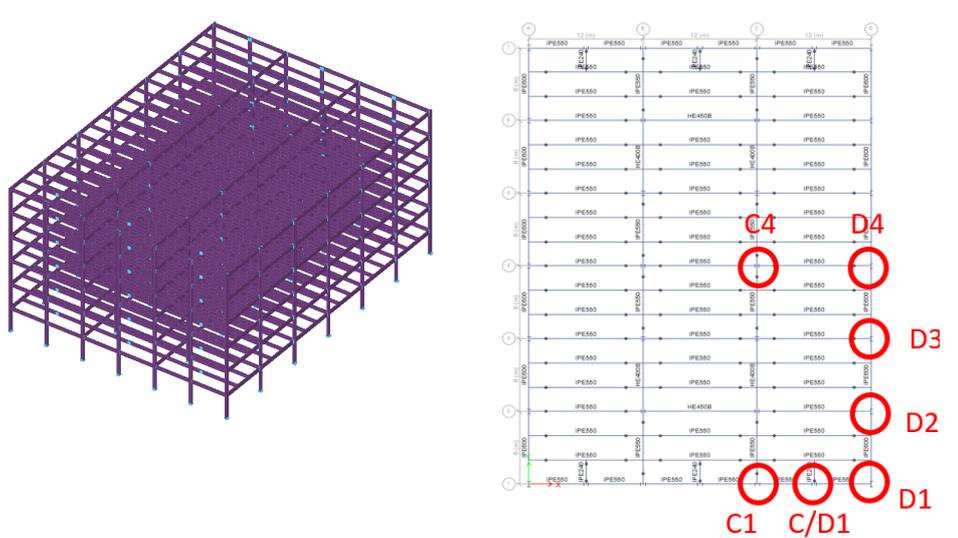
Figura 99 Multiplicador de força normalizado vs. deslocamento vertical para as curvas “pushdown” e pseudo-dinâmicas – ALPM – abordagem numérica simplificada – SS/S

Conclusões

- Para o cenário de perda súbita de coluna considerado, a estrutura possui resistência e ductilidade para encontrar caminhos de carga alternativos e evitar o colapso progressivo.
- A abordagem numérica simplificada partindo de uma análise não-linear estática fornece uma avaliação prática da exigência de ductilidade para o dimensionamento contra o colapso progressivo. Comparando com uma análise numérica completa, o procedimento é orientado para a engenharia e pode ser realizado de forma mais rápida. Ainda que, a análise não-linear dinâmica permite a obtenção de resultados mais precisos, tomando implicitamente a amplificação dinâmica da carga, os resultados apresentados utilizando este método são comparáveis.

Fluxograma
Figura 3 – Caixa
C.4 → Fim do
dimensionamento

8.8.4.3 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa (SS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa		1 de 7 páginas
	Estrutura	Estrutura metálica em zona sísmica	Realizado por:	UPT
	Documento ref.	II.4.3 / SS/S		Data: 06/2021
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona sísmica utilizando o método do caminho de carga alternativo – abordagem numérica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando o ALPM e uma análise não-linear dinâmica.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver secção 8.2. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/S); Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p>Nota: Esta combinação é válida apenas para a análise dinâmica, isto porque os efeitos dinâmicos causados pela perda da coluna são considerados implicitamente por meio do parâmetro de duração da remoção da coluna.</p> <p><u>Definição dos cenários de perda súbita de coluna</u></p> <p>Os cenários considerados são apresentados na Figura 100.</p>				Manual de dimensionamento §5.3.4
				Manual de dimensionamento § 8.2
				EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b

Análise estrutural

O objetivo desta análise é o de avaliar o comportamento do edifício no caso de uma situação acidental (perda de coluna). Os cálculos são realizados utilizando o software ELS (“Extreme Loading for Structures”) através de um modelo 3D da estrutura.

Análise estrutural

Detalhes sobre o modelo numérico são apresentados no E.A. I.1.3 / CS/S. O modelo foi calibrado com base em testes relevantes. As cargas gravíticas foram calculadas utilizando a combinação de ações definida acima e aplicada a todos os pisos.

Análise:

- **1ª fase:** Todas as cargas gravíticas aplicadas aos pisos utilizando uma análise estática
- **2ª fase:** A duração da remoção da coluna é de 0.001 segundos

Resultados

A Figura 101 representa o deslocamento vertical ao longo do tempo para cada cenário de perda de coluna. Como pode ser visto, para o caso C4, a remoção da coluna causa o colapso progressivo em toda a área afetada – ver Figura 104.

Para os casos C/D1, D2, D3, D4 a estrutura possui capacidade para resistir ao colapso progressivo. A Figura 103 representa a configuração da deformada para o cenário de perda de coluna D2. As deformações são pequenas e o mecanismo de resistência é baseado na capacidade de flexão (ver Figura 104 e Figura 105), sem o início da ação catenária nas vigas (ver Figura 108).

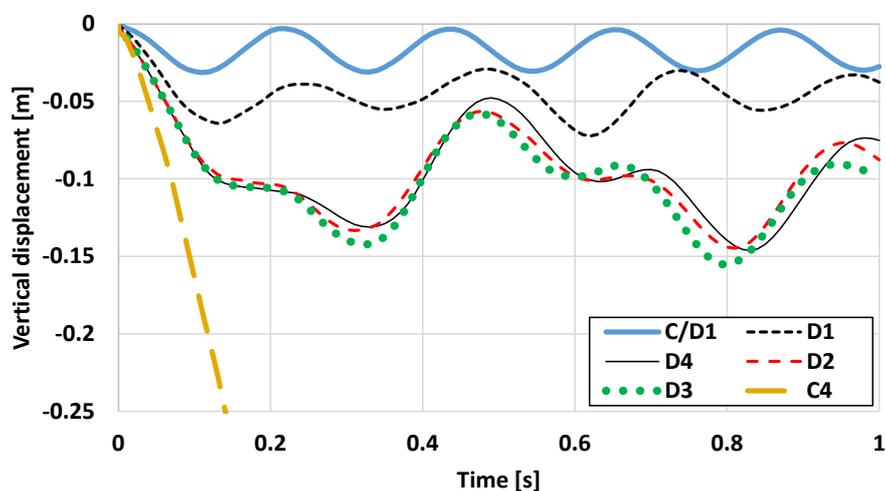


Figura 101. Deslocamento vertical ao longo do tempo para as colunas removidas

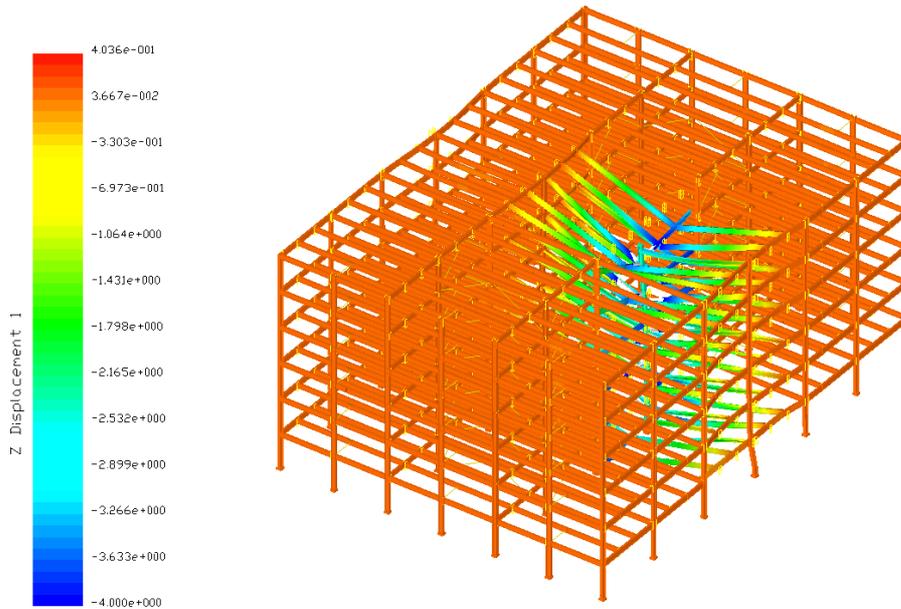


Figura 102. Modo de rotura depois de removida a coluna C4

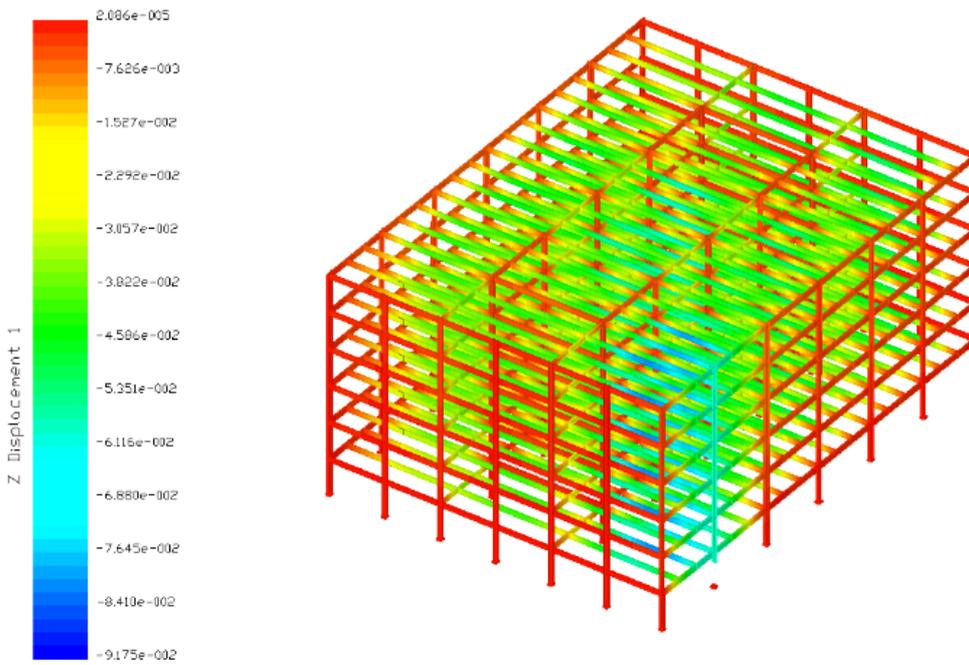


Figura 103. Deslocamento vertical da estrutura no cenário de perda de coluna D2

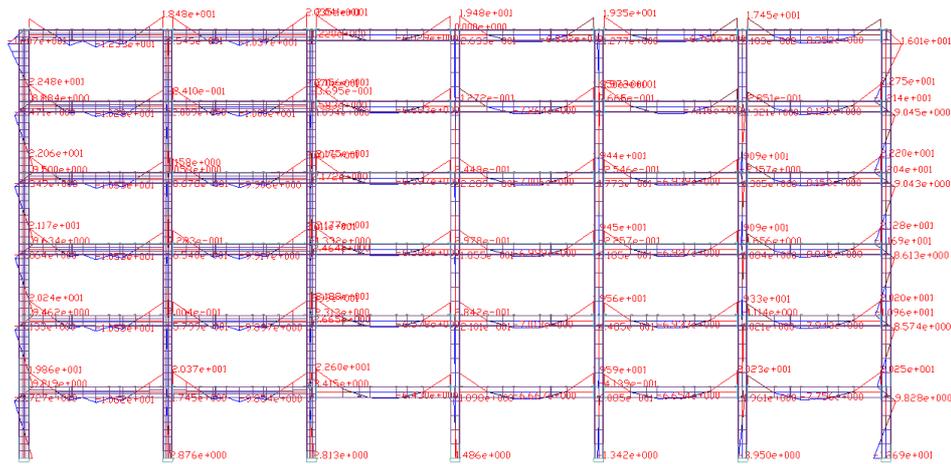


Figura 104. Diagrama de momentos fletores antes do cenário de perda de coluna D2 [tf m].

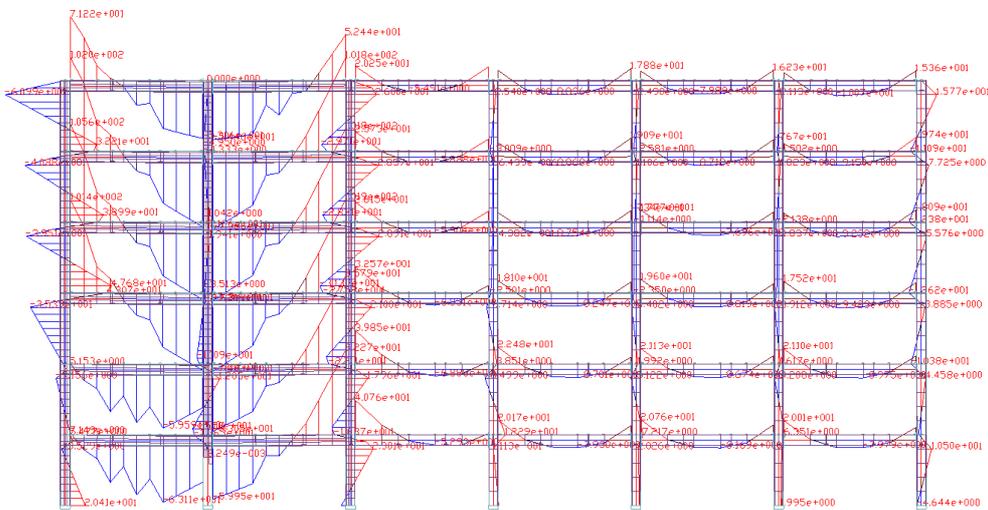


Figura 105. Diagrama de momentos fletores depois do cenário de perda de coluna D2 [tf m].

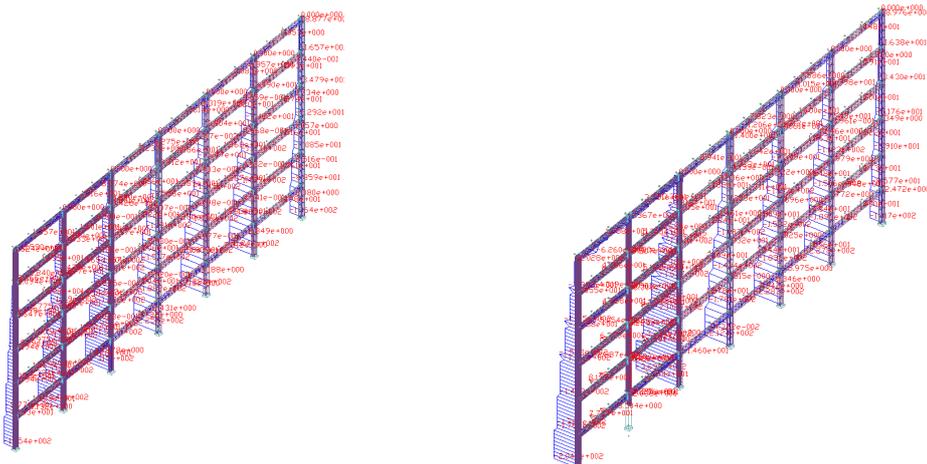


Figura 106. Diagrama de esforços axiais antes e depois do cenário de perda de coluna D2 [tf].

Os resultados apresentados acima foram obtidos utilizando a seguinte combinação para as cargas gravíticas: $DL + 0.5 \times LL$ (ou seja, $\lambda = 1$). Para avaliar a reserva de resistência contra o colapso progressivo para os casos C/D1, D2, D3, D4, as cargas gravíticas foram aumentadas através do multiplicador de cargas de gravidade λ . Em seguida, as colunas são removidas utilizando o procedimento acima descrito.

De seguida, apenas os resultados do cenário D4 são discutidos. Como é possível observar pela Figura 107, o colapso progressivo é iniciado para $\lambda = 1.4$ devido à rotura das juntas viga-coluna das vigas IPE600.

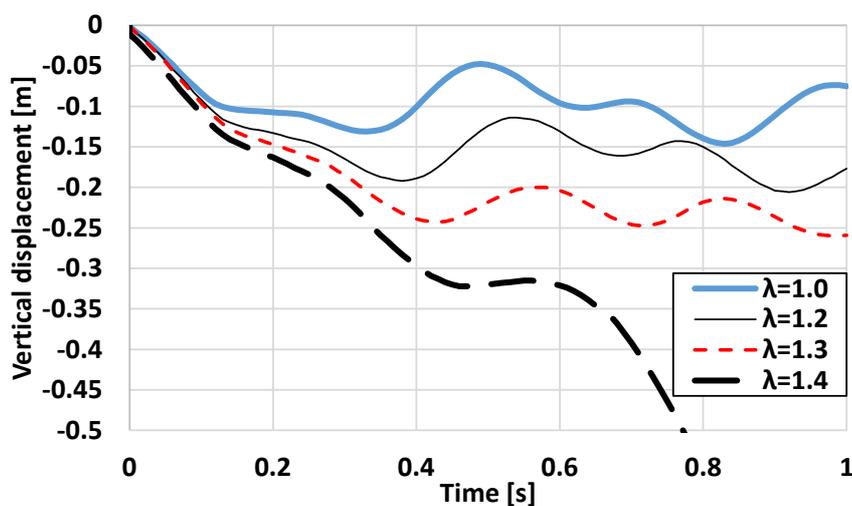


Figura 107. Deslocamento vertical ao longo do tempo para o cenário D4 para diferentes multiplicadores de cargas de gravidade λ

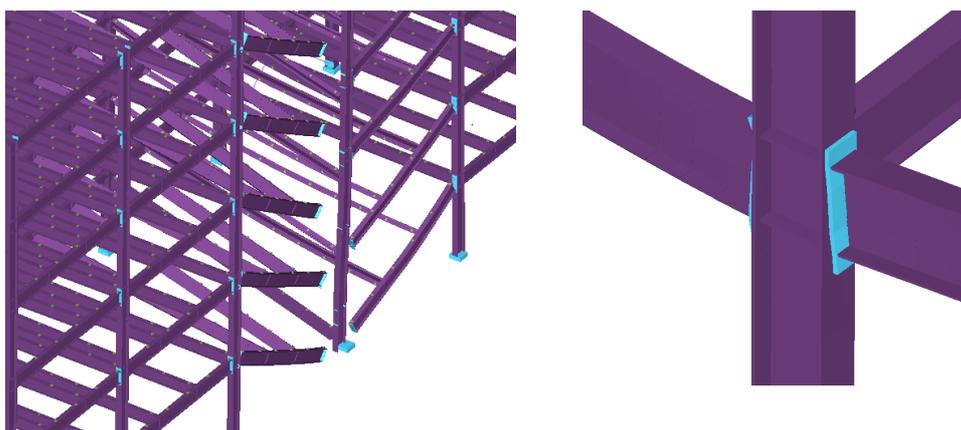


Figura 108. A rotura da junta viga-coluna provoca o colapso progressivo (cenário D4, $\lambda = 1.4$)

Observações

- No caso de remoção da coluna C4, em que as vigas adjacentes são rotuladas, a estrutura não consegue transferir as cargas, entrando em colapso progressivo. A estrutura necessita de ser redimensionada.
- Todos os outros cenários resultam numa resposta segura da estrutura (são desenvolvidas deformações plásticas, mas o colapso progressivo é evitado);
- Se estiverem presentes na estrutura do edifício cargas gravíticas mais elevadas, o colapso progressivo pode iniciar – ver caso D4, $\lambda = 1.4$.

O redimensionamento pode ser efetuado utilizando estratégias diferentes. A estratégia mais eficiente é baseada na ativação dos efeitos catenários. Considerando que o ponto fraco é a capacidade da ligação viga-coluna, a estratégia para o aumento da resistência deve envolver o reforço da ligação através de reforços longitudinais em ambos os lados (inferior e superior) das extremidades da viga. O efeito destes reforços está ilustrado abaixo para a perda de coluna D4.

- Resultados da melhoria da tipologia da ligação

Para comparar a eficiência da utilização dos reforços, é realizada uma análise “push-down” na estrutura com ligações EP e com reforços nas ligações (EPS).

A análise dos cenários de perda de coluna, assume a perda da coluna D4, de seguida a carga gravítica nos pisos é aumentada até atingir a rotura, obtendo-se a chamada curva de capacidade. A Figura 109 (esquerda) representa a comparação das curvas antes e depois do reforço da ligação (Ep vs. EPS para o cenário D4). Como se pode observar, a chapa de extremidade não reforçada tem uma capacidade de formação limitada e a sua rotura acontece antes do desenvolvimento de qualquer ação catenária nas vigas. As ligações com reforços têm uma resistência superior à da viga. Estas juntas são de resistência total e a deformação plástica desenvolve-se nas extremidades da viga e não nas ligações (ver Figura 110). Isto permite um aumento significativo da capacidade, parte em flexão, mas principalmente em catenária.

Na Figura 109 (direita), os resultados obtidos na análise numérica são comparados com a relação carga-deformação dada pelo EC8 na prEN 1998-1-2:2019.3, Anexo L. Como se pode observar, a ligação EPS tem uma maior reserva de capacidade, por isso, o uso do critério de aceitação baseado na sísmica (EC8) pode ser bastante conservativo, situações de perda de coluna onde as vigas principais adjacentes têm ligações contínuas resultam em deslocamentos verticais limitados.

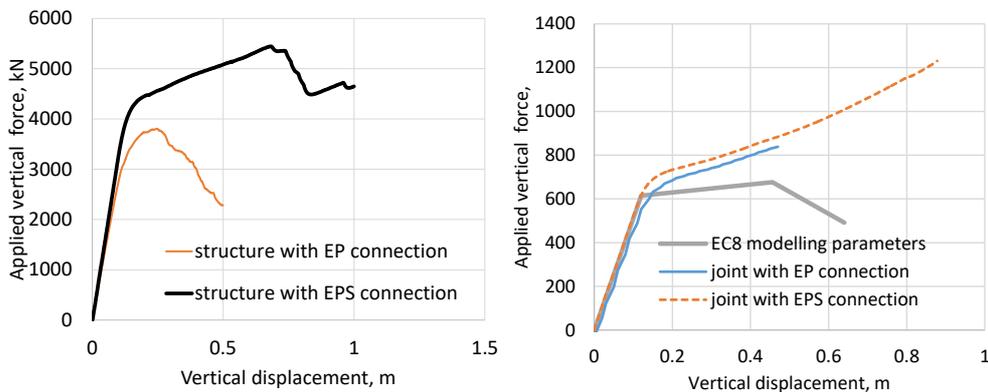


Figura 109. Curvas “pushdown” da estrutura (esquerda) e para um pórtico com um piso (direita)

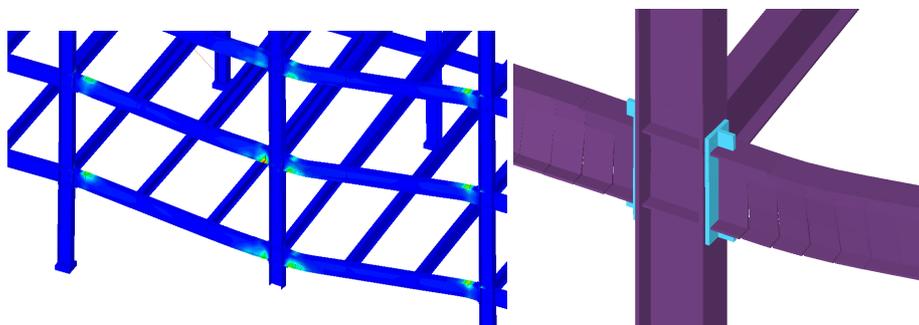
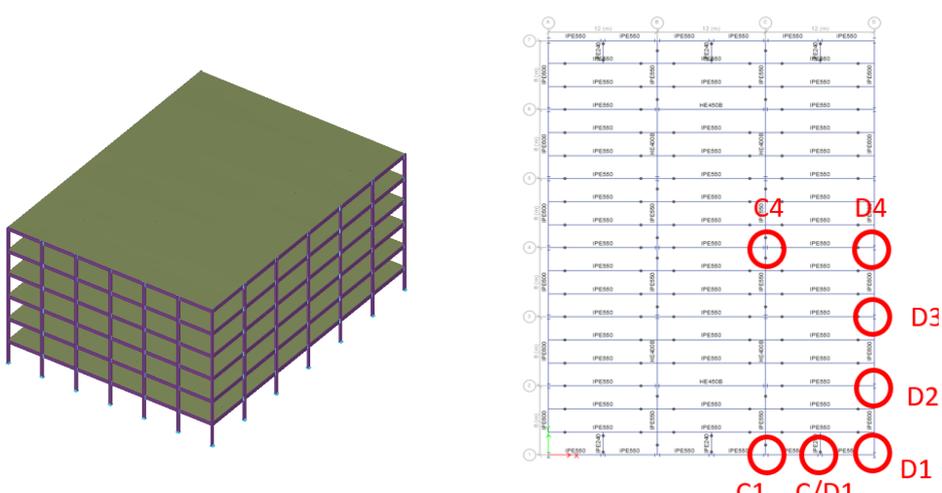


Figura 110. Estrutura com SEP: mapa com marcas do modo de colapso (esquerda) e detalhe (direita)

Exemplo de aplicação II.4.3 / SS/S	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa – SS/S	7 de 7 páginas
---------------------------------------	---	----------------

<p><u>Conclusões</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • A perda da coluna de perímetro não leva à propagação de dano na estrutura e a estrutura possui capacidade para resistir a esta perda. As colunas de perímetro não têm problemas em encontrar caminhos de carga alternativos para redistribuir a carga para um multiplicador de cargas de gravidade de $\lambda=1$, suportando quase o dobro da carga. • Quando a perda de coluna afeta um pórtico resistente ao sismo (ou seja, um pórtico de perímetro), o dano é limitado à área diretamente afetada e o colapso progressivo é evitado. • Quando o dano local (ou seja, a perda de coluna) afeta a estrutura interna com vigas rotuladas nas extremidades (B4 e C4), o dano propaga-se e o colapso progressivo desenvolve-se em toda a área afetada. As ligações rotuladas não possuem resistência suficiente para as forças axiais exigidas resultantes da perda da coluna. Para limitar o dano e prevenir o colapso progressivo, as alternativas para o reforço da ligação rotulada (que podem ser difíceis de ser obtidas) são: <ul style="list-style-type: none"> - Uso de ligações resistentes ao momento em vez de ligações rotuladas (redimensionamento); - Uso da ação mista da viga com a laje mista de betão (ver II.4.4 / CS/S); - Dimensionamento das colunas como elementos chave; - Reduzir ou eliminar o perigo que origina a perda da coluna. 	<p>Fluxograma Figura 3 – Caixa C.4 → Fim do dimensionamento</p> <p>Fluxograma Figura 3 – Caixa C.4 → C.2</p>
--	--

8.8.4.4 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa (CS/S)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa		1 de 2 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona sísmica	Realizado por: UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	II.4.4 / CS/S		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura mista em zona sísmica utilizando o método do caminho de carga alternativo – abordagem numérica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem numérica completa do ALPM.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> Para geometria, secções e materiais, ver Secção 8.2 <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/S); Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definição dos cenários de perda súbita de coluna</u></p> <p>São utilizados os mesmos cenários do E.A. II.4.3 / SS/S, ver Figura 111.</p>				Manual de dimensionamento §5.3.4
 <p>Figura 111. Vista isométrica da estrutura (esquerda) e localização das colunas a serem removidas para o ALPM – abordagem numérica completa (direita) – CS/S</p>				Manual de dimensionamento § 8.2
<p><u>Análise estrutural</u></p> <p>As hipóteses assumidas na modelação assim como o procedimento da análise seguem os mesmos métodos apresentados no E.A. II.4.3 / SS/S. A única diferença é a adição da laje de</p>				EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b

betão (betão e armaduras) e a interação com a estrutura metálica (conectores). Os detalhes são apresentados na Tabela 12. De referir que a estrutura metálica (elementos e ligações) é a mesma que no caso de uma estrutura metálica (SS/S) composta por barras.

Resultados

Os resultados do NDP mostram que a estrutura CS/S possui capacidade para resistir ao colapso progressivo para todos os cenários de perda súbita de coluna, incluindo o cenário C4 que se revelou ser crítico para a estrutura SS/S. A Figura 114a apresenta a comparação da curva força-deslocamento para a estrutura mista (CS/S) e metálica (SS/S) para o cenário C4 e um multiplicador de cargas de gravidade $\lambda = 1$. A Figura 112b representa a configuração deformada da estrutura mista CS/S. A estrutura apresenta deformação plástica limitada nos elementos metálicos e na laje de betão na área afetada pela perda de coluna – ver Figura 112c e Figura 112d.

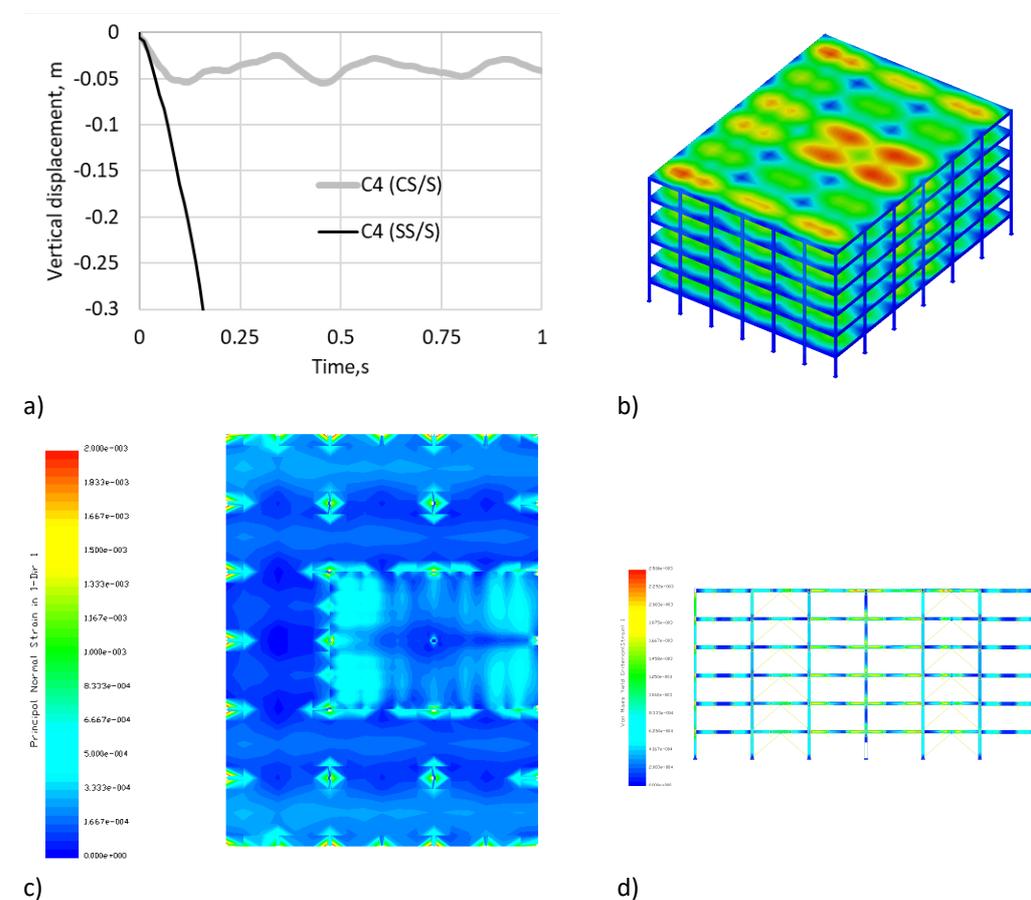


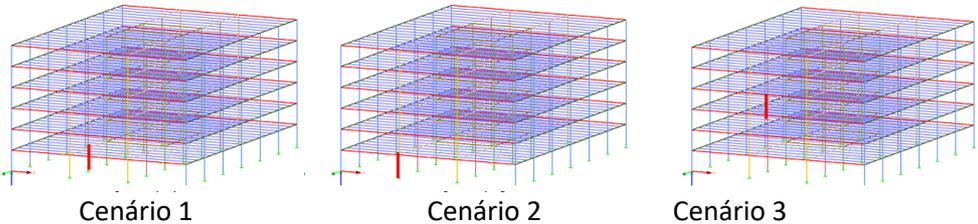
Figura 112. Resultados para a estrutura CS/S e cenário C4: a) força vertical vs deslocamento vertical – CS/S vs SS/S, b) vista isométrica da deformada da estrutura, c) vista em planta das deformações na laje de betão (lado inferior), d) deformação do pórtico com elementos metálicos C/ 3-5

Conclusões

- A interação entre a estrutura metálica e a laje de betão fornece capacidade adicional para resistir à perda de coluna sem o desenvolvimento de colapso progressivo.
- A interação aço-betão é benéfica especialmente para pórticos com vigas rotuladas nas extremidades uma vez que a exigência do esforço axial nas vigas para permitir o desenvolvimento da ação catenária pode ser excessiva.

Fluxograma
 Figura 3 – Caixa
 C.4 →
 Fim do
 dimensionamento

8.8.4.5 Dimensionamento para ameaças múltiplas utilizando ALPM – abordagem numérica completa (SS/NS)

	Título	Dimensionamento para ameaças múltiplas utilizando ALPM – abordagem numérica completa		1 de 11 páginas	
	Exemplo de Aplicação	Estrutura	Estrutura metálica em zona não sísmica	Realizado por: F+W	Data: 06/2021
	Documento ref.	II.4.5 / SS/NS			
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura metálica em zona não sísmica utilizando o método do caminho de carga alternativo – abordagem numérica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem numérica completa do ALPM.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções, materiais, ver Secção 8.2 • Para as propriedades iniciais das juntas, ver E.A. II.4.1 / SS/NS. <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura SS/NS); • Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definição dos cenários de perda súbita de coluna</u></p> <p>Três possíveis cenários de perda súbita de coluna são considerados para o presente exemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cenário 1: Perda de coluna interna no piso 0; • Cenário 2: Perda de coluna de fachada no piso 0; • Cenário 3: Perda de coluna interna acima da emenda da coluna. <p>Os três cenários descritos estão ilustrados na Figura 115 (a coluna perdida é assinalada a vermelho).</p>				Manual de dimensionamento §5.3.4	
				EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b	
<p>Figura 113. Cenários de perda de coluna analisados no ALPM – abordagem numérica completa – SS/NS</p>					

Observações

(DoD 2008)

Este exemplo ilustra 3 cenários de perda súbita de coluna. No entanto, em termos de aplicação prática, outros cenários de perda de coluna podem ser necessários (ver Secção 5.2). Por isso, deve ser o engenheiro a definir quais os cenários possíveis e quais deles são os mais relevantes para o dimensionamento da robustez da estrutura.

Análise estrutural

A abordagem numérica completa será realizada utilizando o modelo de elementos finitos desenvolvido para o dimensionamento ULS/SLS da estrutura. O objetivo é o de remover a coluna e deixar que os efeitos de membrana se desenvolvam nas ligações numa primeira fase e depois verificar se as ligações (elementos e juntas) podem suportar estas forças de tração.

- Metodologia e hipóteses:

A análise de elementos finitos é realizada utilizando o algoritmo de Newton-Raphson permitindo a integração de grandes deformações. Como isto pode levar à encurvadura lateral das vigas, e como na realidade não pode ocorrer nenhuma instabilidade devido ao efeito de diafragma, o fenómeno de instabilidade é prevenido aumentando de forma fictícia a inércia de torção das vigas.

Observações

- Mesmo que se desenvolvam deformações plásticas após a perda de uma coluna, as não-linearidades do material (plasticidade) não foram consideradas.

Para garantir a convergência do algoritmo, o cenário de perda de coluna é modelado da seguinte forma:

- Primeiro, a estrutura é analisada sem qualquer perda de coluna, submetida à combinação do caso de carga accidental. A partir daqui a força de compressão na coluna a ser perdida é conhecida;
- A seguir, no nó superior da coluna a ser perdida, esta força é aplicada e a coluna é removida, de forma a que esta força substitua o pilar;
- O último passo simula a perda da coluna: Uma força com a mesma magnitude e na direção oposta é aplicada gradualmente no mesmo nó. São utilizados incrementos de carga de 0.025 para garantir a convergência. No final da análise, o sistema estático corresponde ao cenário completo da perda de coluna. De referir que os efeitos dinâmicos da perda da coluna não são considerados neste exemplo de aplicação.

Para evitar qualquer ação mista entre os diafragmas e a estrutura metálica, mas mantendo o efeito de diafragma (lajes com rigidez infinita), os modelos de diafragma devem ser modelados e adaptados para os cenários de perda de coluna, apresentados na Figura 114.

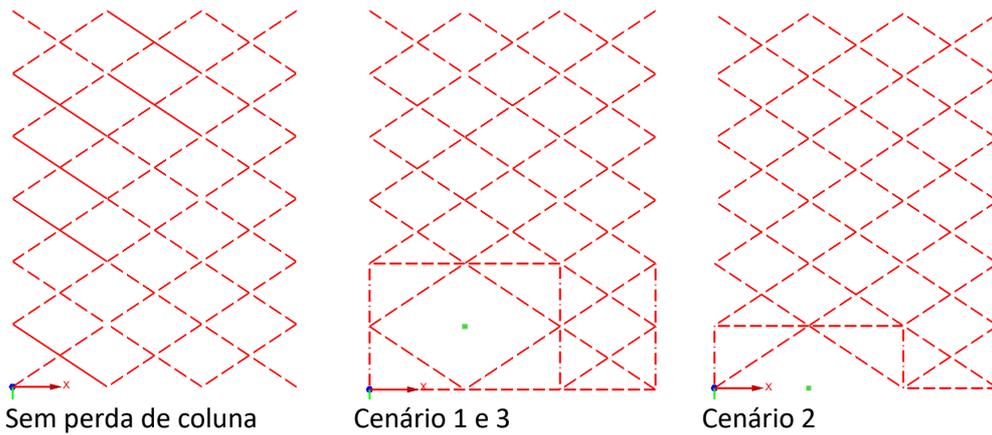


Figura 114. Padrões de ligação dos elementos para modelação do diafragma nos vários cenários de perda de coluna

Forças de amarração e deformações:

Os resultados de todos os cenários de perda de coluna considerados são ilustrados nas figuras seguintes.

- Cenário 1: Perda de coluna interna no piso 0 (Figura 115 - Figura 119)

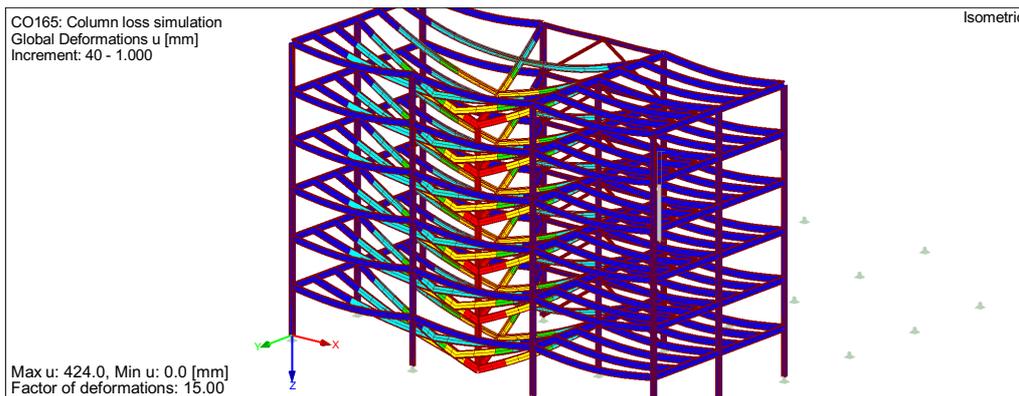


Figura 115. Deformada do sistema (parte diretamente afetada) depois da perda de coluna (cenário 1)

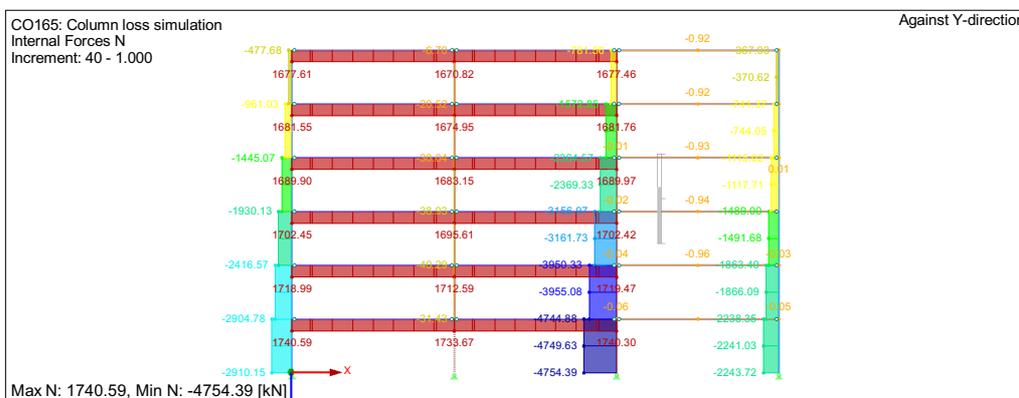


Figura 116. Forças normais internas no pórtico IPE550 depois da perda de coluna (cenário 1)

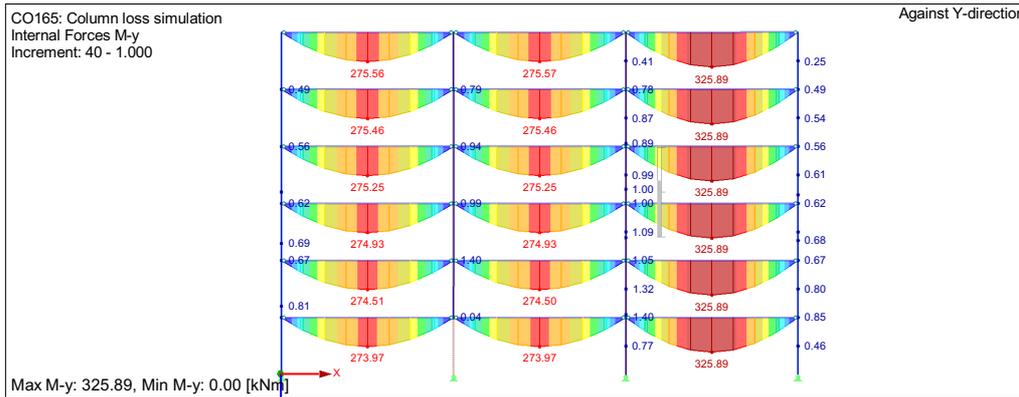


Figura 117. Momentos fletores no pórtico IPE550 depois da perda de coluna (cenário 1)

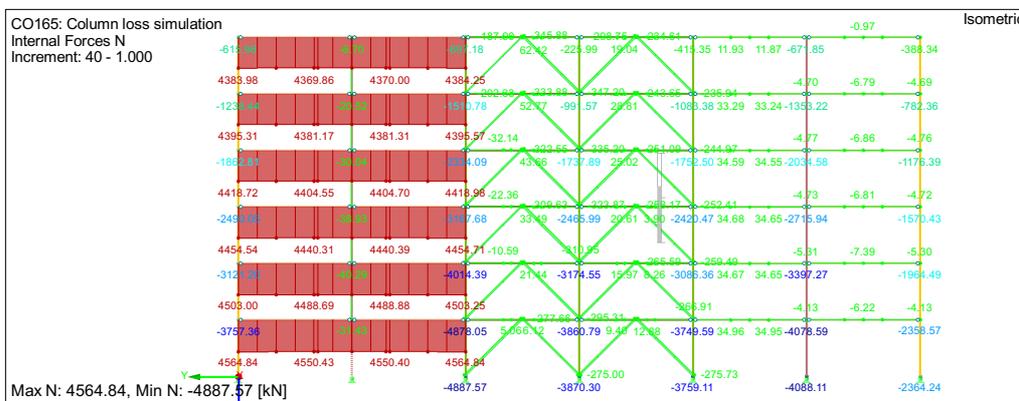


Figura 118. Forças normais internas no pórtico IPE600 depois da perda de coluna (cenário 1)

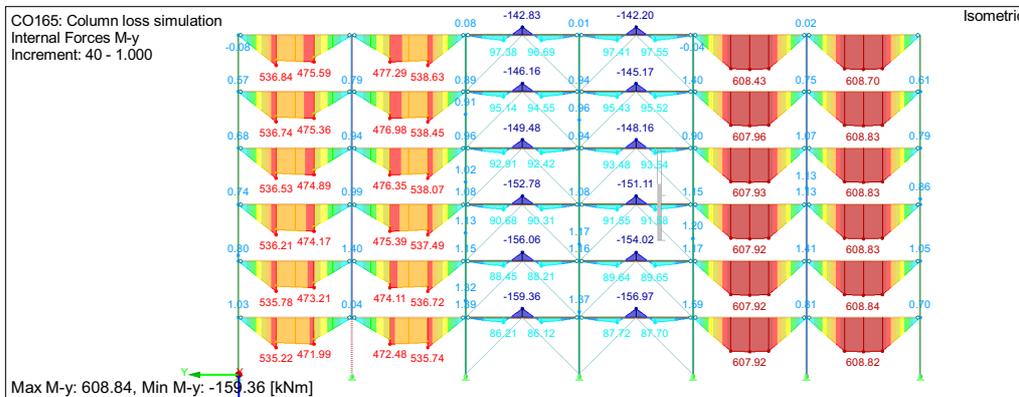


Figura 119. Momentos fletores no pórtico IPE600 depois da perda de coluna (cenário 1)

- Cenário 2: Perda de coluna de fachada no piso 0 (Figura 120 - Figura 122)

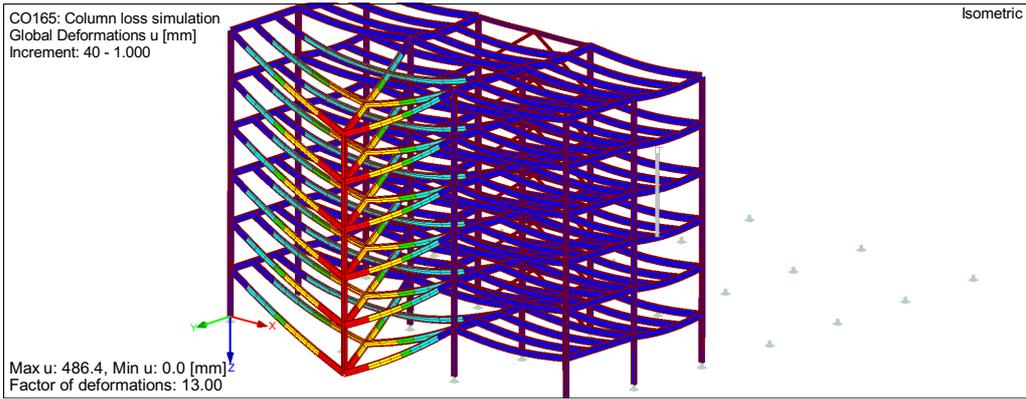


Figura 120. Deformada do sistema (parte diretamente afetada) depois da perda de coluna (cenário 2)

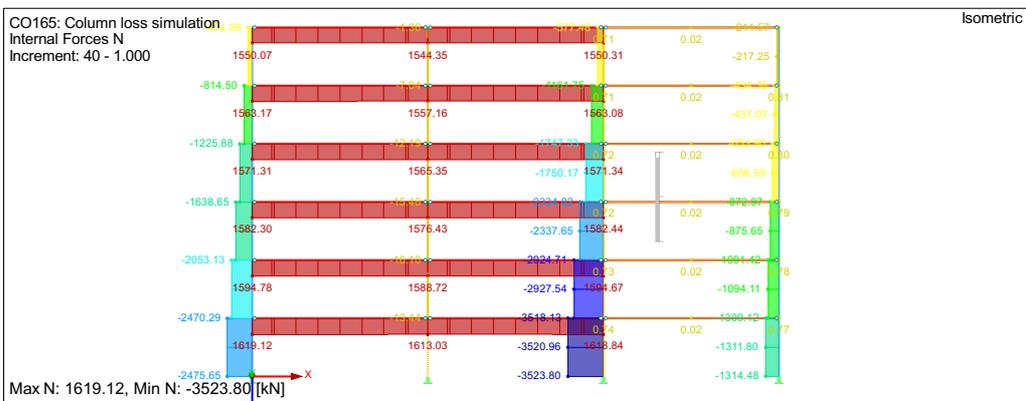


Figura 121. Forças normais internas no pórtico IPE500 depois da perda de coluna (cenário 2)

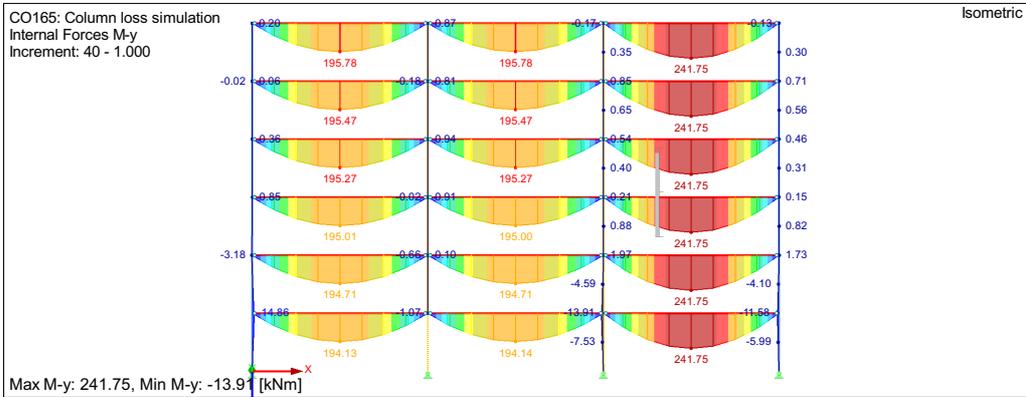


Figura 122. Momentos fletores no pórtico IPE500 depois da perda de coluna (cenário 2)

- Cenário 3: Perda de coluna interna acima da emenda da coluna (Figura 123 - Figura 127)

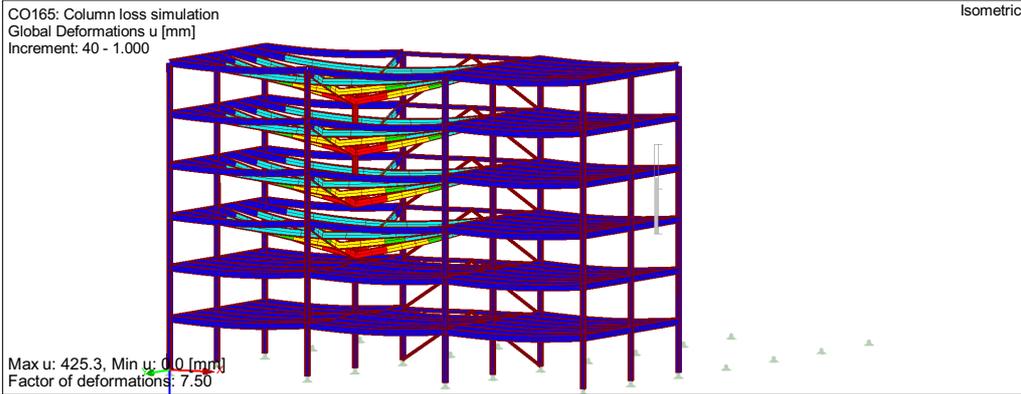


Figura 123. Deformada do sistema (parte diretamente afetada) depois da perda de coluna (cenário 3)

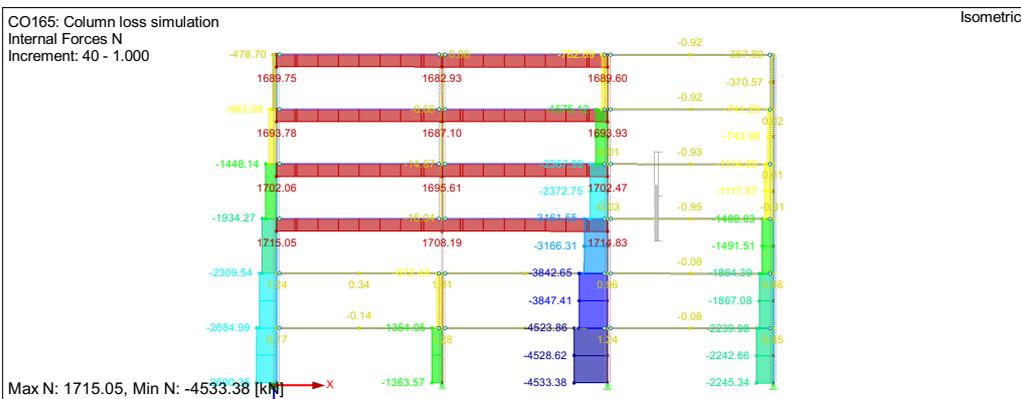


Figura 124 Forças normais internas no pórtico IPE550 depois da perda de coluna (cenário 3)

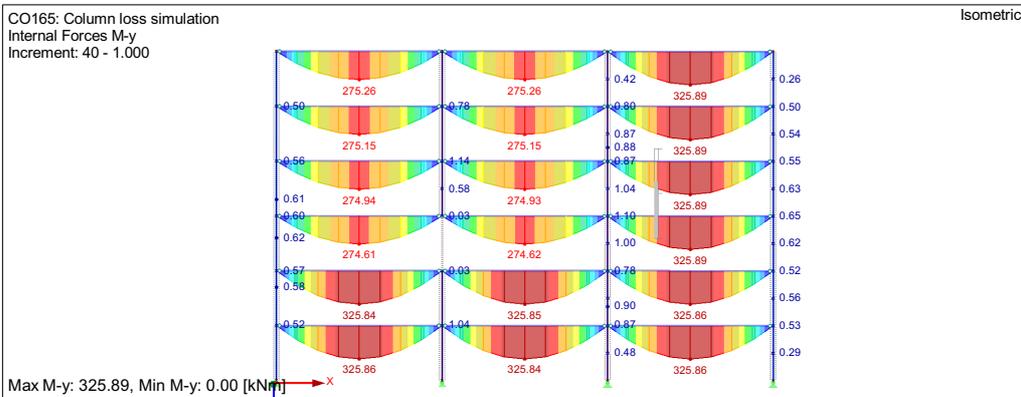


Figura 125. Momentos fletores no pórtico IPE550 depois da perda de coluna (cenário 3)

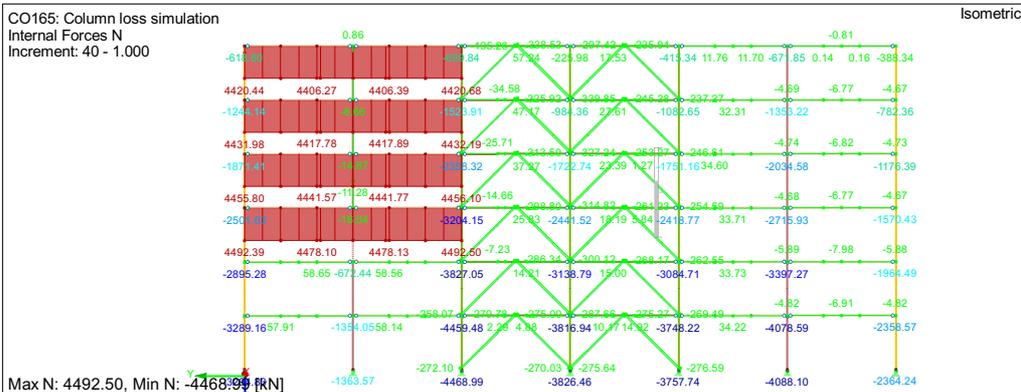


Figura 126. Forças normais internas no pórtico IPE600 depois da perda de coluna (cenário 3)

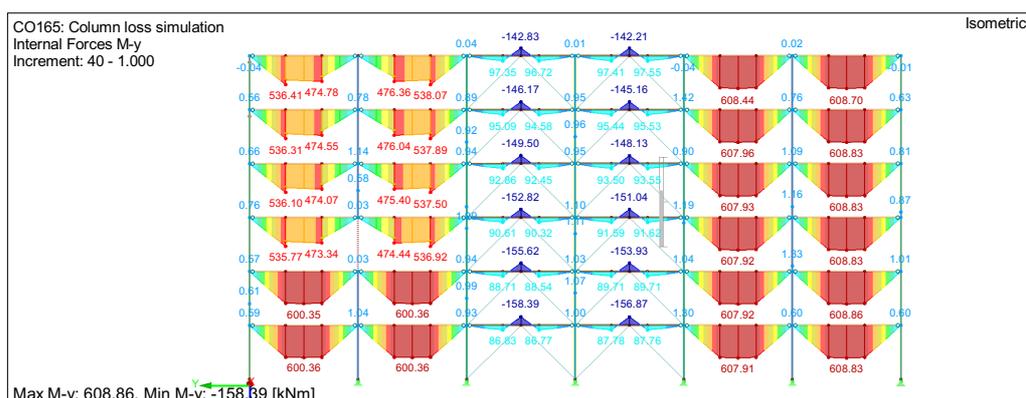


Figura 127. Momentos fletores no pórtico IPE600 depois da perda de coluna (cenário 3)

Observações

- Os efeitos de membrana 2D são desenvolvidos para os cenários 1 e 3 (perda de coluna interna) enquanto que apenas aparecem efeitos de membrana 1D para o cenário 2 (perda de coluna de fachada);
- De referir que uma perda de coluna de canto não poderia funcionar, uma vez que nenhuma força de membrana (pelo menos com juntas simples) se poderia desenvolver. As colunas de canto devem ser dimensionadas como elementos chave.

Os resultados dos cenários de perda de coluna na parte diretamente afetada estão resumidos na Tabela 51.

Tabela 51. Forças internas nos elementos/juntas depois da perda de coluna de acordo com a abordagem numérica

Cenário	Elemento	Junta	Força de amarração (kN)	Momento (kNm)
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

Verificação da estrutura

Cenário 1: Perda de coluna interna no piso 0

O procedimento de verificação é realizado automaticamente no RSTAB utilizando o módulo STEEL EC3. Os resultados do cenário 1 estão resumidos na Tabela 52.

Tabela 52. Verificação dos elementos para as forças de amarração de acordo com a abordagem numérica (cenário 1)

Elemento	Secção	Força de amarração / força de compressão (kN)	Momento (kNm)	UF
Colunas fachadas-Y	HEB 340	-2910	0	0.66
Colunas fachadas-X	HEB 360	-3763	0	0.72
Colunas interiores	HEM 300	-4887	0	0.60
Vigas interiores-X	IPE550	1736	274	0.58
Vigas interiores-Y	IPE600	4562	536	1.15

Observações

- Devido à perda da coluna, as forças de compressão nas colunas vizinhas aumentam. No entanto, neste exemplo de aplicação, estas forças permanecem inferiores às forças de compressão para ULS, pelo que não é necessário redimensionamento das colunas.
- As secções IPE500 foram dimensionadas para cumprir os requisitos de SLS (limitação do deslocamento). Neste caso, a resistência destes elementos é suficiente no caso de perda da coluna.
- A secção IPE600 não é suficiente para grandes forças de tração (15% de excedência). Do ponto de vista de engenharia, é esperado que, devido ao desenvolvimento de rótulas plásticas, a força de tração real nos perfis é inferior ao valor obtido da análise de segunda ordem, pelo que o IPE600 deve ser suficiente. Pelo contrário, a força de tração no IPE550 seria superior. De qualquer forma, o dimensionamento foi realizado elasticamente e deste ponto de vista, a alteração da secção transversal é necessária. Isto levará a uma modificação das forças de tração nas juntas, pelo que a verificação das juntas será realizada depois do redimensionamento dos elementos estruturais. No entanto, pode já afirmar-se que as ligações com chapa de gusset dimensionadas para ULS não terão resistência suficiente para suportar as altas forças de tração.

Cenário 2: Perda de coluna de fachada no piso 0

Para o cenário 2, as verificações dos elementos estão resumidas na Tabela 53.

Tabela 53. Verificações dos elementos para forças de amarração de acordo com a abordagem numérica (cenário 2)

Elemento	Secção	Força de amarração / força de compressão (kN)	Momento (kNm)	UF
Colunas fachadas-Y	HEB 340	-2473	15	0.58
Colunas fachadas-X	HEB 360	-3521	14	0.77
Colunas interiores	HEM 300	-5383	3	0.69
Vigas fachadas-X	IPE500	1615	195	0.59

As verificações das juntas para as forças de amarração estão resumidas na Tabela seguinte.

Tabela 54. Verificação das juntas para as forças de amarração de acordo com a abordagem numérica (cenário 2)

Posição s = eixo forte w = eixo fraco	Força de amarração (kN)	Modo de rotura	UF
A1s / A2s	1620	Chapa de gusset em esmagamento	3.71

Observações

- Todos os elementos verificam os requisitos;
- Verificação não cumprida para as juntas A1s/A2s, pelo que é preciso um redimensionamento.

Cenário 3: Perda de coluna interna acima da emenda da coluna

Parece que, para esta estrutura, a perda de coluna acima da emenda da coluna não leva a forças de amarração em ligações verticais, mas a forças de tração em ligações horizontais. As forças de tração são da mesma ordem de magnitude do cenário 1, pelo que, o cenário 3 não será investigado a seguir.

Redimensionamento da estrutura

Cenário 1: Perda de coluna interna no piso 0

Devido à alteração da secção transversal do IPE600, a distribuição das forças internas será modificada. De seguida, o cenário 1 de perda de coluna foi simulado substituindo todos os elementos IPE600 por IPE750x137. Isto origina as seguintes forças de tração nas ligações horizontais e forças de compressão nas colunas assim como os fatores de utilização modificados:

Tabela 55. Redimensionamento dos elementos e verificação para as forças de amarração de acordo com a abordagem numérica

Elemento	Secção	Força de amarração / força de compressão (kN)	Momento (kNm)	UF
Colunas fachadas-Y	HEB 340	-2862	0	0.66
Colunas fachadas-X	HEB 360	-3827	0	0.82
Colunas interiores	HEM 300	-4941	0	0.61
Vigas interiores-X	IPE550	1658	276	0.56
Vigas interiores-Y	IPE750x137	4850	565	1.03

O fator de utilização para o IPE750x137 é excedido em 3%. Esta excedência pode ser considerada como aceitável.

Devido à mudança da secção transversal, as vigas internas na direção Y possuem agora maior rigidez axial, pelo que, as forças de tração dos efeitos de membrana nestes elementos são maiores. Da mesma forma, as forças de tração nas vigas interiores na direção X (IPE550) são agora inferiores. Alternativamente, tentou-se modificar as

secções IPE550 para IPE600, de forma a reduzir as forças de tração nas vigas interiores na direção Y. No entanto, o efeito positivo para as vigas internas na direção Y foi desprezado, pelo que alterando para IPE750x137 para as vigas internas na direção Y com uma análise elástica é a única solução aqui.

As verificações das juntas com as forças de amarração modificadas estão resumidas na Tabela 56.

Tabela 56. Verificação das juntas para as forças de amarração de acordo com a abordagem numérica (cenário 1)

Posição s = eixo forte w = eixo fraco	Força de amarração (kN)	Modo de rotura	UF
B1 / B3	1662	Chapa de gusset em esmagamento	3.80
C2w	4852	Alma da coluna em flexão	11.20
C3w	4852	Chapa de gusset à tração (área útil)	6.17

O redimensionamento da junta B1/B3 requer o seguinte: adição de 2 parafusos, parafusos M27 em vez de M24, soldadura adicional alma-chapa para a viga, alteração da geometria da chapa de gusset e espessura (25mm) assim como alteração da espessura da soldadura para requisitos de ductilidade (15mm).

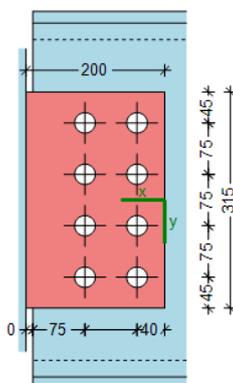


Figura 128. Redimensionamento da junta B1/b3 para cumprir as verificações para as forças de amarração de acordo com a abordagem numérica

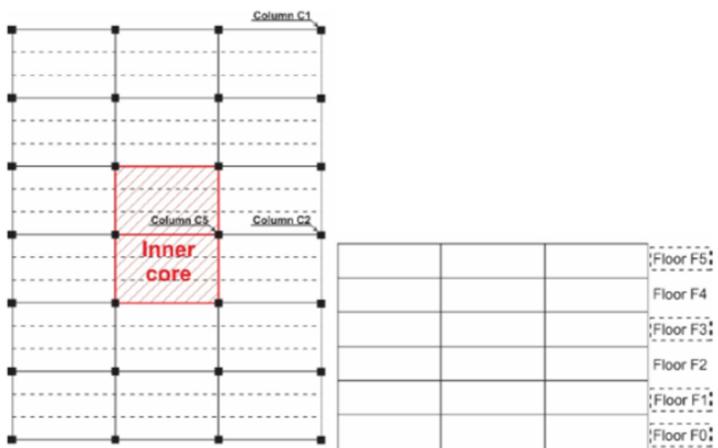
Tabela 57. Verificação para as forças de amarração para a junta redimensionada de acordo com a abordagem numérica (cenário 2)

Posição s = eixo forte w = eixo fraco	Força de amarração (kN)	Modo de rotura	UF
B1 / B3	1662	Parafusos ao corte	1.00
C2w / C3w	4852	Não viável	

Isto origina um fator de utilização de 1.00 e o modo de rotura de parafusos ao corte. Soldaduras das chapas da alma com a viga são preferíveis em vez da alteração da secção transversal da viga, de forma a reduzir o peso e o custo da estrutura.

Para as juntas C2w e C3w, não é possível encontrar um redimensionamento razoável. Mesmo a soldadura de uma chapa de coluna com 40mm não seria suficiente para

8.8.4.6 Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa (CS/NS)

 <p>Exemplo de Aplicação</p>	Título	Dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando ALPM – abordagem numérica completa		1 de 4 páginas
	Estrutura	Estrutura mista em zona não sísmica	Realizado por: AM	Data: 06/2021
	Documento ref.	II.4.6 / CS/NS		
<p>Exemplo: Dimensionamento para ameaças não identificadas de uma estrutura mista em zona não sísmica utilizando o método do caminho de carga alternativo – abordagem numérica completa</p> <p>Este exemplo fornece informação sobre o dimensionamento para ameaças não identificadas utilizando a abordagem numérica completa do ALPM.</p> <p><u>Informações básicas da estrutura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Para geometria, secções, materiais, ver Secção 8.2 <p><u>Ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> <p>São consideradas as seguintes ações:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cargas permanentes DL (ver Tabela 11); • Sobrecargas LL (ver Tabela 11 para uma estrutura CS/NS); • Não é considerada nenhuma ação accidental específica. <p><u>Combinação de ações para a situação de dimensionamento accidental</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definição dos cenários de perda de coluna</u></p> <p>O comportamento do edifício é estudado para diferentes situações accidentais, em que determinados cenários de perda de coluna são considerados conforme apresentado na Figura 132:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Coluna de canto (C1) nos pisos 0, 1, 3 e 5; • Coluna de fachada (C2) nos pisos 0, 1, 3 e 5; • Colunas centrais contraventadas (núcleo central) (C5) nos pisos 0, 1, 3 e 5. 				<p>Manual de dimensionamento §5.3.4</p> <p>Manual de dimensionamento § 8.2</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 130. Plano da estrutura e vista transversal do pórtico para identificação dos cenários de perda de coluna</p>				

Análise estrutural

O objetivo desta análise é de avaliar o comportamento do edifício no caso de uma situação acidental (perda de coluna). Os cálculos são realizados utilizando o software SAFIR®.

Foram realizadas 20 simulações e divididas em 2 grupos diferentes de acordo com a configuração assumida para a junta viga-coluna nas extremidades das vigas acima da coluna removida:

- 12 simulações com todas as juntas viga-coluna rotuladas;
- 8 simulações com juntas viga-coluna rígidas.

Nos casos em que a coluna C1 é removida, são definidas duas hipóteses diferentes:

- Todas as juntas viga-coluna são rotuladas (C1 "todas as juntas rotuladas");
- Juntas viga-coluna rígidas no canto onde a coluna é removida (C1 "juntas rígidas").

Nos casos em que a coluna C2 é removida, são definidas duas hipóteses diferentes:

- Todas as juntas viga-coluna são rotuladas (C2 "todas as juntas rotuladas");
- Juntas viga-coluna rígidas no canto onde a coluna é removida (C2 "juntas rígidas").

As particularidades numéricas das juntas rotuladas e rígidas são apresentadas na Figura 130.

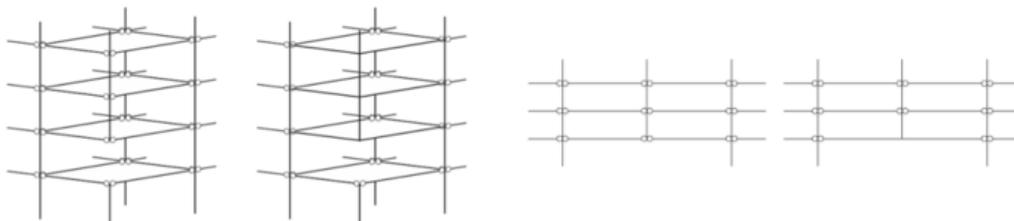


Figura 131. Junta C1 "rotulada" vs "rígida" e junta C2 "rotulada" vs "rígida" – ALPM – abordagem numérica completa – CS/NS

Resultados

Os resultados dos cálculos obtidos do software SAFIR estão resumidas na Tabela 59.

Tabela 59. Máximo deslocamento vertical

Deslocamento vertical máximo (m)	Piso	Todas as juntas rotuladas	Juntas rígidas
C1 Coluna de canto	F0	1.340	0.081
	F1	1.340	0.083
	F3	1.320	0.088
	F5	1.380	0.720
C2 Coluna de fachada	F0	0.670	0.610
	F1	0.670	0.600
	F3	0.670	0.550
	F5	0.670	0.250
C5 Coluna central (núcleo central)	F0	0.016	-
	F1	0.017	
	F3	0.018	
	F5	0.018	

Como exemplo, as forças obtidas nas vigas da parte diretamente afetada considerando a perda de coluna C2 no piso térreo F0 são apresentadas na Figura 132.

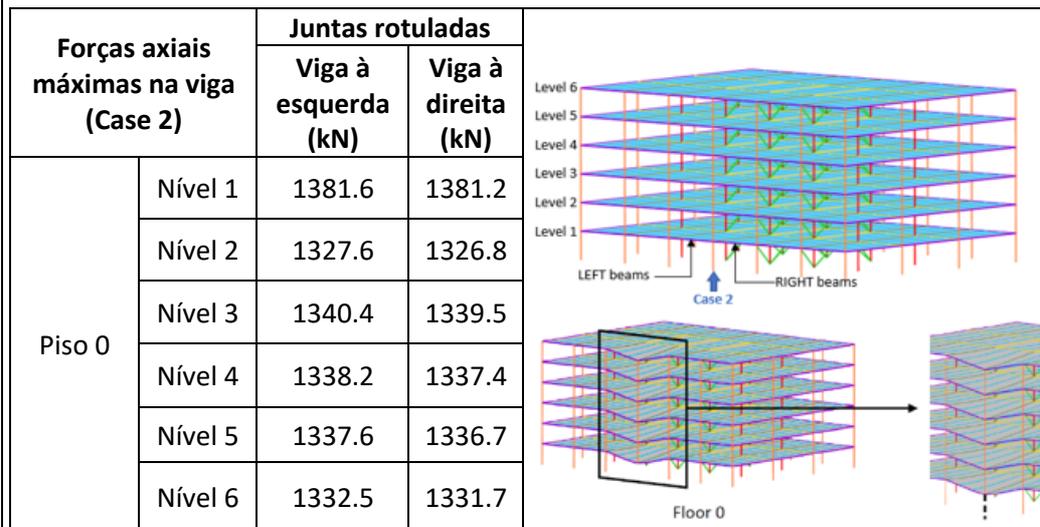


Figura 132. Forças e deslocamentos globais resultantes da remoção da coluna C2 no piso F0.

É importante referir que as forças obtidas são substancialmente maiores do que as forças calculadas utilizando o método de amarração (E.A. II.1.4 / CS/NS). As vigas de perímetro IPE 450 possuem capacidade suficiente para suportar as cargas axiais, no entanto, as ligações necessitam de ser redimensionadas.

Conclusões

Perda de coluna C1:

- Para a perda de coluna de canto C1, a estrutura apresenta um deslocamento vertical muito elevado (aproximadamente 1.35m), uma vez que a única contribuição para resistir às cargas gravíticas é a laje de betão encastrada (as vigas têm as extremidades rotuladas);
- O comportamento à robustez pode ser melhorado através de:
 - Reforço das juntas viga-coluna ao longo do alinhamento vertical das colunas (rotuladas -> semi-rígidas -> rígidas). O uso de juntas semi-rígidas/rígidas fornece capacidade adicional à flexão;
 - Melhorar capacidade do encastramento da laje (armaduras adicionais nos cantos do edifício).

Perda de coluna C2 e C5:

- Os deslocamentos são muito menores do que para a perda de coluna de canto e a carga é distribuída pelos pisos (ver Tabela 58 e Tabela 59);
- Estes cenários de perda de coluna não levam ao colapso progressivo da estrutura, apenas a danos localizados;
- Os deslocamentos laterais nas colunas adjacentes à coluna perdida são pequenos, indicando que as cargas são redistribuídas de uma forma relativamente uniforme em todos os pisos acima da coluna perdida.

Fluxograma

Figura 3 – Caixa
C.4 →
C.2

Fluxograma

Figura 3 – Caixa
C.4 →
Fim do
dimensionamento

8.9 Conclusões dos exemplos de aplicação

O dimensionamento de estruturas porticadas metálicas e mistas para resistir ao colapso progressivo contra eventos excepcionais identificados ou não identificados pode seguir diferentes abordagens.

Se a ameaça é identificada, o dimensionamento pode ser feito utilizando métodos com diferentes níveis de sofisticação; o nível requerido é fixado de acordo com a classe de consequência da estrutura. As estruturas analisadas nos exemplos de aplicação apresentados estão todas incluídas na classe de consequência 2, grupo de risco superior (CC2b), o que permite a utilização de métodos prescritivos ou métodos simplificados de análise considerando ações estáticas equivalentes. No entanto, no presente manual de dimensionamento, todos os métodos, incluindo os sofisticados que requerem o uso de análises dinâmicas, foram aplicados aos exemplos de aplicação por uma questão de tornar os exemplos mais completos.

No caso de eventos não identificados ou se os eventos identificados induzirem a danos muito graves, o dimensionamento à robustez envolve estratégias que visam limitar a extensão do dano localizado. Através dos exemplos de aplicação, foi demonstrada a aplicação das diferentes abordagens de dimensionamento propostas no presente manual, desde métodos prescritivos a métodos mais sofisticados que utilizam software dedicado a elementos finitos.

Para ambas as famílias de estratégias, ou seja, dimensionamento para ameaças identificadas ou não identificadas, os exemplos de aplicação mostram que a adoção de métodos mais avançados permite obter uma melhor e mais precisa captura da atual resposta da estrutura e em alguns casos, pode limitar ou até mesmo evitar a necessidade de medidas de reforço.

A aplicação dos diferentes métodos evidenciou ainda que as escolhas feitas ao longo do dimensionamento inicial, em particular ao nível dos pormenores construtivos, tais como, a orientação das colunas nas fachadas (no caso de um impacto ou de uma explosão) ou a seleção da configuração das juntas, têm um grande impacto na robustez da estrutura e como consequência disso, na sua capacidade de resistir ao colapso progressivo. A ativação da ação mista entre as vigas metálicas e a laje de betão fornece capacidade adicional de redistribuição e reduz consideravelmente o dano local e o risco de colapso progressivo.

Em particular, para as estruturas dimensionadas ao sismo, observa-se que os princípios do dimensionamento sísmico conduzem a requisitos em termos de regularidade no plano e em elevação, continuidade nas juntas, resistência lateral e rigidez, ductilidade local e global, mas também em termos de hierarquia de rotura para os elementos e juntas, fornecendo às estruturas metálicas e mistas as propriedades apropriadas em termos de dimensionamento à robustez. Colunas mais resistentes fornecem melhor proteção contra o impacto e explosão, enquanto que os requisitos mínimos de flexão e ductilidade nas juntas viga-coluna fornecem maior capacidade em caso de um cenário de perda de coluna.

No que diz respeito às juntas, foi demonstrado que o seu comportamento influencia fortemente o comportamento global da estrutura. Pelo que, é fundamental respeitar as recomendações de dimensionamento apresentadas na Secção 2.2.3 que permitem garantir um nível mínimo de ductilidade e capacidade de deformação para as juntas estruturais.

Os resultados também indicam que alguns cenários de carregamento podem levar ao dano significativo e colapso parcial progressivo, por exemplo em pórticos com juntas simples sujeitos a um cenário de perda de coluna. Nestes casos, o uso de juntas viga-coluna de resistência parcial é visto como uma boa alternativa, dado que não impede o projetista de usar métodos de análise simples, considerando as juntas rotuladas (se a ductilidade das juntas for garantida através do uso das

recomendações da Secção 2.2.3) enquanto se beneficia da resistência extra apresentada pelas juntas no caso de eventos excepcionais.

Considerando a aplicação do método do caminho de carga alternativo, é claramente destacado que o nível de cargas de tração obtido usando o método prescritivo recomendado na EN 1991-1-7 é muito inferior do que os obtidos através de métodos mais sofisticados que implicam a simulação explícita da perda de coluna. Isto confirma que o método prescritivo não tem como objetivo prever as cargas associadas a um cenário de perda de coluna, mas o de garantir um nível mínimo de continuidade da estrutura.

Significa também que o uso do método prescritivo não é suficiente para garantir que a estrutura irá resistir a um cenário de perda de coluna. Para garantir este objetivo, os métodos analíticos ou numéricos propostos no presente manual de dimensionamento devem ser utilizados no processo de dimensionamento.

Para os projetistas, a abordagem analítica é vista como uma boa alternativa à abordagem numérica completa que requer o uso de modelos de elementos finitos e o conhecimento da utilização de ferramentas de elementos finitos.

Parte 3 – Anexos

A.1 Resistência de cálculo de juntas sujeitas a esforços de flexão e axiais

Com base no teorema estático, é possível prever a resistência de rutura de uma ligação através do equilíbrio entre as forças externas aplicadas e os esforços internos. Quando uma ligação está sujeita a M e N , as equações de equilíbrio são:

$$M = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i$$
$$N = \sum_{i=1}^n F_i$$
(48)

onde, F_i é a força da fiada i e h_i o braço que lhe é associado, considerado como a distancia vertical entre a fiada considerada e o eixo de referencia da viga, i.e., o eixo onde é considerado que os esforços M e N estão aplicados (h_i toma um valor positivo quando as fiadas se localizam acima do eixo de referencia).

A força axial e o momento fletor aplicado estão interligados através do conceito de excentricidade de carga e da seguinte forma (N é positivo quando esforços de tração estão aplicados e M é positivo como definido na Figura 135):

$$M = e \cdot N$$
(49)

A.1.1 Critério de resistência tendo em consideração o efeito do grupo de parafusos

A resistência de uma fiada é considerada igual à resistência da componente ativa mais fraca na fiada considerada. De acordo com o teorema estático, esta resistência não de ser excedida. Isto parece fácil quando se observa apenas a resistência individual das fiadas, mas torna-se bastante mais difícil quando se desenvolvem efeitos de grupo na ligação (ver Seção 2).

No modelo, qualquer grupo de fiadas $[m,p]$ para o qual o efeito de grupo se possa desenvolver é estudado considerando uma fiada fictícia equivalente com um braço e uma resistência de grupo igual à componente mais fraca. Assim, o critério de resistência para cada fiada que faça parte de um grupo $[m,p]$, para cada componente α , pode ser escrito como:

$$\sum_{i=m}^p F_i \leq F_{mp}^{Rd\alpha} \quad m = 1, \dots, n \text{ e para cada valor de } m, p \text{ varia de } m \text{ a } n$$
(50)

Onde $F_{mp}^{Rd\alpha}$ é a resistência do grupo $[m,p]$ para a componente α obtida de acordo com o Eurocódigo 3 Parte 1-8. Se m igualar p , $F_{mp}^{Rd\alpha}$ fica a resistência individual da componente α incluída na fiada m . Este critério de resistência pode ser derivado para cada uma das componentes que constituem a fiada e a resistência final do grupo das fiadas $[m,p]$, com o nome F_{mp}^{Rd} , pode ser definida como o menor valor dos valores de $F_{mp}^{Rd\alpha}$.

Este critério está ilustrado na Figura 133, onde se representa a aplicação deste critério para uma ligação com duas fiadas de parafusos; a aplicação deste critério para uma ligação com três fiadas, definidas como 1,2 e 3, está representado na Figura 134. Globalmente, estas figuras abrangem casos que podem ocorrer em qualquer ligação com n fiadas para as quais o efeito de grupo de parafusos se possa desenvolver em duas ou três fiadas sucessivas.

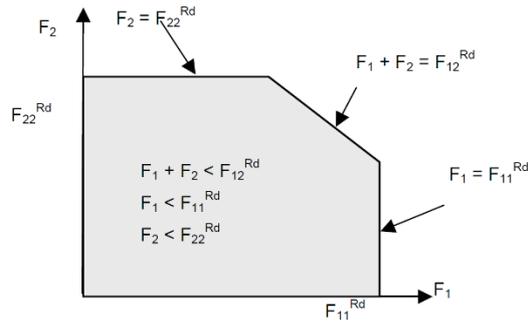


Figura 133. Interação entre duas fiadas de parafusos

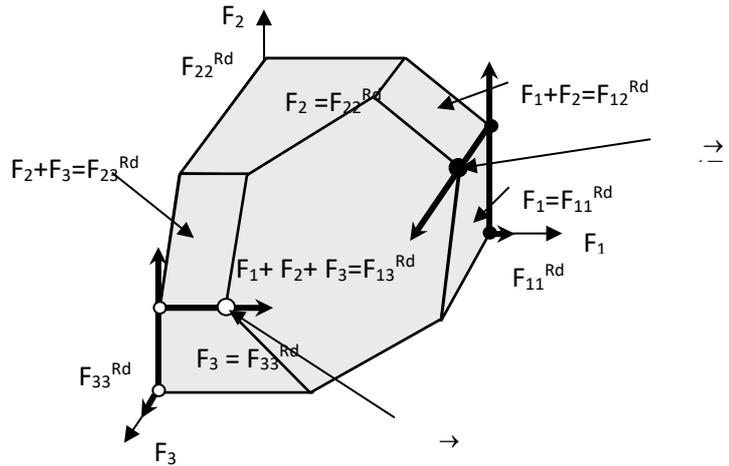


Figura 134. Interação entre três fiadas de parafusos e definição de F_{jRd} – Possível efeito de grupo entre três fiadas de parafusos e sucessivos passos para a avaliação da resistência da ligação (pontos pretos e brancos, respetivamente)

A.1.2 Definição do critério de rotura global para a ligação

A curva de resistência da interação M-N é obtida utilizando um critério de rotura apresentado pela equação seguinte:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c \quad (51)$$

Nesta equação, o valor de k varia de 1 até n onde n representa o número total de fiadas. k designa o número da fiada onde se assume que o eixo neutro plástico está localizado para o cálculo dos diferentes pontos da curva de resistência M-N (entre estes pontos da curva M-N, o eixo neutro plástico passa de uma fiada para seguinte); assim, variando o valor de k , obtêm-se diferentes distribuições das forças resistentes entre as fiadas (respeitando o teorema estático) e portanto, diferentes conjuntos M-N são obtidos. Conhecendo cada posição do eixo neutro, podem ser obtidas duas distribuições das forças resistentes (uma assumindo a parte acima do eixo de neutro plástico está em compressão e a parte abaixo do eixo em tração ou assumindo a situação inversa), os conjuntos “2k” M-N são obtidos utilizando a Equação (51). Esta equação é definida de modo a se obter a máxima resistência à flexão, adotando uma distribuição otimizada das forças internas entre as fiadas ativas, tendo em consideração os possíveis efeitos de grupo, como é explicado de seguida.

Nesta expressão, duas resistências F_i^c podem ser atribuídas à fiada i (F_i^{Rd+} e F_i^{Rd-}) com o objetivo de maximizar o valor absoluto do momento fletor, maximizando as cargas nas fiadas que estão mais

distantes da fiada “ k ”. Isto é ilustrado na Figura 135 para uma ligação com duas fiadas de parafusos. Assumindo que nesta ligação, a resistência das duas fiadas em tração é governada pela componente “chapa de extremidade em flexão” e que a resistência do grupo é igual a 100 kN e inferior à soma das resistências individuais das duas fiadas ($2 * 60 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$). Na Figura 135, são consideradas duas situações nas quais o número da fiada k é considerada igual a 1 e 4, respetivamente. A distribuição das forças de tração nas duas fiadas de parafusos, para $k = 1$ e para $k = 4$, estão ilustradas na Figura 135. Se k for igual a 4 e se for aplicado um momento fletor positivo, significa que a resistência da fiada superior F_{2Rd+} é igual a 60 kN e a da fiada inferior F_{3Rd+} igual a 40 kN ($= 100 \text{ kN} - 60 \text{ kN}$), enquanto que, se $k = 1$ e se for aplicado um momento fletor negativo, a resistência da fiada superior F_{2Rd-} é igual a 40 kN e a da fiada inferior igual a 60 kN. Na Figura 134 ilustra-se este procedimento para o caso de uma junta com três fiadas de parafusos onde o efeito de grupo é relevante. Os pontos pretos mostram os passos sucessivos necessários para estimar F_i^{Rd+} , respeitando a resistências do grupo enquanto que, os pontos brancos mostram os passos necessários para estimar F_i^{Rd-} . Assim, F_i^{Rd+} e F_i^{Rd-} podem ser definidos como a resistência máxima (ou mínima no caso de valores negativos) da fiada i sujeita a momento fletores positivos e negativos, respetivamente, considerando o efeito de grupo e maximizando a resistência de flexão.

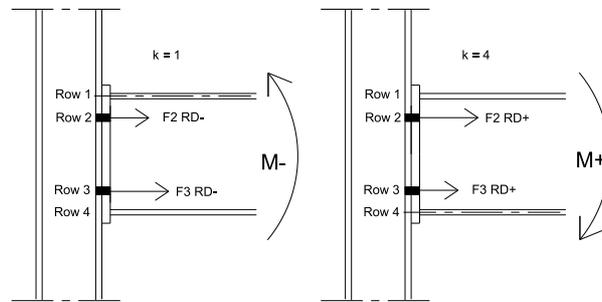


Figura 135. Exemplos da distribuição das forças resistentes entre as fiadas à tração de uma ligação com duas fiadas de parafusos

O critério de resistência com interação entre momento fletor (M) e esforço axial (N) na rutura é dado pelo conjunto de segmentos paralelos $2n$; a inclinação de cada um dos $2n$ segmentos paralelos é igual ao valor do braço (h_k) e, ao longo destes segmentos, a força (F_k) varia entre 0 numa extremidade e a resistência máxima da fiada na outra extremidade.

A aplicação da equação (51) pode ser escrita com mais detalhe como se indica de seguida:

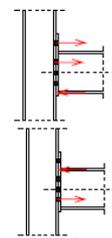
$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c$$

$$\text{either } \left. \begin{array}{l} F_i^c = \max(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \min(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{ tension in the rows at the top (M}^+\text{)}$$

$$\text{or } \left. \begin{array}{l} F_i^c = \min(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \max(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{ tension in the rows at the bottom (M}^-\text{)}$$

$$\text{with } F_i^{Rd+} = \min(F_{mi}^{Rd} - \sum_{\substack{j=m \\ i \neq up, lo}}^{i-1} F_j^{Rd+}, m = 1, \dots, i) \text{ for } i < k \text{ and } F_i^{Rd+} = F_i^{Rd} \text{ for } i = up, lo > k$$

$$F_i^{Rd-} = \min(F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=i+1 \\ i \neq up, lo}}^m F_j^{Rd-}, m = i, \dots, n) \text{ for } i > k \text{ and } F_i^{Rd-} = F_i^{Rd} \text{ for } i = up, lo < k$$



O comportamento não dútil de algumas componentes pode levar a uma redução da resistência da ligação. Uma forma de adaptar a curva de interação M-N em conformidade com esta particularidade encontra-se explicado em (Demonceau et al., 2019), assim como o modo de avaliação da rigidez elástica de uma junta sujeita a M e N .

Por fim, a resposta de uma junta sujeita a esforços axiais apenas é relevante em casos específicos de carga para os quais o procedimento de cálculo apresentado acima pode ser aplicado.

A.2 Requisitos detalhados para permitir uma suficiente capacidade de rotação de juntas simples

A.2.1 Juntas tipo header plate

Com o objetivo de permitir a rotação da junta sem aumentar o momento fletor que se possa desenvolver, o contacto entre o banzo inferior da viga e do membro de suporte deve ser estritamente evitado. Assim, é imperativo que a altura h_p da chapa seja inferior que a altura da alma da viga (Figura 136):

$$h_p \leq d_b \quad (52)$$

onde d_b é a altura útil da alma da viga.

Se o contacto existir, uma força de compressão desenvolver-se-á na zona de contacto; esta força é equilibrada pelas forças de tração nos parafusos e esforços de flexão significantes desenvolvem-se (Figura 136).

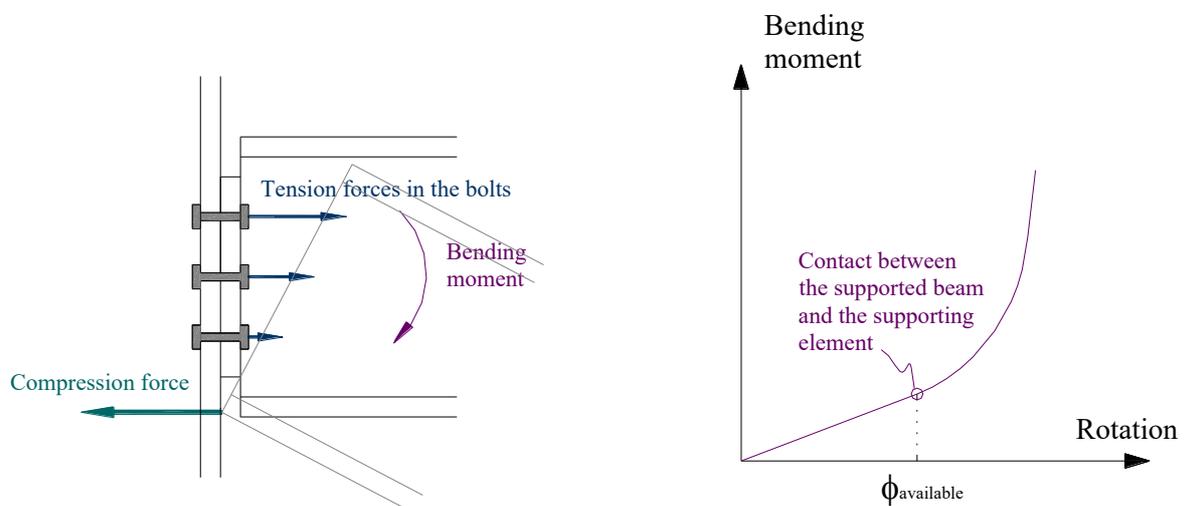


Figura 136. Contacto e evolução do momento fletor

O nível de rotação a que o contacto ocorre é obviamente dependente das características geométricas da viga e da *header plate*, mas também das deformações das componentes da junta.

De modo a derivar um critério simples que o utilizador possa facilmente aplicar antes de qualquer cálculo, para verificar se o risco de contacto pode ser ignorado, os seguintes pressupostos foram considerados (ver Figura 137):

- O elemento de suporte permanece indeformável;
- O centro de rotação da viga está localizado na extremidade inferior da *header plate*.

Com base nestes pressupostos, uma estimativa conservativa (i.e., um limite inferior) da “rotação disponível da junta” $\phi_{available}$ pode ser facilmente derivado:

$$\phi_{available} = \frac{t_p}{h_e} \quad (53)$$

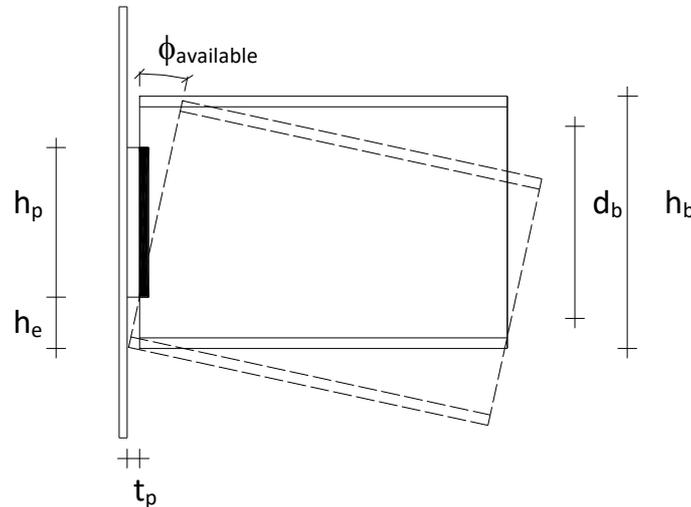


Figura 137. Características geométricas da junta e ilustração do contacto entre a viga e o elemento de suporte

Esta rotação disponível tem que ser maior que a “capacidade de rotação necessária” que varia de acordo com o sistema estrutural e carga. Um critério simples para assegurar uma suficiente capacidade de rotação pode ser escrito como:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \quad (54)$$

Por exemplo, a capacidade de rotação necessária para uma viga (comprimento L e inercia I) simplesmente apoiadas nas extremidades e sujeita a uma carga uniformemente distribuída (carga majorada γp aos ULS), escreve-se:

$$\phi_{required} = \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (55)$$

Considerando que $\phi_{available} > \phi_{required}$, deriva-se um critério simples que assegura uma capacidade de rotação suficiente da junta:

$$\frac{t}{h_e} > \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (56)$$

Um critério semelhante pode ser derivado para outros casos de carga.

A.2.2 Ligações tipo fin plate

Para permitir a rotação da junta sem aumentar o momento fletor que se possa desenvolver, o contacto entre o banzo inferior da viga e do membro de suporte deve ser estritamente evitado. Para tal, a altura h_p da chapa *fin plate* deve ser inferior à altura da alma da viga (Figura 138):

$$h_p \leq d_b \quad (57)$$

onde d_b é a altura útil da alma da viga.

Se o contacto existir, uma força de compressão desenvolver-se-á na zona de contacto que é equilibrada pelas forças de tração nas soldadura e chapa, e esforços de corte nos parafusos.

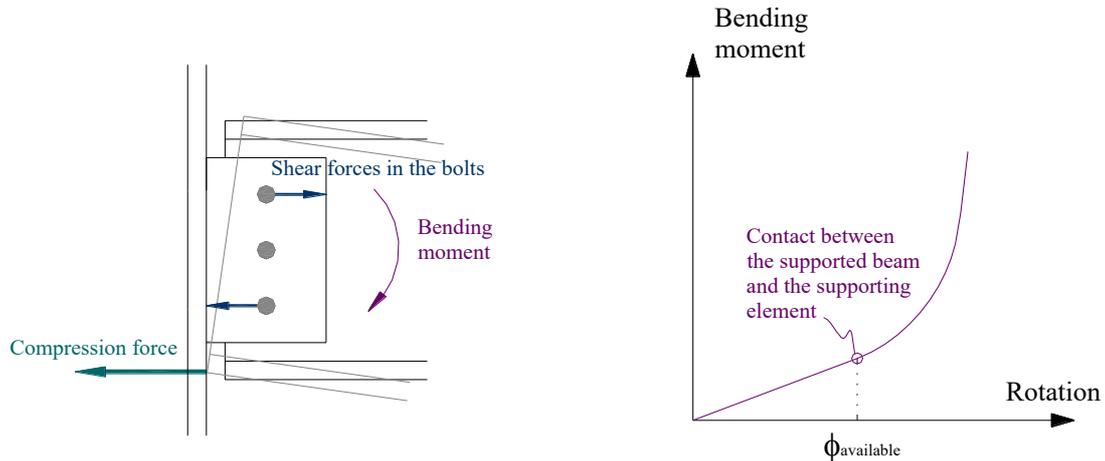


Figura 138. Contacto e evolução do momento fletor

O nível de rotação a que o contacto ocorre é obviamente dependente das características geométricas da viga e da chapa *fin plate*, mas também das deformações das componentes da junta.

De modo a derivar um critério simples que o utilizador possa facilmente aplicar antes de qualquer calculo, para verificar se o risco de contacto pode ser ignorado, os seguintes pressupostos foram considerados (ver Figura 139):

- O elemento de suporte permanece indeformável;
- O centro de rotação da viga é localizado no centro de gravidade do grupo de parafusos.

Com base nestes pressupostos, uma estimativa conservativa (i.e., um limite inferior) da “rotação disponível da junta” $\phi_{available}$ pode ser facilmente derivado:

$$\text{se } z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2} :$$

$$\phi_{available} = \infty$$

Se não:

$$\phi_{available} = \arcsin \left(\frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}} \right) - \arctg \left(\frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e} \right)$$

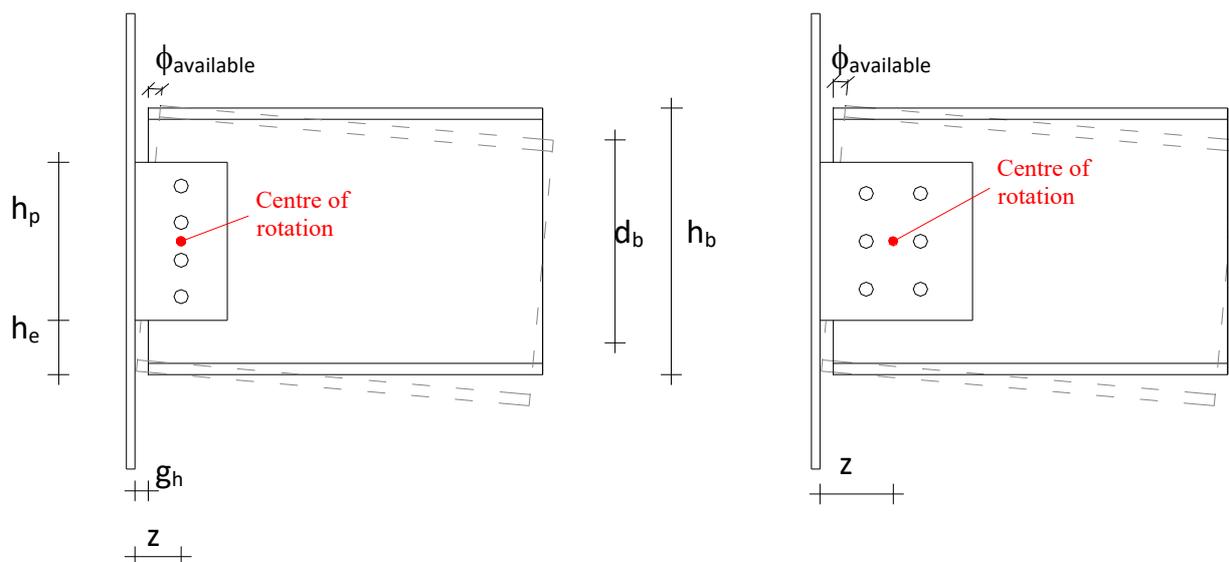


Figura 139. Características geométricas da junta e ilustração do contacto entre a viga e o elemento de suporte

Esta rotação disponível tem que ser maior que a “capacidade de rotação necessária” que varia de acordo com o sistema estrutural e carga. Um critério simples para assegurar uma suficiente capacidade de rotação pode ser escrito como:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \quad (58)$$

A.3 Recomendações específicas de ductilidade para ligações metálicas e mistas com chapa de extremidade de resistência parcial

Como introduzido na secção 2.2.3.2, (Rölle, 2013) fornece um método simplificado para a derivação do momento resistente de todas as juntas metálicas e mistas com chapa de extremidade assim como critérios construtivos para o dimensionamento de juntas altamente dúcteis, ver também Tabela 3. Outros modos de rotura que não os modos de rotura em tração são excluídos dos critérios definidos, ver Passo 1 abaixo na secção dedicada à aplicação deste método. Também, são apresentados critérios de ductilidade para T-stubs, ver Passo 2 abaixo.

O método assume que que o conjunto de forças dada pelo produto entre a resistência à tração dos parafusos e o braço, é o fator que define predominantemente a resistência à flexão das juntas (The method assumes the product of bolts’ tensile strength and lever arm of force couple to be the factor that predominantly defines the moment capacity of the joints.) Outros parâmetros que têm influência na resistência à flexão das juntas são considerados indiretamente através da aplicação de um fator de correção. A fórmula para o cálculo da resistência plástica de flexão é dada pela equação (59). Para o braço, pressupõe-se que a soma dos esforços axiais de tração atuam no centro de gravidade dos parafusos em tração e que a soma dos esforços de compressão atuam no centro de gravidade do banzo da viga em compressão. O método foi desenvolvido a partir dos resultados experimentais de (Kuhlmann et al., 2008) e das simulações numéricas desenvolvidas em (Rölle, 2013). Foi também validado com a ajuda das equações analíticas do método das componentes “real” e fornece valores conservativos quando comparados com os valores apresentados pelo método das componentes.

O método foi desenvolvido para juntas com chapa de extremidade (flush end plate) completamente metálicas. Pode, no entanto, ser adicionalmente aplicado para juntas metálicas com chapa de

extremidade saliente e juntas mistas com três fiadas de parafusos. Para as juntas metálicas com chapa de extremidade saliente, o modelo considera exclusivamente o caso onde as duas fiadas de parafusos superior estão simetricamente localizadas em relação ao banzo da viga. Para a aplicação do modelo, devem ser satisfeitos determinados critérios de resistência, geométricos e de configuração e o modelo é valido sob as seguintes condições:

- A capacidade de esmagamento do parafuso deve ser a componente mais fraca para a rotura da ligação;
- $M_{j,pl,Rd} < 0,7 M_{b,pl,Rd}$;
- Apenas uma fiada de parafuso por banzo de viga;
- Para chapa de extremidade salientes apenas uma fiada de parafusos acima do banzo da viga;
- Apenas dois parafusos por fiada;
- A espessura da chapa de extremidade não deve exceder 90% da espessura do banzo da coluna: $t_{EP} \leq 0,9 t_{fc}$.

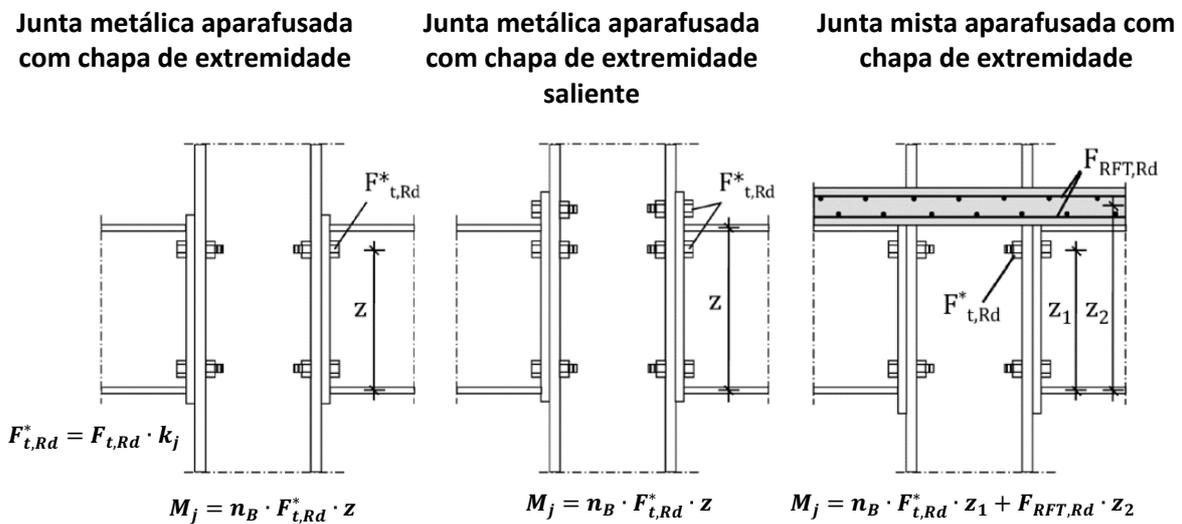


Figura 140. Configurações típicas de juntas para aplicação do método simplificado de Rölle, Fonte: (Rölle, 2013)

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z \quad (59)$$

- $F_{t,Rd} \rightarrow$ capacidade axial dos parafusos (valor de cálculo)
- $k_j \rightarrow$ fator de correção para consideração da influência de diferentes parâmetros na resistência de flexão da junta
- $\alpha \rightarrow$ fator de ajustamento
- $z \rightarrow$ braço
- $n_B \rightarrow$ número de parafusos em tração

Para juntas mistas, a fórmula para o cálculo do momento resistente plástico da junta é diferente da equação (59) pela adição de uma parcela que considera a força das armaduras e escreve-se da forma seguinte:

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2 \quad (60)$$

- $F_{T,RFT,Rd} \rightarrow$ resistência de tração da armadura (valor de cálculo)
- $z_2 \rightarrow$ braço, ver Figura 140

Este método assegura que a componente que governa o comportamento da junta é o T-stub e, através dos critérios de otimização da ductilidade, um modo de colapso ocorre. Na tese (Rölle, 2013), ficou

comprovado que ao assumir a estrutura como um pórtico contraventado, o requisito de rotação $\phi_{available} / \phi_{required}$ é pelo menos 2. Isto está também demonstrado em (Keller et al., 2021).

A.3.1 Aplicação do método simplificado (Rölle, 2013)

O processo passo-a-passo para a aplicação do método simplificado de Rölle para as três configurações de junta **(i)** junta metálica com chapa de extremidade; **(ii)** juntas metálicas com chapa de extremidade saliente e **(iii)** juntas mistas, pode ser descrito em 3 passos.

1. Verificar a gama de validade do perfil da coluna
2. Definição da gama de espessuras admissíveis para o T-stub– Critério de ductilidade do T-stub
3. Derivação do resistência de flexão

Estes 3 passos são apresentados abaixo para cada configuração

i. Juntas metálicas com chapa de extremidade

Passo1

<i>Tabela 60. Gama de validade – perfil da coluna</i>	
Alma da coluna em compressão	$\frac{\sqrt{h_c \cdot d_B}}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7,0$
Alma da coluna em tração	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Alma da coluna ao corte	$t_{wc} > 1,12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Passo2

<i>Tabela 61. Critérios de ductilidade para T-stub</i>	
Limite inferior (punçamento)	$t_{EP} \geq 0,186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$
Limite superior (ductilidade) – T-stub reforçado (chapa de extremidade)	$t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right) \cdot \frac{m_2}{2,0d_B}}$
Para $0,9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ – T-stub não reforçado (banzo da coluna)	$t_{fc} \leq 0,4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2,5d_B}}$

Passo 3

<i>Tabela 62. Modelo de resistência para o momento resistente de juntas metálicas com chapa de extremidade</i>	
Momento resistente plástico	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z$
Factor de correcção da junta	$k_{j(FEP)} = 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_2 \cdot f_{uB}}\right)^{0,25} \leq 1,0$
Capacidade axial do parafuso (tração)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

ii. Junta metálica com chapa de extremidade saliente

Para o caso de juntas metálicas com chapa de extremidade saliente, o processo para a definição da gama de espessuras admissíveis para a chapa de extremidade é feita de forma homologa às juntas metálicas com chapa de extremidade. Por outro lado, a verificação da gama de perfis a adotar para a coluna e o cálculo do momento resistente plástico da junta, deve ser feito como se apresenta de seguida:

Passo 1

<i>Tabela 63. Gama de validade – perfil da coluna</i>	
Alma da coluna em compressão	$\frac{\sqrt{h_c} \cdot 2 \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 10,0$
Alma da coluna em tração	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Alma da coluna ao corte	$t_{wc} > 1,67 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Passo 3

<i>Table 64. Modelo de resistência para o momento resistente de juntas metálicas com chapa de extremidade saliente</i>	
Momento resistente plástico	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z$
Factor de correcção da junta	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Capacidade axial do parafuso (tração)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

iii. Juntas mistas

Se a resistência à tração da armadura localizada na largura efetiva da laje é superior à capacidade de carga teórica da fiada superior de parafusos de uma hipotética parte saliente da chapa de extremidade, a componente “alma da coluna à compressão” deve ser verificada separadamente.

A definição da gama de valores admissíveis para a espessura da chapa de extremidade é obtida de acordo com o apresentado para as juntas com chapa de extremidade. Deste modo, apenas o passo 3 do método de Rölle é diferente para as juntas mistas, como apresentado na Table 65.

Passo 3

<i>Table 65. Modelo de resistência para o momento resistente de juntas mistas</i>	
Momento resistente plástico	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$
Factor de correcção da junta	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Capacidade axial do parafuso (tração)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Capacidade axial da armadura	$F_{T,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$

As formulas dadas acima referem-se ao momento resistente plástico. Podem também ser utilizadas para a resistência ultima como é usado em situações de cargas acidentais, modificando a resistência à tração dos parafusos de $F_{t,Rd}$ para $F_{t,u} = A_s f_{ub}$.

A.4 Avaliação da capacidade de rotação plástica de juntas aos ULS

A.4.1 Princípios gerais e método

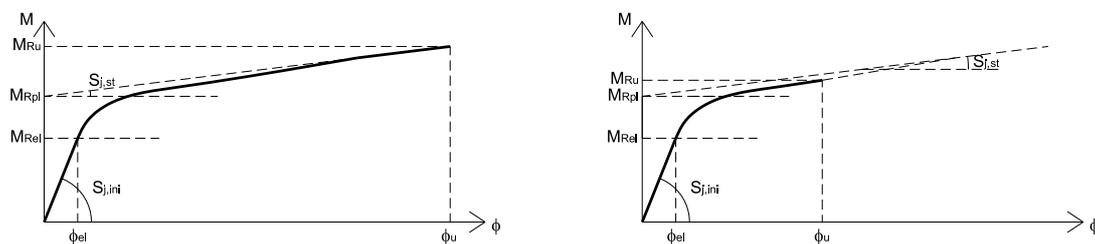
A resposta rotacional de uma junta é apresentada na forma de curva momento-rotação $M-\varphi$, onde M e φ representam, respetivamente, o momento fletor a que a junta é sujeita e a resultante da rotação relativa entre os elementos ligados. Esta curva pode ser obtida para juntas à flexão assim como juntas sujeita a um conjunto mais complexo de carga, incluindo cargas axiais. Para o caso particular onde as juntas estão sujeitas apenas a esforços de tração, a resposta rotacional é insignificante e deve ser considerada a curva força-deslocamento $N-\Delta$.

No contexto da robustez, a avaliação da deformação máxima (extensão, rotacional ou ambas) é um parâmetro chave e, por isso, é aqui apresentado um procedimento geral para a sua determinação. Como simplificação, é apresentado o procedimento para o caso de uma junta sujeita a momento fletor, mas pode ser diretamente aplicada para qualquer situação de carga.

Para juntas metálicas ou mistas clássicas, soldadas ou aparafusadas, a forma da curva $M-\varphi$ é aproximadamente bilinear e pode ser caracterizado por quatro parametros:

- Rigidez inicial $S_{j,ini}$;
- Momento plástico resistente M_{Rpl} ;
- Rigidez de endurecimento (mais geralmente rigidez pós-limite) $S_{j,st}$;
- Momento resistente último M_{Ru} .

Quando não ocorre nem instabilidade nem uma rotura frágil precoce na junta no estado último, M_{Ru} é significativamente diferente que M_{Rpl} e a forma bilinear da curva $M-\varphi$ é bem marcada (Figura 141a); quando ocorre instabilidade ou rotura frágil precoce – por exemplo na alma da coluna em compressão ou parafusos em tração - M_{Ru} toma um valor semelhante a M_{Rpl} , e a curva $M-\varphi$ tende a apresentar uma forma final arredondada (Figura 141b). Qualquer que seja o caso, a rotação última φ_u pode ser derivada pela intersecção da curva $M-\varphi$ com uma linha horizontal que representa M_{Ru} .



a – Resposta bilinear bem marcada

b – Resposta bilinear menos marcada

Figura 141. Propriedades mais relevantes da junta que caracterizam as curvas $M-\varphi$

Assim, a rotação última plástica das juntas pode ser avaliada como em (Jaspart et al., 2019):

$$\varphi_u = (M_{Ru} - M_{Rpl})/S_{j,st} \quad (61)$$

Os valores de M_{Rpl} e $S_{j,ini}$ podem ser obtidos pelo Eurocodigo 3 Parte 1-8. A rigidez pos limite da junta $S_{j,st}$ pode ser avaliada como:

$$S_{j,st} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{k^*}} \quad (62)$$

onde:

$$\sum \frac{1}{k^*} = \sum_m \left(\frac{1}{k_{i,m}} \right)_{M_{Rpl,comp,m} > M_{Rpl,limit}} + \sum_k \left(\frac{1}{k_{st,k}} \right)_{M_{Rpl,comp,k} > M_{Rpl,limit}} \quad (63)$$

k e m são índices das componentes e $M_{Rpl,limit} = 1,65M_{Rpl}$

Uma boa estimativa da resistência última da junta M_{Ru} pode ser obtida substituindo:

- A tensão de cedência do aço f_y pela tensão última f_u ;
- A resistência de cálculo do parafuso em tração pela resistência última do parafuso em tração (área útil multiplicado pela tensão última);

na formula proposta pelo Eurocódigo 3 para a avaliação do momento resistente da junta M_{Rpl} .

Os riscos de instabilidade da alma da coluna em compressão e do banzo da viga em compressão não devem, no entanto, ser esquecido. Como para M_{Rpl} , o momento resistente ultimo M_{Ru} está associado à resistência da componente mais fraca.

A.4.2 Método simplificado de Kellet para a avaliação da capacidade de deformação das juntas mistas

Em (Keller, 2019) são apresentadas equações simplificadas para prever a capacidade de rotação de juntas mistas, sujeitas a momento fletor negativo e positivo. Estas equações são baseadas nos resultados experimentais conduzidos por (Kuhlmann et al., 2017), nas análises FE conduzidas por (Rölle, 2013) e por (Keller, 2019) e no conceito do método das componentes. Para a derivação destas equações, foram consideradas apenas as componentes que influenciam significativamente a capacidade de deformação das juntas.

Capacidade de deformação de juntas sujeitas a momento fletor negativo

Para juntas mistas sujeitas a momento negative, a proposta de (Keller 2019) está refletida na equação (64), enquanto que as componentes consideradas e o braço que lhe está associado estão representadas na Figura 142. A deformação das partes em tração e das partes em compressão é dada pelas equações (65) em (66).

Os valores apresentados correspondem à media dos resultados dos testes. Em (Keller, 2019) são apresentados fatores parciais de segurança e fatores de correção para dimensionamento.

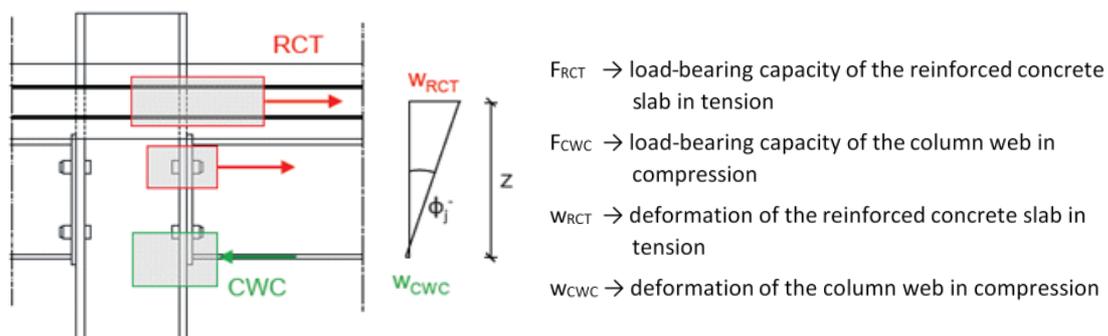


Figura 142. Rotação total ϕ_j^- de juntas mistas sujeitas a momento fletor negativo (Keller, 2019)

$$\varphi_{j,available}^- = \frac{w_{RCT} + w_{CWC}}{z} \quad (64)$$

onde:

w_{RCT}	[mm]	Deformação da laje de betão armado (ver Equação (65))
w_{CWC}	[mm]	Deformação da alma da coluna em compressão (ver Equação (66))
z	[mm]	Distância entre o centro de compressão e o centro de gravidade das armaduras, ver Figura 142

$$\bullet \quad w_{RCT} = \varepsilon_{su} \cdot \kappa \cdot l_z \cdot k_M \quad (65)$$

onde:

ε_{su}	[%]	Extensão última da armadura
$\kappa = 0,49 \cdot \frac{\rho^{0,51}}{f_{ctm}^{0,34} \cdot d_r^{0,68}}$	[-]	Fator para a consideração de diferentes fatores que influenciam o comportamento
ρ	[%]	Rácio de armadura
$l_z = 0,9 \cdot \left(\frac{h_{col}}{2} + a \right)$	[mm]	Comprimento de alongamento da armadura (num lado da junta)
h_{col}	[mm]	Altura do perfil da coluna
a	[mm]	Distancia do primeiro conector de corte ao banzo da coluna
$k_M = \begin{cases} 1,00 & \rightarrow \text{para carga axial pura} \\ 0,61 & \rightarrow \text{para momento fletor negativo} \end{cases}$	[-]	Fator que considera as condições de carga

$$\bullet \quad w_{CWC} = \frac{M_{j,u}^-}{z \cdot k_{CWC} \cdot E} \cdot \delta_{smu} \quad (66)$$

onde:

$M_{j,u}^-$	[kNm]	Momento fletor resistente ultimo da junta
z	[mm]	Braço
$k_{CWC} = 0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{d_c}$	[mm]	Coefficiente de rigidez para CWC de acordo com EN 1993-1-8
$\delta_{smu} = 1,12 \cdot 10^4 \cdot \varepsilon_{smu}^{2,35}$	[-]	Fator para a consideração da extensão da laje em tração
$\varepsilon_{smu} = \left(\frac{w_{RCT}}{I_Z} \right)$	[-]	Extensão da laje em tração

Capacidade de deformação de juntas sujeitas a momento fletor positivo

A capacidade de deformação das juntas sujeitas a momento fletor positivo é dada na pela equação (67) e as componentes consideradas e os braços relevantes estão ilustrados na Figura 143.

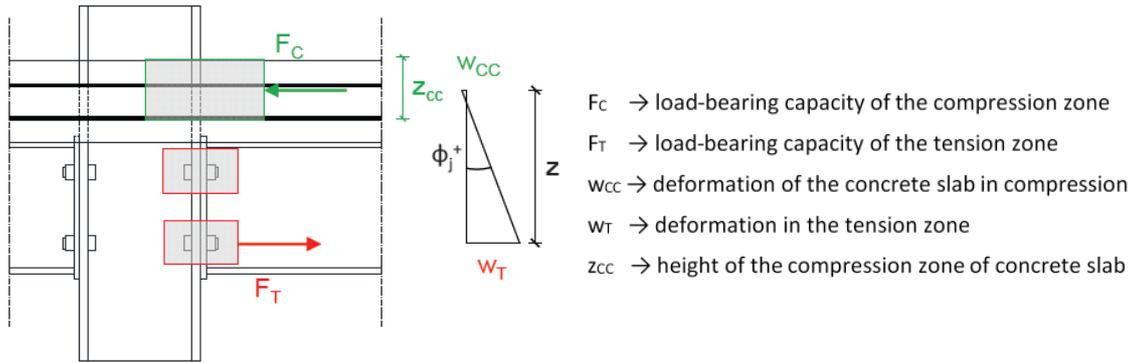


Figura 143. Rotação total ϕ_j^+ de juntas mistas sujeitas a momento fletor negativo (Keller, 2019)

$$\phi_{j,avail}^+ = \frac{w_T}{z} \quad (67)$$

onde:

$$w_T = \frac{(t_{ep} + t_{cf}) \cdot f_y \cdot \delta_{pl,T}}{E} \quad [\text{mm}] \quad \text{Deformação dos elementos em aço da junta em tração}$$

$$\delta_{pl,T} = a \cdot 1,07 \cdot 10^{-4} \cdot h_b \cdot \sqrt{m_x} \cdot \left(\frac{d_b}{t_{ep}}\right)^3 \quad [-] \quad \text{Fator para a consideração de diferentes fatores que influenciam o comportamento}$$

$$\cdot \left(\frac{m}{t_{cf}}\right)^{1,8} \cdot \left(\frac{f_{ub}}{f_y}\right)^{2,8}$$

$$a = \begin{cases} 1,00 & \text{para juntas metálicas} \\ 0,65 & \text{para juntas mistas} \end{cases} \quad [-] \quad \text{Fator para juntas metálicas e mistas}$$

$$z \quad [\text{mm}] \quad \text{Braço – distância entre o centro de compressão e a fiada de parafusos em tração}$$

$$m_x \quad [\text{mm}] \quad \text{Distância vertical entre o parafuso e o banzo da viga}$$

$$m \quad [\text{mm}] \quad \text{Distância horizontal entre o parafuso e a alma da viga}$$

Como alternativa, (Duarte da Costa 2018) propôs um procedimento analítico para a prever a capacidade de rotação última de juntas mistas sujeitas a momento fletor negativo (hogging moment) com a ativação de armaduras S500B.

O primeiro passo consiste na determinação da extensão última ϵ_{smu} e da extensão cedência ϵ_{smy} da componente da de betão armado, visto que o efeito de endurecimento à tração não pode ser ignorado no que diz respeito ao seu efeito na capacidade de alongamento da componente “armaduras da laje em tração”. Assim, gráficos de dimensionamento para uma fácil determinação das extensões ϵ_{smu} e ϵ_{smy} são apresentados na Figura 144. Estes gráficos são dados em função da classe de betão e rácio efetivo de armadura ρ_{eff} . De modo a determinar ϵ_{smu} e ϵ_{smy} com ajuda destes gráficos, devem ser seguidos os seguintes passos:

1. Calcular o rácio efetivo de armadura ρ_{eff} considerando uma area efetiva $A_{c,eff}$ de betão à volta da armadura longitudinal de acordo com (EN 1992-1-1, 2005), Figura 7.1 e obter a primeira tensão de fendilhação σ_{sr1} com o gráfico superior da Figura 144.

2. Multiplicar primeira tensão de fendilhação σ_{sr1} obtida no passo anterior pelo fator k_b que e igual a k_c como definido na Seção 7.4.2(1) do (EN 1994-1-1 2004). Este fator considera uma distribuição linear de tensões na seção antes da fendilhação. Neste contexto, determinar, determine the ultimate strain limit ϵ_{smu} of the reinforced concrete member with the inferior chart of Figura 144. On the same chart, determine the yield strain limit ϵ_{smy} of the reinforced concrete member.

No Segundo passo, o comprimento efetivo da junta L_j é calculado: $L_j = \frac{h_c}{2} + n \cdot 2 \cdot \frac{\emptyset}{6.4 \cdot \rho_{eff}}$

com:

- h_c a altura da coluna;
- $n = 1.5$ para $1.0\% \leq \rho_{eff} \leq 1.6\%$; 2.5 para $1.6\% < \rho_{eff} \leq 1.9\%$; 3.5 para $1.9\% < \rho_{eff} \leq 2.2\%$; 4.5 para $2.2\% < \rho_{eff} \leq 2.9\%$; 5.5 para $2.9\% < \rho_{eff} \leq 3.5\%$;
- \emptyset diametro da armadura

No ultimo passo, a capacidade de rotação da junta é calculado com a equação seguinte, implementando os valores obtidos nos passos anteriores:

$$\emptyset_u = \left[\varepsilon_{smu} \cdot \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{smu} + \varepsilon_{smy}}{2} \cdot \left(L_j - \frac{h_c}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{h_r} \quad (68)$$

com h_r o braço interno entre o ponto de compressão e a camada de armadura.

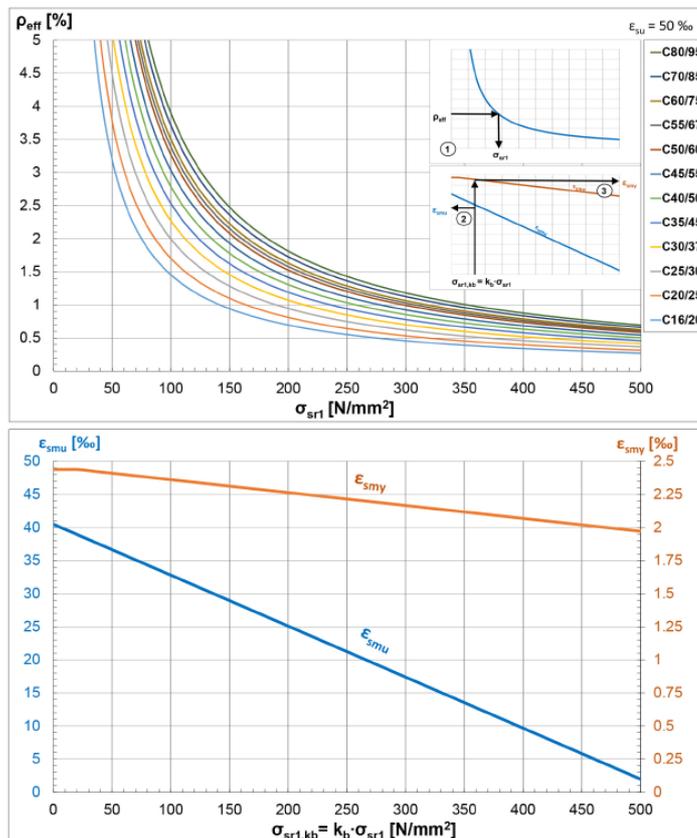


Figura 144. Auxilio de dimensionamento para a determinação da capacidade de rotação de juntas mistas de acordo com (Duarte da Costa 2018)

A.5 Resistência das juntas sujeitas a esforços de tração

No presente anexo são apresentadas regras para prever a resistência axial de ligações simples, de resistência parcial e de emendas de colunas.

A.5.1 Ligações simples sujeitas a esforços de tração

Folhas de dimensionamento específicas para a derivação da resistência á tração de configurações juntas simples comumente utilizadas foram preparadas em (Jaspart et al., 2009) como parte das recomendações de dimensionamento europeias; em particular, estas folhas fornecem regras para prever a resistência axial ultima destas juntas. Estas regras estão apresentação abaixo visto que elas constituem procedimentos de calculo facilmente aplicáveis. É de realçar que a sua aplicação é estritamente limitada a juntas que satisfazem os requisitos mínimos de ductilidade apresentados na Secção 2.2.

A.5.1.1 Dados gerais para ligações do tipo *header plate*, *fin plate* e *web cleats*

- Para os parafusos:
 - n Numero total de parafusos
 - A Área nominal do parafuso
 - A_s Área útil do parafuso
 - d Diâmetro nominal da parte lisa do parafuso
 - d_o Diâmetro do furo
 - $f_{u,b}$ Tensão última do parafuso
 - $f_{y,b}$ Tensão de cedência do parafuso
- Para as soldaduras:
 - a Espessura do cordão de soldadura
 - β_w Fator de correlação para a avaliação da resistência da soldadura
- Para os elementos de suporte e elementos suportados:
 - t Espessura da chapa de suporte (t_{cf} e t_{cw} para o banzo e alma da coluna, respetivamente, t_{bw} para a alma da viga)
 - t_w Espessura da alma da viga
 - $A_{b,v}$ Área da viga
 - $A_{b,v,net}$ Área útil solicitada ao corte da viga
 - f_u Tensão última do elemento em aço (índice b_w para a alma da viga, c_f e c_w para o banzo e alma da coluna, respetivamente)
 - f_y Tensão de cedência do elemento em aço (índice b_w para a alma da viga, c_f e c_w para o banzo e alma da coluna, respetivamente)
- Coeficientes parciais de segurança:
 - γ_{M0} Coeficiente parcial de segurança para secções em aço; toma o valor 1,0
 - γ_{M2} Coeficiente parcial de segurança para seções úteis tendo em conta a zona dos furos, parafusos, soldaduras e chapas ao esmagamento; toma o valor 1,25
- Ação:
 - V_{Ed} Ação de corte aplicada à junta
- Resistência:
 - V_{Rd} Resistência ao corte da junta
 - $F_{v,Rd}$ Resistência ao corte

A.5.1.2 Notações particulares para ligações do tipo *header plate*

- h_p Altura da *header plate*
- t_p Espessura da *header plate*

- A_v Área da *header plate* solicitada ao corte
- A_{vnet} Área útil da *header plate* solicitada ao corte
- f_{yp} Tensão de cedência da *header plate*
- n_1 Numero de linhas de parafusos
- n_2 Numero de fiadas de parafusos
- e_1 Distância à extremidade
- e_2 Distância ao bordo lateral
- p_1 Distância entre eixos (longitudinal)
- p_2 Distância entre eixos (transversal)
- m_p distância entre as colunas de parafusos e a soldadura que liga a *header plate* à alma da viga (definição de acordo com o EN 1993-1-8)

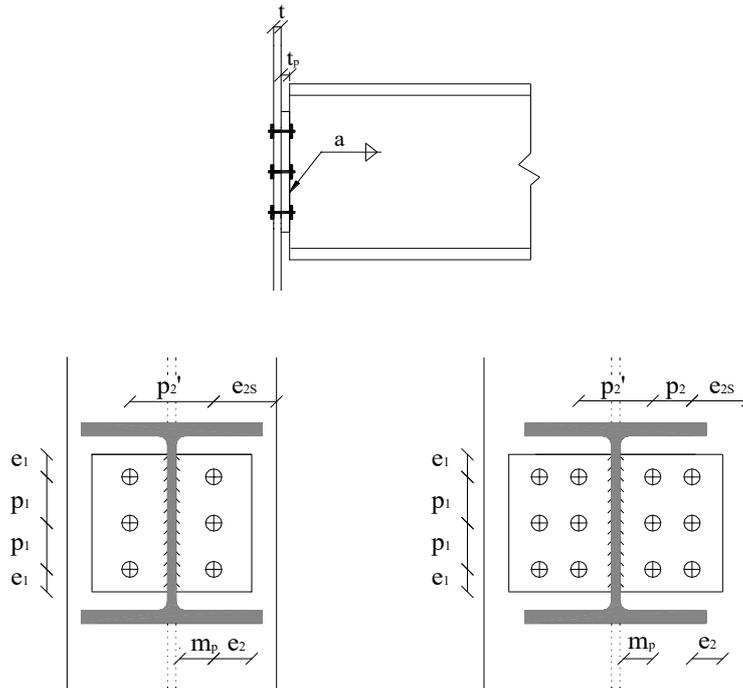


Figura 145. Notações da *header plate*

A.5.1.3 Notações particular para ligações do tipo *fin plate*

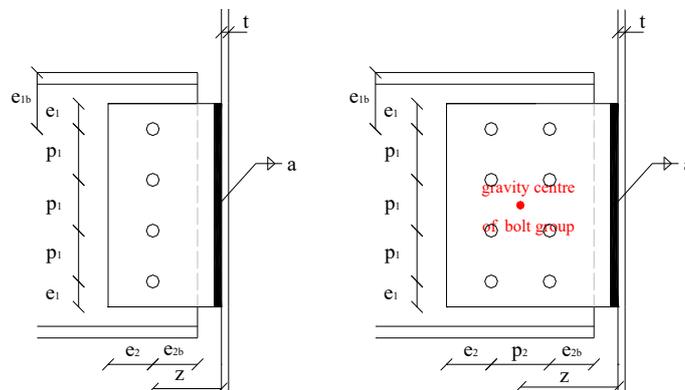


Figura 146. Notações da *fin plate*

- h_p Altura da chapa *fin plate*
- t_p Espessura da chapa *fin plate*

- A_v Área solicitada ao corte da chapa *fin plate*
 A_{vnet} Área útil solicitada ao corte da chapa *fin plate*
 f_{yp} Tensão de cedência da chapa *fin plate*
 n_1 Numero de linhas de parafusos
 n_2 Numero de fiadas de parafusos
 e_1 Distância à extremidade (*fin plate*)
 e_2 Distância ao bordo lateral (*fin plate*)
 e_{1b} Distância à extremidade (alma da viga)
 e_{2b} Distância ao bordo lateral (alma da viga)
 p_1 Distância entre eixos (longitudinal)
 p_2 Distância entre eixos (transversal)
- I Momento de inércia de um grupo de parafusos

A.5.1.4 Notações particulares para ligações do tipo *cleat web*

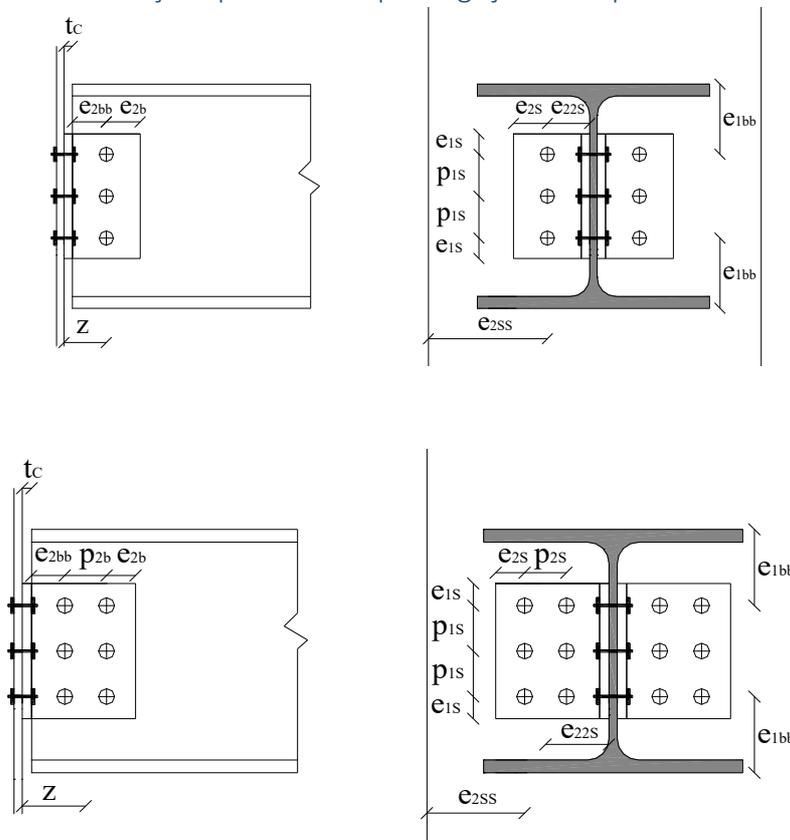


Figura 147. Notações para web cleat

- h_c Altura da chapa *cleat*
 t_c Espessura da chapa *cleat*
 A_v Area solicitada ao corte da chapa *cleat*
 A_{vnet} Area útil solicitada ao corte da chapa *cleat*

Lado da viga:

- d_{sb} Diâmetro nominal da parte lisa do parafuso
 d_{osb} Diâmetro do furo
 n_b Numero total de parafusos
 n_{1b} Numero de linhas de parafusos
 n_{2b} Numero de fiadas de parafusos

- e_{1b} Distância à extremidade (cleat)
- e_{2b} Distância ao bordo lateral (cleat)
- p_{1b} Distância entre eixos (longitudinal)
- p_{2b} Distância entre eixos (transversal)
- e_{2bb} Distância ao bordo lateral (alma da viga)
- e_{1bb} Distância à extremidade (banzo da viga)
- z Braço
- I Momento de inércia do grupo de parafusos

Lado do elemento de suporte:

- d_s Diâmetro nominal da parte lisa do parafuso
- d_{0s} Diâmetro do furo
- n_s Numero total de parafusos
- n_{1s} Numero de linhas de parafusos
- n_{2s} Numero de fiadas de parafusos
- e_{1s} Distância à extremidade (cleat)
- e_{2s} Distância ao bordo lateral (cleat)
- p_{1s} Distância entre eixos (longitudinal)
- p_{2s} Distância entre eixos (transversal)
- e_{2ss} Distância ao bordo lateral (elemento de suporte)
- e_{22s} Distancia longitudinal entre o parafuso interior da coluna e a alma da viga

A.5.1.5 Resistência à tração de ligações do tipo header plate

MODO DE COLAPSO	VERIFICAÇÃO
Parafusos à tração	$N_{u1} = n B_{t,u}$ com: $B_{t,u} = f_{ub} A_s / \gamma_{Mu}$
Chapa <i>Header plate</i> à flexão	$N_{u2} = \min (F_{hp,u,1}; F_{hp,u,2})$ $F_{hp,u,1} = \frac{(8 n_p - 2 e_w) l_{eff,p,t,1} m_{u,p}}{2 m_p n_p - e_w (m_p + n_p)}$ $F_{hp,u,2} = \frac{2 l_{eff,p,t,2} m_{u,p} + n B_{t,u} n_p}{m_p + n_p}$ <p>onde $n_p = \min (e_2; 1,25 m_p)$</p> $m_{u,p} = \frac{t_p^2 f_{up}}{4 \gamma_{Mu}}$ $l_{eff,p,1} = l_{eff,p,2} = h_p$ <p>(geralmente um valor conservativo; ver EC3 – tabela com comprimentos efetivos para chapa de extremidade, casa “Linha de parafusos na parte saliente do banzo tracionado da viga” – para valores mais precisos; os comprimentos efetivos obtidos pela tabela devem ser multiplicados por 2 antes de serem introduzidos nas expressões indicadas acima)</p>

Elemento de suporte à flexão	$N_{u3} =$ ver EN 1993-1-8 para banzos de coluna (com substituição de $B_{t,Rd}$ por $B_{t,u}$, f_y por f_u e γ_{M0} por γ_{Mu}).
Alma da viga à tração	$N_{u4} = t_w h_p f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Soldaduras	A resistência total das soldaduras é assegurado através das recomendações de dimensionamento para soldaduras da Secção 2.2.
Resistência à tração da junta	$N_u = \min_{i=1}^4 N_{u_i}$

A.5.1.6 Resistência à tração de ligações do tipo fin plate

MODO DE COLAPSO	VERIFICAÇÃO
Parafusos ao corte	$N_{u1} = n F_{v,u}$ com: $F_{v,u} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{Mu}$ <ul style="list-style-type: none"> • quando o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso: $A = A_s$ (área da secção resistente do parafuso) • para as classes de parafusos 4.6, 5.6 e 8.8: $\alpha_v = 0,6$ • para as classes de parafusos 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: $\alpha_v = 0,5$ • quando o plano de corte passa pela parte não roscada do parafuso: A (area da secção transversal bruta do parafuso) e $\alpha_v = 0,6$
Chapa Fin plate ao esmagamento	$N_{u2} = n F_{b,u,hor}$ com: $F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{up} d t_p / \gamma_{Mu}$ onde: $\alpha_b = \min \left(\frac{e_2}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} \text{ ou } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$
Chapa Fin plate à tração: Secção transversal bruta	$N_{u3} = t_p h_p f_{up} / \gamma_{Mu}$

Chapa Fin plate à tração: Secção transversal útil	$N_{u4} = 0,9 A_{net,p} f_{up} / \gamma_{Mu}$ with: $A_{net,p} = t_p h_p - d_0 n_1 t_p$
Alma da viga ao esmagamento	$N_{u5} = n F_{b,u,hor}$ com: $F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{ubw} d t_{bw} / \gamma_{Mu}$ onde: $\alpha_b = \min \left(\frac{e_{2b}}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ubw}} \text{ ou } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$
Alma da viga à tração: Secção transversal bruta	$N_{u6} = t_{bw} h_{bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Alma da viga à tração: Secção transversal útil	$N_{u7} = 0,9 A_{net,bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$ com: $A_{net,bw} = t_{bw} h_{bw} - d_0 n_1 t_{bw}$
Element de suporte à flexão	$N_{u8} =$ ver EN 1993-1-8 para banzos de coluna (com substituição de $B_{t,Rd}$ por $B_{t,u}$, f_y por f_u e γ_{M0} por γ_{Mu}).
soldaduras	A resistência total das soldaduras é assegurado através das recomendações de dimensionamento para soldaduras da Secção 2.2.
Resistência à tração da junta	$N_u = \min_{i=1}^8 N_{u,i}$

A.5.1.7 Resistência à tração de ligações do tipo *web cleats*

A folha de calculo corresponde poderia ser adicionada, mas, de facto, representaria uma combinação das formulas já apresentadas para as duas juntas anteriores visto que as duas partes que constituem a chapa *cleat* assemelham-se a uma chapa *fin plate* e a uma chapa *header plate*.

A.5.2 Juntas de resistência parcial e emendas de coluna em tração

O método das componentes pode ser adaptado para a caracterização de juntas sujeitas a esforços axiais e, em particular, a esforços de tração que é a condição de carga a ser considerada quando se aplicada, por exemplo, o método das amarrações.

De fato, os componentes ativos na presença de cargas axiais são semelhantes ao que são ativados no caso de momento fletor. Assim sendo, para a aplicação dos conceitos do método das componentes, é apenas necessário adaptar o processo de reunião das componentes de modo a obter a resistência axial das juntas:

$$N_{j,Rd} = \sum_i F_{Rd,i} \quad (69)$$

onde $N_{j,Rd}$ é a resistência axial da junta e $F_{Rd,i}$ a resistência da componente “i” ativada na presença de N (EN 1993-1-8, 2005).

Deste modo, a resistência axial da junta pode ser obtida somando a contribuição das diferentes componentes ativas. Esta formulação é apenas válida se os critérios de ductilidade apresentados na secção 2.2 forem satisfeitos.

É também possível prever a resistência axial última das juntas, substituindo a resistência de calculo pela resistência última:

$$N_{j,u} = \sum_i F_{u,i} \quad (70)$$

onde $N_{j,u}$ é a resistência última da junta e $F_{u,i}$ a resistência última da componente ativa “i” na presença de N obtida substituindo $B_{t,Rd}$ por $B_{t,u}$, f_y por f_u e γ_{MO} por γ_{Mu} nas regras propostas em (EN 1993-1-8 2005).

A.5.3 Método simplificado para a caracterização de juntas metálicas e mistas com chapas de extremidade sujeitas a esforços axiais

Seguindo o conceito apresentado em A.3.1 e utilizando um fator de redução para condição de carga em tração pura, (Rölle, 2013) desenvolveu formulas (ao nível da resistência última) para o calculo da capacidade das juntas sujeitas a condições de carga em tração pura:

$$N_{j,u} = k_j \cdot k_{j,T} \cdot F_{t,u} + F_{RFT,u} \quad (71)$$

onde:

$$k_j = 1,95 \left(\frac{t_{ep} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}} \right)^{0,25} \quad \text{Fator de correção da junta}$$

$$k_{j,T} = \left(\left(\frac{m_x}{3,0 \cdot d_b} \right) \cdot \left(1 - \frac{m}{p} \right) \right)^{0,25} \quad \text{Fator de redução para esforços de tração}$$

$$F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub} \quad \text{Capacidade axial das juntas (colapso)}$$

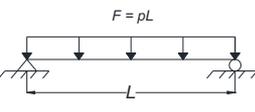
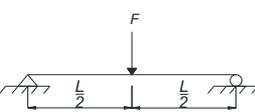
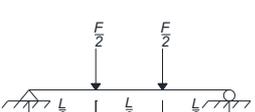
$$F_{RFT,u} = A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} \quad \text{Capacidade última das armaduras}$$

A.6 Tabelas para estimar a resposta de sistemas SDOF

A.6.1 Fatores de transformação para vigas e lajes armadas numa direção

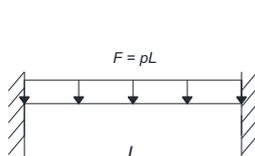
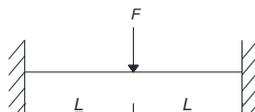
Para determinar a resposta de sistemas SDOF com comportamento elástico-plástico, a resistência última (R_m), os fatores de cargas (K_L), os fatores de massa (K_M), os fatores de carga-massa (K_{LM}), a constante de rigidez (k) e as reações dinâmicas (V), pode ser determinado para vigas e lajes armadas numa direção, a partir das tabelas seguintes:

Tabela 66. Fatores de transformação para vigas e lajes armadas numa direção – vigas simplesmente apoiadas (Biggs and Biggs, 1964)

Carga	Strain range	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator carga-massa K_{LM}		Resistência máxima R_m	Contaste de rigidez k	Reação dinamica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme			
	Elástico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8M_P}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$0.39R+0.11F$
	Plástico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8M_P}{L}$	0	$0.38R_m+0.12F$
	Elástico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{4M_P}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0.78R-0.28F$
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4M_P}{L}$	0	$0.75R_m-0.25F$
	Elástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{6M_P}{L}$	$\frac{56.4EI}{L^3}$	$0.525R-0.025F$
	Plástico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{6M_P}{L}$	0	$0.52R_m-0.02F$

* As massas concentradas são consideradas iguais e aplicadas no ponto de aplicação de cada carga concentrada.
 Fonte: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tabela 67. Fatores de transformação para vigas e lajes armadas numa direção – vigas duplamente encastradas (Biggs and Biggs, 1964)

Carga	Strain range	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator carga-massa K_{LM}		Resistência máxima R_m	Contaste de rigidez k	Constante de rigidez efetiva k_E	Reação dinamica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme				
	Elástico	0.53	...	0.41	...	0.77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.36R+0.14F$
	Elástico - plástico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	$0.39R+0.11F$
	Plástico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	$0.38R_m+0.12F$
	Elástico	1.0	1.0	0.37	1.0	0.37	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{192EI}{L^3}$	$0.71R-0.21F$
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	$0.75R_m-0.25F$

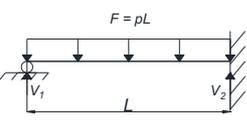
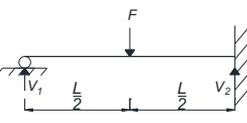
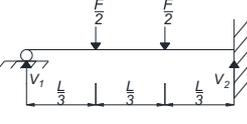
M_{Ps} – Momento fletor resistente ultimo no apoio

M_{Pm} – Momento fletor resistente ultimo a meio vão

* As massas concentradas são consideradas no ponto de aplicação das cargas concentradas.

Fonte: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tabela 68. Fatores de transformação para vigas e lajes armadas numa direção – vigas simplesmente apoiadas e encastradas (Biggs and Biggs, 1964)

Carga	Strain range	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator carga-massa K_{LM}		Resistência máxima R_m	Constante de rigidez k	Constante de rigidez efetiva k_E	Reação dinâmica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme				
	Elástico	0.58	...	0.45	...	0.78	$\frac{8M_{Ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	$\frac{160EI}{L^3}$	$V_1 = 0.26R + 0.12F$ $V_2 = 0.43R + 0.19F$
	Elástico - plástico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$		$V = 0.39R + 0.11F \pm M_{Ps}/L$
	Plástico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0.38R_m + 0.12F \pm M_{Ps}/L$
	Elástico	1.0	1.0	0.43	1.0	0.43	$\frac{16M_{Ps}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$	$V_1 = 0.25R + 0.07F$ $V_2 = 0.54R + 0.14F$
	Elástico - plástico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$		$V = 0.78R - 0.28F \pm M_{Ps}/L$
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0.75R_m - 0.25F \pm M_{Ps}/L$
	Elástico	0.81	0.67	0.45	0.83	0.55	$\frac{6M_{Ps}}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$	$V_1 = 0.17R + 0.17F$ $V_2 = 0.33R + 0.33F$
	Elástico - plástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$		$V = 0.525R - 0.025F \pm M_{Ps}/L$
	Plástico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$...		$V = 0.52R_m - 0.02F \pm M_{Ps}/L$

M_{Ps} – Momento fletor resistente ultimo no apoio
 M_{Pm} – Momento fletor resistente ultimo a meio vão
 * As massas concentradas são consideradas iguais e aplicadas no ponto de aplicação de cada carga concentrada.
 Fonte: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

A.6.2 Flecha máxima e máximo tempo de resposta de sistemas SDOF elásticos

Para determinar a resposta de sistemas SDOF com comportamento elásto-plástico, a ductilidade necessária μ , dada pelo rácio y_m/y_e , em função de t_d/T_n pode ser representada graficamente, como uma família de curvas R_m/F_m .

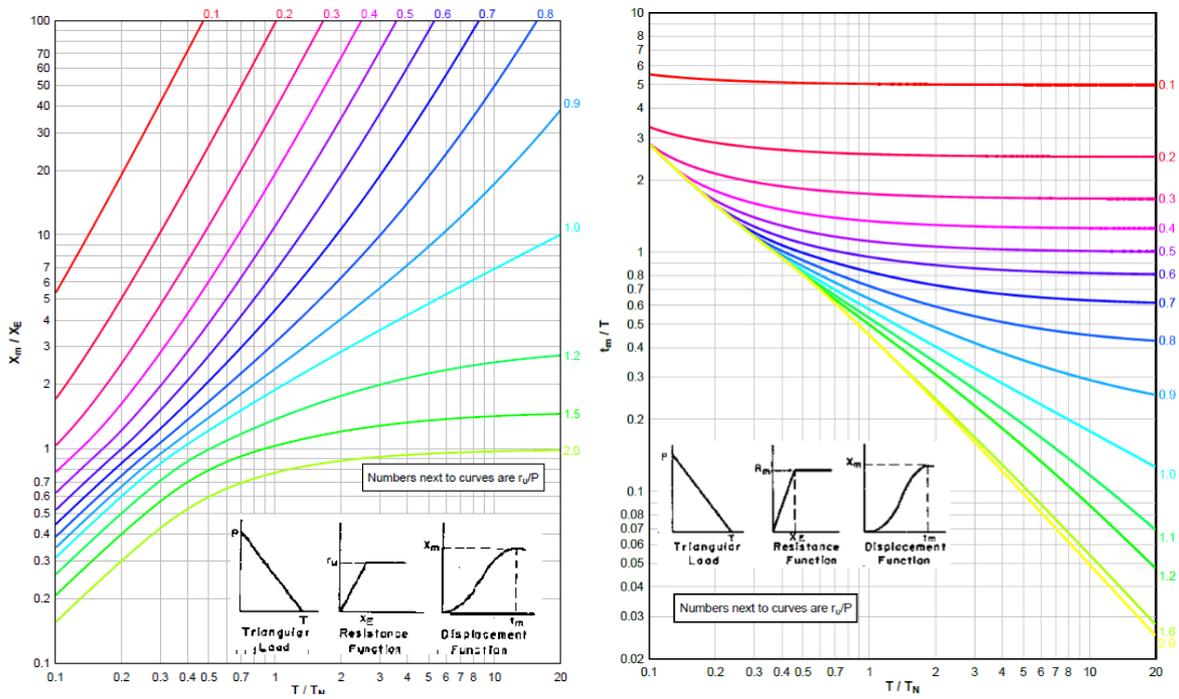


Figura 148. Flecha máxima (a) e máximo tempo de resposta (b) de sistemas SDOF elásto-plástico para cargas triangulares (DoD, 2008)

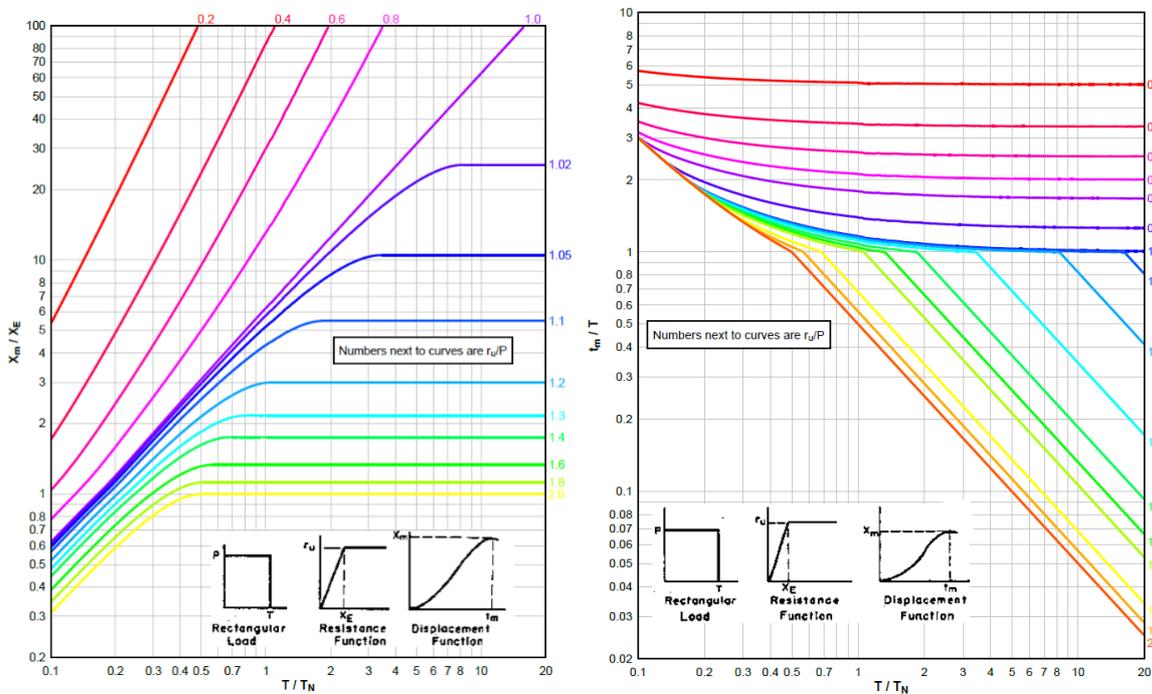


Figura 149. Flecha máxima (a) e máximo tempo de resposta (b) de sistemas SDOF elásto-plástico para cargas rectangulares (DoD, 2008)

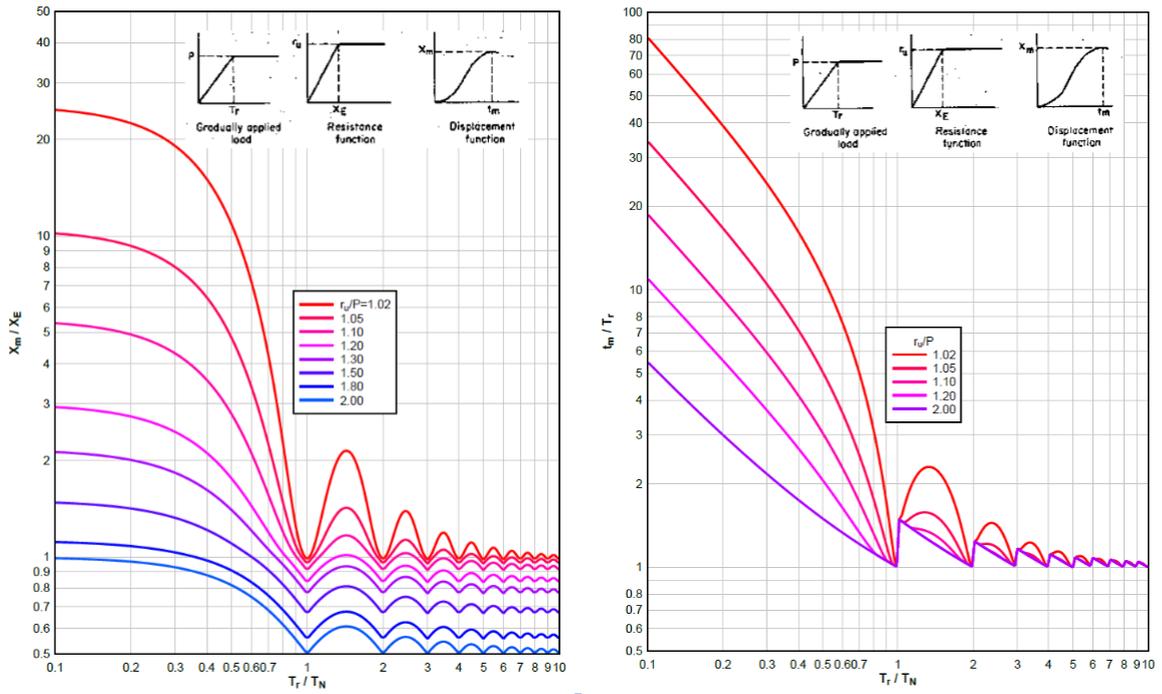


Figura 150. Flecha máxima (a) e máximo tempo de resposta (b) de sistemas SDOF elásto-plástico para cargas aplicadas gradualmente

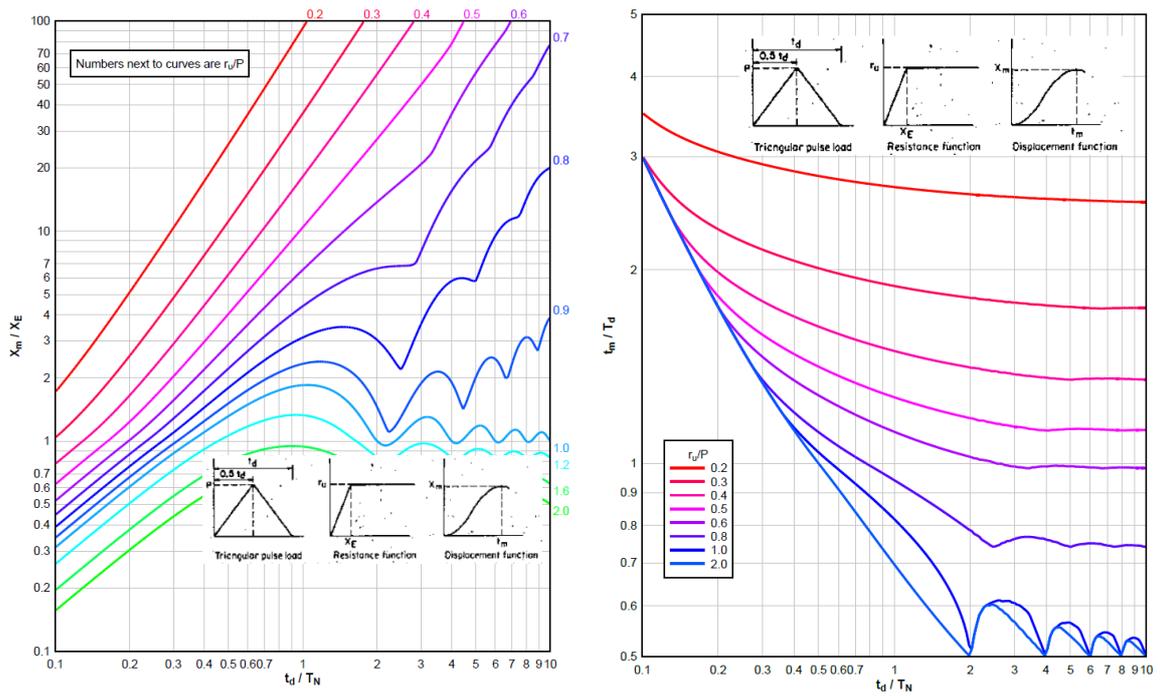


Figura 151. Flecha máxima (a) e máximo tempo de resposta (b) de sistemas SDOF elásto-plástico para cargas de impulso triangulares

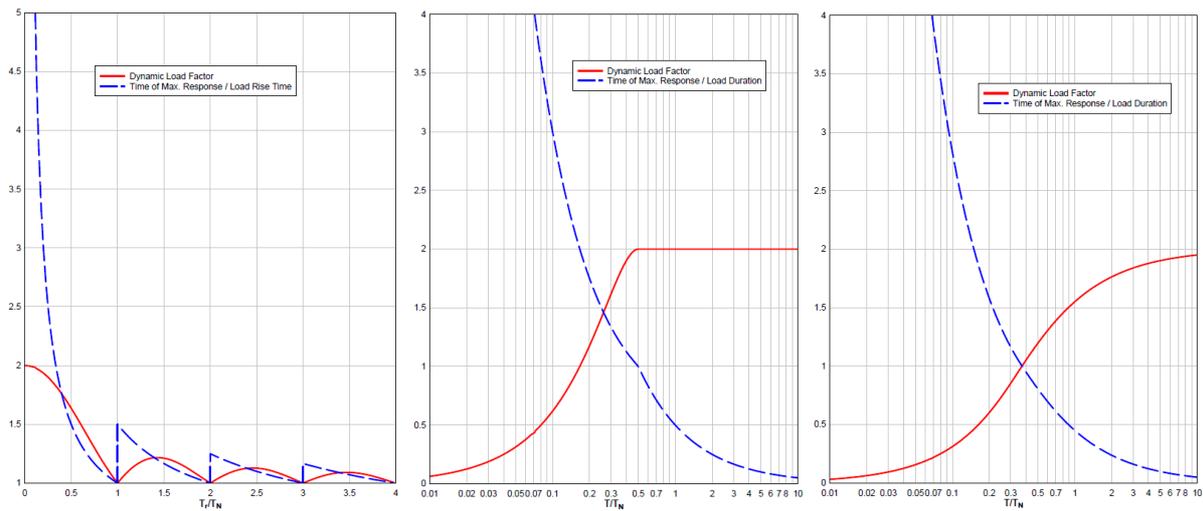


Figura 152. Resposta máxima de sistemas elástico de um grau de liberdade, para cargas gradualmente aplicadas (a), para cargas rectangulares (b) e cargas triangulares (c)

A.7 Método analítico simplificado para estruturas 3D com juntas simples

As formulas apresentadas na secção 5.3.2.2 que permitem prever as forças de membrana e a rotação necessária ao nível das juntas em estruturas 2D, assumindo que a laje tem um comportamento de diafragma infinitamente, pode ser facilmente expandido em estruturas 3D com pequenas adaptações. Para estruturas 3D, o subsistema a ser considerado é o apresentado na Figura 153.

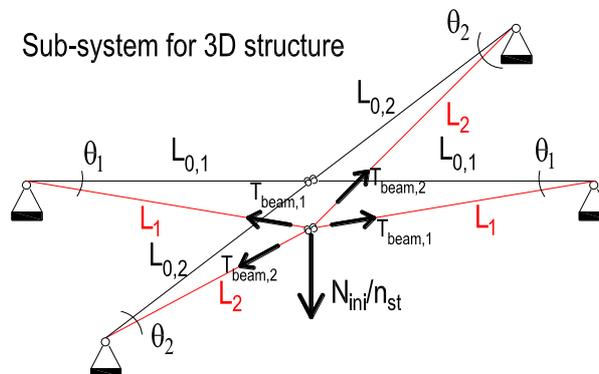


Figura 153. Subsistema para estruturas 3D

Para este subsistema, é possível prever a resposta a partir das equações de equilíbrio e pela compatibilidade de deslocamento. Neste sistema, quatro variáveis tem que ser determinadas: $T_{beam,1}$, $T_{beam,2}$, θ_1 e θ_2 . O sistema de equações está apresentado na Tabela 69.

Tabela 69. Sistema de equações para estruturas 3D com juntas simples

Estruturas 3D com juntas simples	
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Eq. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

onde os parâmetros geométricos encontram-se definidos na Figura 153, $T_{beam,1}$ e $T_{beam,2}$ são as forças de tração nas vigas nas duas direções, A_1 e A_2 são as secções transversais das vigas nas duas direções.

A.8 Procedimento analítico avançado

(Huvelle et al., 2015) desenvolveu um procedimento analítico mais geral e detalhado. Este modelo permite prever a resposta de pórticos 2D com juntas simples, de resistência parcial ou rígidas quando se desenvolvem forças de membrana na zona diretamente afetada durante um cenário de perda de coluna.

O modelo é baseado na definição de um subestrutura e na sua caracterização a partir de formulas analíticas (ver Figura 154), adotando as seguintes hipóteses:

- é assumido que a perda da coluna acontece de forma progressiva (estática);
- as rotulas desenvolvem-se na secção transversal das vigas ou nas juntas viga-coluna;
- todas as colunas têm a mesma seção transversal; o mesmo é admitido para as vigas;
- apenas é considerado a perda de colunas internas (i.e., colunas que não se encontram na extremidade do pórtico);
- não há a cedência do resto da estrutura, ou seja, na zona indiretamente afetada (i.e., o comportamento desta zona assume-se como sendo infinitamente elástico).

O efeito da zona indiretamente afetada na resposta da parte diretamente afetada é simulado por molas horizontais nas duas extremidades de cada piso do pórtico, caracterizadas por uma rigidez K_H (como se assume que o comportamento da zona indiretamente afetada é elástico, apenas é necessário a rigidez para a caracterizar). Além disso, no modelo proposto, um dos parâmetros com mais influencia na resposta da subestrutura é o comportamento das zonas plásticas que aparecem devido, inicialmente aos esforços de flexão e depois, à interação entre os esforços de flexão e esforços axiais, devido ao desenvolvimento das forças catenárias. Estas zonas plásticas são simuladas a partir de um modelo de molas com multicamadas, como ilustrado na Figura 154, com um comportamento elástico perfeitamente plástico. A utilização deste modelo permite a consideração de situações nas quais as zonas plásticas se desenvolvem na secção transversal das vigas ou ao nível das juntas viga-coluna utilizando os princípios do método das componentes.

O modelo analítico proposto consiste na resolução de um sistema de N equações com N variáveis (Tabela 70.). Estas equações foram derivadas a partir dos teoremas estático e cinemático, i.e. utilizando o equilíbrio do sistema e a compatibilidade de deslocamentos. Este sistema de equações pode ser facilmente resolvido a partir do uso de um software matemático. A partir deste modelo podem ser obtidos os seguintes resultados:

- Deslocamento vertical– u , em particular:
 - o deslocamento máximo e ;
 - o deslocamento remanescente
- Deformações ao nível da zona plástica;
- Horizontal deflections of the IAP;
- Internal forces in the system.

Tabela 70. Sistema de equações e variáveis para o modelo analítico (Huvelle et al., 2015)

Unknowns	Number	Equations
u	1	$u = \text{input data}$
θ	n_{st}	$\sin(\theta) = u/(L_0 - 2L + \Delta_L)$
δ	n_{st}	$\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta)/(L_0 - 2L + \Delta_L)$
$\delta_{H,l}$	n_{st}	$\delta_{H,l}(n_{st} \times 1) = S_l(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
$\delta_{H,r}$	n_{st}	$\delta_{H,r}(n_{st} \times 1) = S_r(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
Δ_L	n_{st}	$\Delta_L = F_H(L_0 - 2L)/(EA)$
M	n_{st}	$M = \sum F_i h_i$
F_H	n_{st}	$F_H = \sum F_i$
$F_i (i = [1:6])$	$6 * n_{st}$	$F_i = f(\delta_i)$
$\delta_i (i = [1:6])$	$6 * n_{st}$	$\delta_i = \delta + h_i \theta$
P	n_{st}	$-0.5P(L_0 - 0.5(\delta_{H,l} + \delta_{H,r})) + F_H u + 2M = 0$
P_{tot}	1	$P_{tot} = \sum P$

onde:

- os parâmetros geométricos encontram-se definidos na Figura 154;
- n_{st} é o numero de pisos na zona diretamente afetada;
- F_i é a força axial em cada moda do modelo com multicamadas de molas;
- δ_i é a deformação de cada mola do modelo com multicamadas de molas;
- F_H é a força de tração aplicada nas zonas plásticas;
- M é o momento fletor aplicado nas zonas plásticas;
- $\delta_{H,l}$ e $\delta_{H,r}$ são, respetivamente, a deformação da mola horizontal à esquerda e direita de cada piso;
- S_l e S_r são, respetivamente, os coeficiente de flexibilidade da zona indiretamente afetada à esquerda e direita de cada piso (estes coeficiente podem ser obtidos através de uma análise estática elástica linear da parte indiretamente afetada - ver (Huvelle et al., 2015) para mais detalhes);
- P é a carga vertical suportada por cada piso ao nível da coluna perdida e;
- P_{tot} é a carga associada com a perda da coluna.

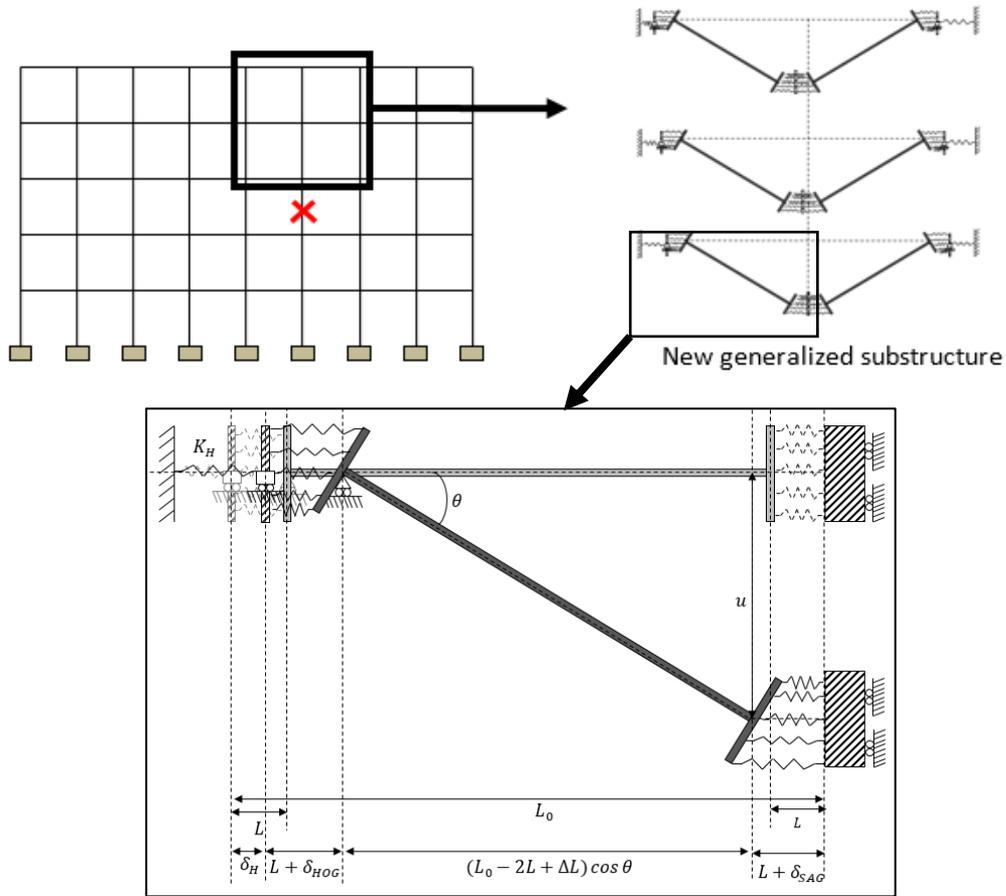


Figura 154. Definição da subestrutura (Huvelle et al., 2015)

Em (Kulik, 2014) e (Ghimire, 2016), ficou demonstrado como o modelo pode ser alargado para estruturas 3D com membros lineares. A extensão do modelo analítico consiste em considerada a resposta de uma estrutura 3D como a soma das repostas dos pórticos 2D que se intersectam ao nível da perda da coluna () e pela compatibilização de deslocamentos no ponto da perda da coluna.

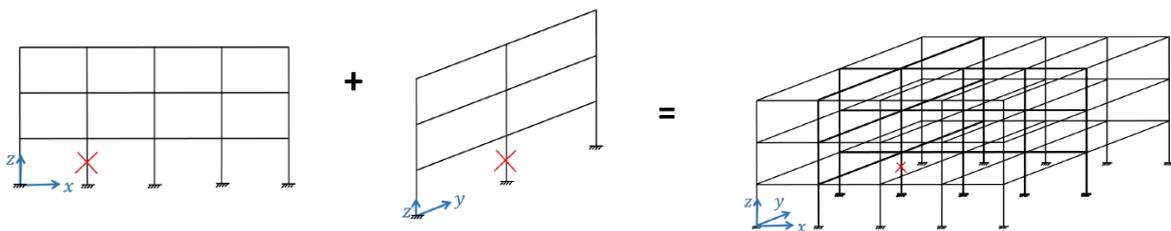


Figura 155. Superposição da resposta dos pórticos longitudinais e transversais para obter a resposta de estruturas 3D (Jacques, 2019)

A zona diretamente afetada é verificada para os estados de tensões e deformações resultantes do modelo analítico para o deslocamento máximo. Como mencionado na secção 5.1, podem desenvolver-se, para além dos esforços de flexão, forças de compressão nas vigas dos pisos superiores na zona diretamente afetada. Assim, em alguns casos, as vigas dos pisos superiores devem ver verificadas como elementos viga-colunas, ou seja, deve ser verificada a sua estabilidade.

Além disso, o modelo não inclui limites de deformação. Portanto, a capacidade de deformação das zonas plásticas na DAP deve ser verificado para a flecha máxima obtida no modelo analítico quando P_{tot} é igual a N_{ini} (ver secção 5.3.2).

A zona indiretamente afetada também deve ser verificada para os estados de tensão e deformações associadas com o deslocamento máximo observado, i.e., quando se assume que a perda da coluna é total. Conhecendo os esforços internos nas extremidades do modelo da subestrutura, é possível prever os esforços internos na IAP aplicando-lhe as cargas das extremidades de cada piso da subestrutura. A verificação da IAP pode ser efetuada de acordo com o Eurocódigo 3 e/ou Eurocódigo 4. Deve-se prestar especial atenção às colunas perto da coluna perdida, pois suportam esforços adicionais de compressão, mas também, esforços de flexão que advém do desenvolvimento das forças de membrana no sistema. Adicionalmente, também as juntas nas extremidades das vigas da IAP devem ser verificada, visto que estão sujeitas a esforços axiais adicionais associados com o desenvolvimento das forças de membrana na DAP (ver seção 2.2.2).

Parte 4 – Referencias

- Adam, J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., and Lu, X., 2018. Research and Practice on Progressive Collapse and Robustness of Building Structures in the 21st Century. *Engineering Structures* 173: 122–149.
- Alhasawi, A., Guezouli, S, and Couchaux, M., 2017. Component-Based Model Versus Stress-Resultant Plasticity Modelling of Bolted End-Plate Connection: Numerical Implementation. *Structures* 11: 164–177. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.05.004>
- Applied Science International, 2021. Extreme Loading for Structures Theoretical Manual, Version 8.
- Arup, 2011. Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. Department for Communities and Local Government, London, UK.
- ASCE, 2017a. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE, 2017b. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (No. ASCE 7-05). American Institute of Steel Construction.
- Bailey, C.G., 2001. Membrane Action of Unrestrained Lightly Reinforced Concrete Slabs at Large Displacements. *Engineering Structures* 23 (5): 470–483. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00064-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00064-X)
- Biggs, J.M., and Biggs, J., 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill College.
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997a. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997b. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Brasseur, M., Franssen, J.M., Hanus, F., Nadjai, A., Obiala, R., Pintea, D., Sanghoon, H., Scifo, A., Thauvoye, C., and Vassart, O., 2018. Temperature Assessment of a Vertical Steel Member Subjected to Localised Fire (LOCAFI). <https://doi.org/10.2777/67601>
- Burnett, E.F.P., 1975. Abnormal Loading and Building Safety. *Special Publication* 48: 141–190. <https://doi.org/10.14359/17863>
- Cadorin, J.-F., 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- CEB, 1988. Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading (CEB-Bulletin d’information, NO. 187). Comité Euro-International Du Béton. Dubrovnik, Croatia.
- CEN/TC250/SC4, 2020. N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements.
- CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts. CEN.
- CSA, 1991. Risk Analysis Requirements and Guidelines. Canadian Standards Association.
- CSA, 2012. CSA S850, Design And Assessment Of Buildings Subjected To Blast Loads. Canadian Standards Association.
- Demonceau, J.-F. 2008. Steel and Composite Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Development of Membrane Effects in Beams Further to an Exceptional Action. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- Demonceau, J.-F., Cerfontaine, F., and Jaspart, J.-P., 2019. Resistance of Steel and Composite Connections under Combined Axial Force and Bending Including Group Effects: Analytical Procedures and Comparison with Laboratory Tests. *Journal of Constructional Steel Research* 160: 320–331. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.030>

- Demonceau, J.-F., D'Antimo, M., and Jaspert, J.-P., 2018. Robustness of Steel Structures Subjected to a Column Loss Scenario, in *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision*. Presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Ghent, Belgium. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/229100>
- Demonceau, J.-F., Huvelle, C., Comeliau, L., Van Hoang, L., Jaspert, J.-P., Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., Haremza, C., Santiago, A., da Silva, L.S., Zhao, B., Taillefer, N., Dhima, D., Gens, F., and Obiala, R., 2013. Robustness of Car Parks against Localised Fire (Robustfire). Grant Agreement Number RFSR-CT-2008-00036, Final Report, EUR. European Commission.
- Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspert, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Elghazouli, A., Khail, Z., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dubina, D., Dinu, F., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE Project - D1-2 - Background Document. RFCS Deliverable.
- Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I.M., and Neagu, C., 2015. CODEC: Structural Conception and Collapse Control Performance Based Design of Multistory Structures under Accidental Actions - Final Report. Timisoara, Romania. https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec_files/4.5.pdf
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Khalil, A., and De Iulii, E., 2018. Factors Affecting the Response of Steel Columns to Close-in Detonations. In, 873–880. Editorial Universitat Politècnica de València.
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Petran, I., Pastrav, M., Sigauan, A., Ciutina, A., 2016. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss, in: *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, pp. 691–698.
- DoD, 2008. UFC 3-340-02: Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- Duarte da Costa, J., 2018. Structural properties of steel – concrete composite joints. Luxembourg, Luxembourg.
- Dubina, D., Marginean, I.M., Dinu, F., 2019. Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems. *Thin-Walled Structures* 143, 106201. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106201>
- ECCS, 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures: Eurocode 3, Part 1-8.
- Elghazouli, A., Khalil, Z., Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspert, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dinu, F., Jakab, D., Dubina, D., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE - D2.1 - Derivation of Practice-Oriented Design Guidelines. RFCS Deliverable.
- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., Carino, N.J., 2007. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (No. NISTIR 7396). US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- EN 1990, 2002. Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-2, 2002. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, Brussels.

- EN 1992-1-1, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels
- EN 1992 1-2, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-2, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-8, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-14, 2020. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: General rules - Design assisted by finite element analysis. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-2, 2005. Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- FEMA P-2090, 2021. Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time. Federal Emergency Management Agency.
- Ghimire, A., 2016. Robustness of 3D steel structures further to a column loss: identification of structural requirements through parametrical studies. University of Liege.
- GSA, 2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration, Washington DC, US.
- GSA, 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Rev.1. General Services Administration, Washington DC, US.
- Gudmundsson, G.V., and Izzuddin, B.A., 2010. The 'Sudden Column Loss' Idealisation for Disproportionate Collapse Assessment. *The Structural Engineer* 88 (6): 22–26.
- Hall, S., 2017. Rules of Thumb for Chemical Engineers. Butterworth-Heinemann.
- Harris, R. J., and Wickens, M. J., 1989. Understanding Vapour Cloud Explosions: An Experimental Study. Institution of Gas Engineers.
- Hognestad, E., 1953. Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal Proceedings* 49 (3): 637–656. <https://doi.org/10.14359/11842>
- Huvelle, C., Hoang, V.-L., Jaspert, J.-P., Demonceau, J.-F., 2015. Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss. *Engineering Structures* 86, 33–42. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.018>
- ICC, 2018. International Building Code (IBC). International Code Council.
- Izzuddin, B.A., 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures. *Stahlbau* 79, 556–564. <https://doi.org/10.1002/stab.201001350>
- Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* 30: 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- Jacques, M., 2019. Robustness of Steel Frames Further to a Column Loss: Development of Analytical Methods for Practitioners. University of Liege.
- Jaspert, J.P., Pietrapertosa, C., Weynand, K., Busse, E., Klinkhammer, R., Grimault, J.P., 2005. Development of a Full Consistent Design Approach for Bolted and Welded Joints in Building

- Frames and Trusses between Steel Members Made of Hollow and/or Open Sections-Application of the Component Method. Application of the Component Method. Draft Final Report 1.
- Jaspart, J.-P., Corman, A., and Démonceau, J.-F., 2019. Ductility Assessment of Structural Steel and Composite Joints. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/239363>
- Jaspart, J.-P., Démonceau, J.-F., Renkin, Sandra, Guillaume, M.L., 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures, First Edition. 126. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Jaspart, J.-P., and Weynand, K., 2016. Design of Joints in Steel and Composite Structures; Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-8 - Design of Joints; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 - General Rules and Rules for Building. Ernst & Sohn.
- Johnson, G., and Cook, W., 1983. A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. The Hague, The Netherlands.
- JRC, 2012. Progressive Collapse Risk Analysis: Literature Survey, Relevant Construction Standards and Guidelines. JRC Technical Reports. Institute for the Protection and the Security of the Citizen, Luxembourg. <https://data.europa.eu/doi/10.2788/70141>
- Keller, N., 2019. Robustheit von Stahl-und Verbundrahmen durch gezielte Knotenausbildung. University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Keller, N., Rölle, L., Kuhlmann, U., 2021. Design of steel and composite joints for ductility and robustness. In preparation.
- Kingery, C., Bulmash, G., 1984. Technical report ARBRL-TR-02555: air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst. (No. AD-B082 713). Aberdeen Proving Ground, MD: U.S. Army Ballistic Research Laboratory.
- Kuhlmann, U., Jaspart, J.-P., Vassart, O., Weynand, K., Zandonini, R., 2008. Robust structures by joint ductility. RFCS Publishable Report Contract-No RFS-CR-04046.
- Kuhlmann, U., Hoffmann, N., Jaspart, J.-P., Démonceau, J.-F., Zandonini, R., Baldassino, N., Hoffmeister, B., Colomer, C., Korndorfer, J., Hanus, F., Charlier, M., Hjjaj, M., Guezouli, S., 2017. Robust impact design of stel and composite building structures (ROBUSTIMPACT). European Commission.
- Kulik, S., 2014. Robustness of Steel Structures–Consideration of Couplings in a 3D Structure. University of Liege.
- Landolfo, R., D’Aniello, M., Costanzo, S., Tartaglia, R., Démonceau, J.-F., Jaspart, J.-P., Stratan, A., Jakab, D., Dubina, D., Elghazouli, A., Bompa, D., 2018. Equaljoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified joints, 124.
- Laszlo, R., Dinu, F., Gheorghiosu, E., Marginean, I., Kovacs, A., 2020. Local and global effects in steel buildings frames due to blast load, in: SGEM GEOCONFERENCE.
- Lemaire, F., 2010. Study of the 3D Behaviour of Steel and Composite Structures Further to a Column Loss (in French). University of Liege.
- Malvar, L.J., Crawford, J.E., 1998. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Seminar. Orlando, Florida, United States, 18.
- Nethercot, D.A., Stylianidis, P., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., 2010. Resisting progressive collapse by the use of tying resistance. Presented at the 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australia.
- ODPM, 2013. The Building Regulations 2010, Part A, Schedule 1: A3: Disproportionate collapse. Office of the Deputy Prime Minister, London, UK.

- Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Residual capacity of earthquake damaged buildings, in: *Proceedings of the 15 Th World Conference on Earthquake Engineering*. 24–28.
- prEN 1990:2019, 2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- prEN 1998-1-2:2019.3, 2019. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- RFCS, 2017. *INNOSEIS Valorization of Innovative Anti-Seismic Devices*.
- Rölle, L., 2013. Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Schäfer, M., 2005. Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Somes, N. F., 1973. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse, in Building Practices for Disaster Mitigation (Wright, Kramer and Culver, Eds.). *Building Science*.
- Starossek, U., 2006. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International* 16 (2): 113–117.
- Starossek, U., 2007. Disproportionate Collapse: A Pragmatic Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 160 (6): 317–25. <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.6.317>
- Starossek, U., 2009. Progressive Collapse of Structures. Vol. 153. Thomas Telford, London.
- Starossek, U., 2018. Progressive Collapse of Structures, Second Edition. ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/pcos.61682>
- Starossek, U., and Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (6): 519–258. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Starossek, U., and Haberland, M., 2012. Robustness of Structures. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering* 1: 3–21.
- Stylianidis, P., 2011. Progressive Collapse Response of Steel and Composite Buildings. Imperial College London. <http://spiral.imperial.ac.uk/handle/10044/1/9111>
- Tagel-Din, H., and Meguro, K., 2000. Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures. *Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE* 17 (2).
- UN SaferGuard. Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator | International Ammunition Technical Guidelines. <https://unsaferguard.org/un-saferguard/kingery-bulmash>
- Vermeulen, M., 2021. Robustness of Steel Structures - Study of the Applicability of Innovative Methods on Real Structures. University of Liège, Belgium.
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2008. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part II: Application. *Engineering Structures* 30 (5): 1424–38. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.08.011>
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2009. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Failed Floor Impact. *Engineering Structures* 31 (7): 1522–1534. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.009>
- Vlassis, A.G., 2007. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings. Imperial College London. <http://hdl.handle.net/10044/1/1342>

- Vogel, T., Kuhlmann, U., and Rölle, L., 2014. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In *Stahlbau-Kalender 2014: Eurocode 3 - Grundnorm, Außergewöhnliche Einwirkungen*.
- Vrouwenvelder, A., Stieffel, U., and Harding G., 2005. Eurocode 1, Part 1.7 Accidental actions - Background document.
- Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute.
- Weynand, K., Jaspert, J.-P., Zhang, L., 2015. Component method for tubular joints, CIDECT project 16F, report 16F-3/15, Final report.
- Zandonini, R., Baldassino, N., and Freddi, F., 2014. Robustness of steel-concrete flooring systems – An experimental assessment. *Stahlbau* 83: 608–13.
<https://doi.org/10.1002/stab.201410192>

A robustez estrutural e mitigação do colapso progressivo é uma consideração específica de segurança atualmente abrangida pelos códigos e normas modernos, incluindo os Eurocódigos, que requer particular cuidado da parte de todos os profissionais envolvidos na indústria da construção, incluindo arquitetos, projetistas, empreiteiros, fiscais e seguradoras. A importância do projeto de robustez foi reconhecida após grandes acidentes, como o colapso das torres gêmeas em Nova Iorque, a 11 de Setembro de 2001, e passou a ser discutida a necessidade de guias práticos para avaliação da robustez de estruturas. Assim, a disponibilidade desses guias para aplicação prática foi apresentada aos vários profissionais da construção, apresentando as diversas contribuições para a segurança na construção metálica e mista.

Ao longo da última década, têm vindo a ser realizados um número significativo de projetos de investigação ligados à resposta estrutural de edifícios metálicos e mistos sob variadas situações de carga excecionais (impacto, incêndio, sismo, ...), em especial na Europa e nos EUA. Como objetivo destas recentes ações científicas, foram propostos diferentes métodos práticos para alcançar a mitigação de colapso progressivo, através de dimensionamentos eficazes que tenham em consideração o total potencial das características dos materiais em estruturas metálicas e mistas.



EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com

O objetivo do projeto “Mitigação do risco de colapso progressivo em pórticos de estruturas metálicas e mistas” - FAILNOMORE, é consolidar o conhecimento desenvolvido nesta temática e transformá-lo em recomendações e guias práticos. Os vários guias práticos e intuitivos de dimensionamento para mitigação do risco de colapso progressivo são focados em edifícios metálicos e mistos sujeitos a eventos excecionais como de impacto, explosões, incêndio, sismos, referindo ainda documentos normativos, de forma a propor uma metodologia europeia de dimensionamento. O projeto foi financiado durante 24 meses (com início em Julho de 2020) pelo Fundo de Investigação do Carvão e do Aço (RFCS), sob o contrato de subvenção N° 899371.

As diretrizes para projeto até aqui desenvolvidas são promovidas através da elaboração de um manual de projeto disponível em inglês, português, alemão, italiano, romeno, checo, polaco, holandês, espanhol e francês. Este manual será apresentado através de workshops nacionais organizados em 11 países europeus até o final do mês de junho de 2022.