

Desenvolvimento de um toolkit em Excel para a verificação de vigas mistas

André Pereira Santos

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Vogal: Professor Doutor Manuel Da Cunha Ritto Corrêa

Outubro 2017

Anyone who has never made a mistake has never tried anything new

~Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço ao professor Luís Calado pela oportunidade de desenvolver um tema de bastante interesse e pelo tempo disponibilizado no esclarecimento de dúvidas.

Quero também agradecer à minha família que me apoiou durante todo o percurso académico, em especial aos meus pais por serem os pilares desta grande aventura.

Agradeço também a todos os meus amigos pelos momentos proporcionados, pelo entusiasmo, motivação dada e por terem tornado esta viagem numa vivência multidimensional.

Por fim, agradeço a todos aqueles que fazem parte da A.E.S.D.A. por toda a “escola” dada e por me tornarem um verdadeiro “senhor puto”.

André Pereira Santos

Lisboa, outubro de 2017

RESUMO

O objetivo deste trabalho é desenvolver um toolkit em Excel com vista à verificação de segurança de vigas mistas com lajes maciças e perfis não betonados, de acordo com o Eurocódigo 4. Para tal, em primeiro lugar apresenta-se a contextualização normativa, ilustrando algumas particularidades deste tipo de construção; depois é explicado o toolkit desenvolvido, aplicando um exemplo que pretende demonstrar o seu funcionamento; e, finalmente, elabora-se uma análise paramétrica com recurso ao toolkit concebido.

Paralelamente, pretende-se introduzir o conceito de Building Information Modeling. Para tal, aborda-se o conceito, fazendo a comparação com a situação atual; apresenta-se alguns problemas atuais que se visam resolver com esta nova metodologia, exibindo vantagens transversais ao diversos intervenientes num projeto; expõe-se as diversas dimensões e possibilidades desta nova abordagem; identifica-se problemas e desafios que se podem encontrar ao longo do percurso de adoção deste novo conceito; e exemplifica-se, através de modelos criados através da ferramenta Revit, a modelação em ambiente BIM, fazendo um paralelismo com o objetivo inicial deste trabalho.

PALAVRAS-CHAVE

Viga Mista, Eurocódigo 4, Excel toolkit, Building Information Modeling, BIM

ABSTRACT

The main goal of this work is to develop a toolkit in Excel to verify composite steel and concrete beams with solid slabs and non-encased profiles, based in Eurocode 4. As such, in first place the normative contextualization is presented, where some particularities of this type of construction are illustrated; then the toolkit itself is explained, with an applied example to demonstrate the functionality; and, finally, a parametric analysis is made with the toolkit developed.

Parallely, it is aimed to introduce the concept of Building Information Modeling. To do so, the concept is approached, doing a comparison to the actual situation; it is presented some problems that are intended to solve with this new methodology, where some transversal advantages for the many intervenient in a project are exhibit; the diverse dimensions and possibilities of this approach are shown; some problems and challenges in the journey to adopt this new concept are identified; and is exemplified, thru some Revit models, the modeling in BIM environment, doing a parallelism to the initial goal of this work.

KEY-WORDS

Composite Beam, Eurocode 4, Excel toolkit, Building Information Modeling, BIM

ÍNDICE

Agradecimentos.....	i
Resumo	iii
Palavras-chave	iii
Abstract.....	v
Key-words.....	v
Índice	vii
Índice de Tabelas	xi
Índice de Figuras	xii
Lista de símbolos.....	xv
1. Introdução	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Organização da dissertação	2
2. Construção mista	5
2.1. Generalidades.....	5
2.2. Conceito	5
2.3. Exemplos	7
2.3.1. Torre de S. Gabriel	7
2.3.2. Hudson Yards	8
2.3.3. Carrefour Hypermarket Aix.....	9
3. Building Information Modeling.....	11
3.1. Generalidades.....	11
3.2. O que é o e o que difere do conceito atual.....	12
3.3. Os problemas que a nova metodologia visa resolver.....	15
3.4. As dimensões e possibilidades do BIM	16
3.5. Dificuldades e desafios de uma nova metodologia	18
3.6. Exemplo internacional.....	19
3.7. Modelação paramétrica exemplificativa.....	20
3.7.1. Exemplo dos conectores de resistência ao corte.....	21
3.7.2. Exemplo de uma viga de banzos desiguais	23

3.8. BIM no Ensino.....	24
4. Verificação de Segurança	25
4.1. Generalidades.....	25
4.2. Regulamentação	25
4.2.1. Regras atuais.....	25
4.2.2. Eurocódigos.....	25
4.2.2.1. Princípios gerais e a EN1990	26
4.2.2.2. Ações e a EN1991	27
4.2.2.3. A EN1994	27
4.2.2.4. Outras normas	27
4.2.3. Materiais	28
4.3. Verificação de segurança da secção	29
4.3.1. Largura efetiva do banzo de betão.....	29
4.3.2. Classificação da secção	30
4.3.3. Métodos de análise	31
4.3.3.1. Análise plástica.....	32
4.3.3.1.1. Momento fletor	32
4.3.3.1.2. Esforço transverso	36
4.3.3.1.3. Flexão com esforço transverso	37
4.3.3.1.4. Conexão parcial	37
4.4. Verificação de segurança do elemento.....	38
4.4.1. Análise elástica linear.....	38
4.4.2. Cálculo dos esforços de dimensionamento.....	39
4.4.3. Redistribuição de momentos	39
4.4.3.1. Fendilhação do betão	39
4.4.3.2. Otimização do diagrama de momentos.....	39
4.4.4. Encurvadura lateral	40
4.4.4.1. Momento crítico elástico.....	41
4.4.4.2. Momento resistente à encurvadura lateral	43
4.4.5. Corte longitudinal.....	44
4.4.5.1. Distribuição dos conectores	44

4.4.5.2. Armadura Transversal	45
4.4.6. Verificação de segurança e disposições construtivas	46
5. Estudo paramétrico	49
5.1. Generalidades	49
5.2. Ferramenta de cálculo	49
5.2.1. Desenvolvimento da ferramenta	49
5.2.2. Exemplo de aplicação	54
5.2.3. Visualização paramétrica	63
5.3. Análise de resultados	64
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros	77
7. Bibliografia	79
Anexo A – Detalhes do conector SD conforme a norma EN 13918	81
Anexo B – Cálculo do momento crítico elástico para a encurvadura lateral	83
Anexo C – Relatório do exemplo de aplicação do toolkit	85
Anexo D – Resultados da análise da relação entre vãos	93

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - NÍVEIS DE DETALHE DE ACORDO COM A AMERICAN INSTITUTE OF ARCHITECTS	21
TABELA 3.2 - DADOS DE CARACTERIZAÇÃO DA VIGA DE BANZOS DESIGUAIS.....	23
TABELA 4.1 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE ÚLTIMO	27
TABELA 4.2 - COEFICIENTES PARCIAIS PARA OS MATERIAIS.....	28
TABELA 4.3 - PROPRIEDADES DO BETÃO	28
TABELA 4.4 - PROPRIEDADES DO AÇO DAS ARMADURAS	28
TABELA 4.5 - PROPRIEDADES DO AÇO ESTRUTURAL	29
TABELA 4.6 - FORÇAS MÁXIMAS DOS ELEMENTOS	32
TABELA 4.7 - LIMITES PARA A REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS	40
TABELA 5.1 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA PRIMEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO	50
TABELA 5.2 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA SEGUNDA PÁGINA DA APLICAÇÃO.....	52
TABELA 5.3 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA TERCEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO	53
TABELA 5.4 - PROPRIEDADES DO PERFIL METÁLICO CONSIDERADO.....	54
TABELA 5.5 - VALOR DOS ESFORÇOS CALCULADOS.....	55
TABELA 5.6 - CÁLCULO DAS LARGURAS EFETIVAS	56
TABELA 5.7 - VALORES PARA VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO	56
TABELA 5.8 - VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA POR ESFORÇO TRANSVERSO	56
TABELA 5.9 - RESUMO DAS ÁREAS E FORÇAS A CONSIDERAR NO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA	57
TABELA 5.10 - COMPONENTES DA FORÇA DO PERFIL METÁLICO	57
TABELA 5.11 - DETERMINAÇÃO DA PRIMEIRA LINHA NEUTRA NO CASO DO VÃO MENOR	57
TABELA 5.12 - CÁLCULO DA POSIÇÃO DA SEGUNDA LINHA NEUTRA	57
TABELA 5.13 - TABELA DE CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR POSITIVO NO VÃO MENOR.....	58
TABELA 5.14 - CÁLCULO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PARA O APOIO CENTRAL.....	58
TABELA 5.15 - TABELA DE CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR NEGATIVO NO APOIO CENTRAL	59
TABELA 5.16 - VERIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO PARA A FENDILHAÇÃO DO BETÃO NO APOIO.....	60
TABELA 5.17 - VALORES DO MOMENTO CRÍTICO E DO MOMENTO RESISTENTE CARACTERÍSTICO.....	60
TABELA 5.18 - VALORES PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE REDUÇÃO DEVIDO À ENCURVADURA LATERAL.....	60
TABELA 5.19 - VERIFICAÇÃO DO LIMITE PARA UTILIZAÇÃO DE CONECTORES COM ESPAÇAMENTO UNIFORME	61
TABELA 5.20 - RESISTÊNCIA DOS PERNOS DE CABEÇA	61
TABELA 5.21 - NÚMERO DE CONECTORES NECESSÁRIO E AFASTAMENTO MÍNIMO REQUERIDO	61
TABELA 5.22 - VERIFICAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL.....	62
TABELA 5.23 - VERIFICAÇÃO FINAL DO ULS PARA A VIGA CONTÍNUA	62
TABELA 5.24 - MATERIAIS A UTILIZAR.....	65
TABELA 5.25 - PERNOS DE CABEÇA A UTILIZAR.....	65
TABELA 5.26 - PERFIS COMERCIAIS A UTILIZAR	65
TABELA 5.27 - ARMADURAS A UTILIZAR	65
TABELA 5.28 - LAJE DE BETÃO A UTILIZAR	65
TABELA 5.29 - PARÂMETROS ESTRUTURAIS A UTILIZAR	65
TABELA 5.30 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA TRÊS TIPOS DE AÇO.....	75

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - VIGAS MISTAS COM CONECTORES EM VARÃO SOLDADOS PARA A PONTE HERDECKE SOBRE O RIO RUHR (1951) - RETIRADO DE (PELKE & KURRER, 2015)	5
FIGURA 2.2 - ESQUEMA DO CONCEITO DE ESTRUTURA MISTA - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)	6
FIGURA 2.3 - VISTA DA TORRE DE S. GABRIEL	7
FIGURA 2.4 - PORMENOR DA ESTRUTURA DOS PISOS - IMAGEM DE GEOFF BUTLER.....	8
FIGURA 2.5 - VISTA EXTERIOR DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO – RETIRADO DE (ARCELORMITTAL, 2004) ...	9
FIGURA 3.1 - PRODUTIVIDADE NO SETOR DA CONSTRUÇÃO (AZUL) VS. OUTRAS INDÚSTRIAS (VERMELHO) ENTRE 1964 E 2012 - ADAPTADO DE (TEICHOLZ, 2013)	11
FIGURA 3.2 - FORMA COMPUTACIONAL GERADA A PARTIR DO MÉTODO B-REP (BRAID, 1974)	12
FIGURA 3.3 - FORMAS E OPERAÇÕES DO MODELO CSG - RETIRADO DE (EASTMAN, ET AL., 2011).....	13
FIGURA 3.4 - EFEITO DA ALTERAÇÃO DA ALTURA DE UMA VIGA - ADAPTADO DE (KENSEK & NOBLE, 2014)	15
FIGURA 3.5 - ALGUMAS VANTAGENS DO BIM.....	16
FIGURA 3.6 - DIMENSÕES DA METODOLOGIA BIM - ADAPTADO DE (VENÂNCIO, 2015)	17
FIGURA 3.7 - PASSOS A DAR PARA IMPLEMENTAR O BIM NUMA EMPRESA - ADAPTADO DE (EASTMAN, ET AL., 2011)	19
FIGURA 3.8 - EXEMPLOS DE CATEGORIAS DO REVIT - ADAPTADO DE (NAWARI & KUENSTLE, 2015).....	20
FIGURA 3.9 - PARAMETROS PARA DEFINIR A GEOMETRIA DO CONECTOR - RETIRADO DE ISO13918-2008	22
FIGURA 3.10 - VISTA DO MODELO CRIADO E PARAMETROS USADOS NA SUA DEFINIÇÃO	22
FIGURA 3.11 - REPRESENTAÇÃO DA VIGA DE BANZOS DESIGUAIS.....	23
FIGURA 3.12 - EXEMPLOS DE PROJETOS DE ESTUDANTES, INCLUINDO ANÁLISES DE FLUXO MONETÁRIO, PLANTAS, PLANEAMENTO DE RECURSOS, MAPAS DE QUANTIDADE, ESTUDOS DE LOCALIZAÇÃO, CALENDARIZAÇÃO E VISUALIZAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO – RETIRADO DE (PIKAS, ET AL., 2013)	24
FIGURA 4.1 - MÉTODO DO BURACO NA ALMA - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)	31
FIGURA 4.2 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE BETÃO	33
FIGURA 4.3 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO.....	33
FIGURA 4.4 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO	34
FIGURA 4.5 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NO BANZO DE BETÃO	34
FIGURA 4.6 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO.....	35
FIGURA 4.7 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO	35
FIGURA 4.8 - VALOR DO FACTOR DE REDUÇÃO B - ADAPTADO DE EN1994-1-1	36
FIGURA 4.9 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO PARCIAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO.....	37
FIGURA 4.10 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO PARCIAL E LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO	38
FIGURA 4.11 - DEFORMAÇÃO TÍPICA POR ENCURVADURA LATERAL - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)	40
FIGURA 4.12 - MODELO PARA O CÁLCULO DA INÉRCIA DA LAJE FENDILHADA POR UNIDADE DE LARGURA.....	42
FIGURA 4.13 - COEFICIENTE C4 PARA UM VÃO DE EXTREMIDADE SUBMETIDO A UMA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	43
FIGURA 4.14 - DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE CORTE LONGITUDINAL - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)	45

FIGURA 4.15 - SUPERFÍCIES DE ROTURA POTENCIAIS - RETIRADO DE (CEN, 2004)	45
FIGURA 5.1 - ESQUEMA DA PRIMEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO	51
FIGURA 5.2 - ESQUEMA DA SEGUNDA PÁGINA DA APLICAÇÃO	53
FIGURA 5.3 - ESQUEMA DA TERCEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO	54
FIGURA 5.4 - ESQUEMA DA SECÇÃO DO VÃO MENOR COM O DIAGRAMA DE TENSÕES CORRESPONDENTE.....	58
FIGURA 5.5 - ESQUEMA DA SECÇÃO DO APOIO CENTRAL COM O DIAGRAMA DE TENSÕES CORRESPONDENTE	59
FIGURA 5.6 - REPRESENTAÇÃO NO REVIT DA SECÇÃO TRANSVERSAL	63
FIGURA 5.7 - REPRESENTAÇÃO NO REVIT DE UM CORTE LONGITUDINAL	64
FIGURA 5.8 - REPRESENTAÇÃO NO REVIT DE UMA PROJECCÃO 3D	64
FIGURA 5.9 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,6	67
FIGURA 5.10 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8.....	67
FIGURA 5.11 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 1,0.....	67
FIGURA 5.12 - DETALHES DE UM HE 240 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8	68
FIGURA 5.13 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8	68
FIGURA 5.14 - DETALHES DE UM HE 320 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8.....	68
FIGURA 5.15 - DADOS DE BASE PARA AS ANÁLISES	69
FIGURA 5.16 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,6	70
FIGURA 5.17 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8	70
FIGURA 5.18 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 1,0	70
FIGURA 5.19 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 0,6 (S275; C30/37).....	71
FIGURA 5.20 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 0,8 (S275; C30/37).....	71
FIGURA 5.21 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 1,0 (S275; C30/37).....	71
FIGURA 5.22 - RESUMO PARA UM BETÃO C25/30 (S275; CONEXÃO 1,0; LAJE 140MM).....	73
FIGURA 5.23 - RESUMO PARA UM BETÃO C30/37 (S275; CONEXÃO 1,0; LAJE 140MM)	73
FIGURA 5.24 - RESUMO PARA UM AÇO S235 (C30/37; CONEXÃO 1,0)	74
FIGURA 5.25 - RESUMO PARA UM AÇO S275 (C30/37; CONEXÃO 1,0)	74
FIGURA 5.26 - RESUMO PARA UM AÇO S355 (C30/37; CONEXÃO 1,0).....	74
FIGURA 5.27 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S235	76
FIGURA 5.28 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S275	76
FIGURA 5.29 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S355	76

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>wfs</i>	Largura do banzo superior
<i>tfs</i>	Espessura do banzo superior
<i>hw</i>	Altura da alma
<i>tw</i>	Espessura da alma
<i>wfi</i>	Largura do banzo inferior
<i>tfi</i>	Espessura do banzo inferior
<i>Avz</i>	Área de corte do perfil
<i>fck</i>	Tensão de cedência característica do betão
<i>fcd</i>	Tensão de cedência de dimensionamento do betão
<i>fctm</i>	Valor médio da tensão de cedência do betão à tração
<i>fyk</i>	Tensão de cedência característica do aço
<i>fyd</i>	Tensão de cedência de dimensionamento do aço
<i>fsk</i>	Tensão de cedência característica das armaduras
<i>fsd</i>	Tensão de cedência de dimensionamento das armaduras
<i>fub</i>	Tensão última do conector
<i>Ea</i>	Módulo de elasticidade do aço
<i>Ecm</i>	Módulo de elasticidade secante do betão
<i>MplRd</i>	Valor do momento resistente plástico
<i>wply</i>	Módulo de flexão plástico

1. INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

A história da engenharia começa muito antes da existência de registos escritos, passando por invenções basilares como a alavanca ou a roda e culminando em sistemas tecnológicos avançados que modelam o mundo real.

Desde muito cedo que a humanidade procura formas de solucionar problemas do dia a dia, sendo o papel do engenheiro civil o de aliar comportamentos de diversos materiais para conseguir desenhar e erguer estruturas capazes de ultrapassar os limites do imaginável. Nessa incessante procura, aliou-se a capacidade de compressão do betão com a excelente aptidão de trabalhar à tração do aço para criar um tipo de construção conhecido como misto. Face aos métodos mais tradicionais de construção, este permite uma maior rapidez de execução, facilita o controlo de qualidade e admite estruturas mais esbeltas do ponto de vista estrutural. É com base nisto que o foco deste trabalho se vira para este tipo de estrutura, pretendendo-se fabricar uma ferramenta assente neste conceito.

Ainda que ao longo dos anos se tenha visto uma evolução ao nível da qualidade dos materiais e de certos aspetos construtivos, o sector da construção precisa de continuar a progredir de forma a ir ainda mais longe, ultrapassando problemas como a estagnação de produtividade verificada desde os meados do século passado. Para tal, para além do desenvolvimento de processos construtivos mais eficientes, como o caso da construção mista, precisa-se de alterar a maneira como pensamos no edificado desde a sua fase de projeto ao final da sua vida. Aliando-se à ideia principal deste trabalho, apresenta-se o “*Building Information Modeling*” como uma “alavanca” para transpor os principais problemas do sector.

1.2. OBJETIVOS

Com este trabalho pretende-se produzir uma ferramenta de cálculo que execute os cálculos de verificação de segurança em relação ao Estado Limite Último, de acordo com o Eurocódigo 4. Pretende-se que seja uma ferramenta de simples utilização, não querendo substituir cálculos mais exaustivos que análises mais avançadas permitam fazer. Dito isto, a ferramenta culmina num programa com o nome “*Composite Steel Structures - Beam Verification Toolkit*” que funciona através de uma folha de cálculo em Excel.

Paralelamente, aproveita-se as capacidades do programa para efetuar uma análise paramétrica, identificando-se que perfis metálicos são mais convenientes para certas combinações de vão e carga, tecendo algumas conclusões em relação às questões da armadura transversal e conectores de resistência ao corte utilizados. Com os resultados apresentam-se gráficos que permitem, de uma forma rápida, proceder ao pré-dimensionamento de vigas mistas.

Uma outra parte da dissertação aborda um tema relativamente novo no sector da engenharia civil. A pretensão é a de chamar à atenção para uma nova metodologia: o “*Building Information Modeling*”. Pretende-se clarificar no que consiste este novo modelo, apresentando problemas que se visam resolver, algumas dimensões e possibilidades deste conceito, desafios à adoção da metodologia e

concretiza-se com alguns exemplos de modelação ilustrativos do restante trabalho efetuado neste documento.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Com o objetivo de enquadrar a situação da construção mista e exemplificar alguns projetos que já foram executados, apresenta-se na primeira parte uma introdução com a explicação do conceito de construção mista.

De seguida, apresenta-se o *Building Information Modeling*, a nova metodologia que se espera que altere o paradigma da construção e a forma como os empreendimentos são desenvolvidos. São apresentados alguns problemas que se visa resolver bem como as dificuldades que se podem encontrar pelo caminho, ainda longo, a percorrer.

Em terceiro lugar, expõe-se as questões normativas para a análise e verificação de segurança de vigas mistas. Apresenta-se a regulamentação Europeia, nomeadamente os Eurocódigos, a verificação da secção transversal, a verificação de segurança do elemento e algumas indicações construtivas a respeitar.

No último capítulo, pretende-se fazer um estudo paramétrico recorrendo ao *toolkit* desenvolvido. Para tal, descreve-se a ferramenta criada, mostra-se um exemplo de aplicação e, por fim, representa-se o exemplo apresentado através de desenhos provenientes de uma ferramenta BIM. O estudo efetuado permitirá retirar algumas conclusões e, ainda, criar alguns gráficos que poderão ser usados para um pré-dimensionamento.

O corpo do presente documento está organizado em sete capítulos e cinco anexos, os quais se descrevem abaixo:

- Capítulo 1: Introdução – Introduce-se o presente documento apresentando os objetivos a concretizar e a organização interna do mesmo.
- Capítulo 2: Construção mista – Apresenta-se o conceito deste tipo de construção, exemplificando a ideia com distintos casos.
- Capítulo 3: *Building Information Modeling* – Detalha-se sobre o que é, apresenta-se problemas que se visa resolver com a metodologia, as várias dimensões e possibilidades, as dificuldades que se podem encontrar, um exemplo internacional de aplicação e como podem as novas gerações aprender esta nova metodologia. Aplica-se ainda dois casos de estudo de modelação paramétrica.
- Capítulo 4: Verificação de segurança – Apresenta-se a regulamentação aplicável, mostram-se os conceitos necessários para a verificação da resistência da secção transversal, bem como a verificação do elemento através da análise global e detalha-se alguns pormenores construtivos.
- Capítulo 5: Estudo paramétrico – Descreve-se a ferramenta criada, apresentando um exemplo de aplicação com imagens representativas obtidas a partir de uma ferramenta BIM, e faz-se um estudo paramétrico.

- Capítulo 6: Conclusões e desenvolvimentos futuros – De forma sucinta, mostra-se as conclusões do estudo efetuado e da pesquisa relacionada com o BIM; e apresenta-se algumas ideias de futuros desenvolvimentos que suscitam o interesse.
- Capítulo 7: Bibliografia – Registam-se os dados bibliográficos que foram utilizados na elaboração do presente trabalho.
- Anexo A: Detalhes do conector SD conforme a norma EN 13918
- Anexo B: Cálculo do momento crítico elástico para a encurvadura lateral
- Anexo C: Relatório do exemplo de aplicação do *toolkit*
- Anexo D: Resultados da análise da relação dos vãos

2. CONSTRUÇÃO MISTA

2.1. GENERALIDADES

De acordo com Pelke e Kurrer (2015) o início do conceito de construção mista tem como momento de arranque o surgimento da ideia de ligação de Emperger, entre 1850 e 1900. Seguindo-se da fase de constituição, entre 1900 e 1925, com a separação dos elementos constituintes da secção transversal. Durante a fase de instituição, entre 1925 e 1950, apercebeu-se que os vários elementos da secção transversal tinham que ser ligados estruturalmente através de uma ligação mecânica com conectores de corte. A quantificação do valor de resistência da ligação entre elementos a partir de testes padronizados e a criação de teorias durante a fase “clássica”, entre 1950 e 1975, permitiu concretizar diversas formas de estruturas mistas, tanto em edifícios industriais como em pontes - Figura 2.1.



FIGURA 2.1 - VIGAS MISTAS COM CONECTORES EM VARÃO SOLDADOS PARA A PONTE *HERDECKE* SOBRE O RIO *RUHR* (1951) - RETIRADO DE (PELKE & KURRER, 2015)

Neste capítulo pretende-se, de uma forma resumida, apresentar o conceito de construção mista e, através da exibição de vários exemplos de construções que usam esta forma construtiva, expor variadas formas de a utilizar.

2.2. CONCEITO

O conceito de estrutura mista consiste na utilização de vários materiais, ligados entre si de alguma forma, para constituírem uma secção que apresenta propriedades distintas das dos materiais individuais que a formam. Desta forma pode conjugar-se as propriedades dos vários materiais da maneira que nos é mais conveniente, como por exemplo, o bom comportamento à compressão do betão com a eficiência do aço à tração. Na Figura 2.2 apresenta-se uma figura representativa deste conceito:

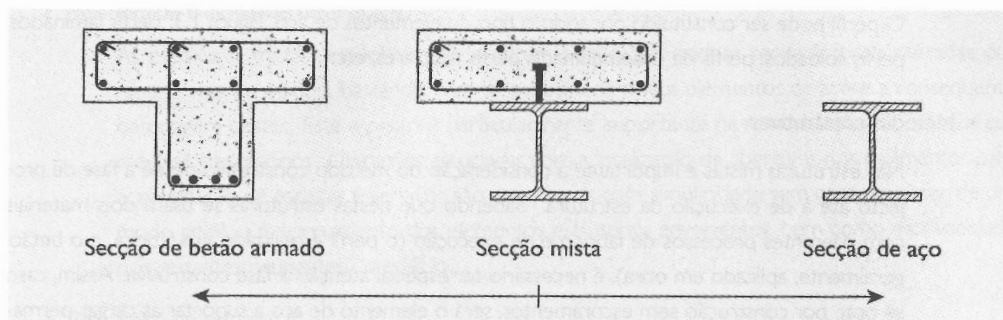


FIGURA 2.2 - ESQUEMA DO CONCEITO DE ESTRUTURA MISTA - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)

De notar que à partida poder-se-ia considerar que uma secção de betão armado era classificada como secção mista, no entanto esta afirmação não traduziria a verdade uma vez que o modelo adotado para o cálculo é totalmente diferente.

Outro apontamento a fazer é do que existe uma distinção entre elemento misto e construção mista. O primeiro envolve uma secção resistente que é constituída por vários materiais, enquanto que no segundo consiste na utilização de vários tipos de secção. Um exemplo deste último é a utilização de colunas metálicas, vigas mistas e lajes pré-fabricadas.

Já aqui se disse que se pode conjugar de uma forma eficiente a utilização de dois materiais diferentes, contudo é preciso ir um pouco mais longe. Ora, como já se sabe, o betão tem um bom comportamento à compressão enquanto o aço tem à tração. Por outro lado, o aço confere uma ductilidade às estruturas permitindo um bom comportamento em situações de estados limites últimos. Como o aço apresenta problemas de estabilidade, pode-se utilizar o betão para controlar estas situações e, ainda, proteger contra corrosão ou isolamento ao fogo. Assim, é possível rentabilizar os materiais, otimizando o seu comportamento e com isso obter soluções que são do ponto de vista estrutural mais racionais.

Algumas particularidades deste tipo de construção são que as secções podem ser betonadas *in-situ* ou pré-fabricadas; os elementos constituintes podem assumir uma variedade muito grande de soluções, quer em relação aos tipos de betão quer aos tipos e perfis de aço; o processo construtivo influencia a análise global da estrutura uma vez que a viga tem comportamentos distintos conforme se adotam, por exemplo, escoramentos ou não.

As grandes vantagens da utilização de soluções mistas são:

- A velocidade e a simplicidade na construção, em que os perfis são conectados através de ligações aparafusadas rápidas de se fazer, podendo-se usar as chapas perfiladas como cofragem para a colocação do betão nas lajes;
- Flexibilidade e potencial de modificação posterior, nomeadamente no caso de se querer proceder a alguma transformação durante o período de vida da estrutura. Isto toma grande relevância em edifícios comerciais e de escritórios onde por vezes há necessidade de alterações ou remodelações;

- Reabilitação existente ou reforço de estruturas, onde a utilização de perfis metálicos se torna imprescindível devido à facilidade de manuseamento dos perfis em espaços mais confinados. Outra vantagem é o facto de uma estrutura mista constituir uma solução mais leve comparativamente a uma solução de betão armado.

2.3. EXEMPLOS

2.3.1. TORRE DE S. GABRIEL

Em Portugal, uma das mais notáveis edificações em que se usa estruturas mistas é a Torre de S. Gabriel - Figura 2.3 - localizada no Parque das Nações em Lisboa. Esta estrutura é composta por cinco caves e vinte cinco pisos elevados, nos quais foram empregues um reticulado de vigas mistas, dois núcleos centrais em betão armado e pilares metálicos. Tem ainda a particularidade de a estrutura elevada assentar em cima de uma estrutura de transição composta por elementos de betão armado pré-esforçado, a qual, por sua vez, transmite as cargas à fundação apenas através dos dois núcleos de betão armado (Appleton, et al., 2005).

Apenas por curiosidade, os elementos empregues na execução da estrutura mista são:

- Perfis HEB160 para as vigas principais e secundárias;
- Pré-lajes com 6 cm de espessura à qual se complementa com betão *in-situ* com 5 cm;
- Conectores circulares de cabeça soldados aos banzos superiores dos perfis;
- Pilares com tubos circulares de secção variável no topo do edifício;
- Pilares com secções em perfil H;
- Pilares com secções em H reforçado com chapas para utilização nos pilares mais esforçados.



FIGURA 2.3 - VISTA DA TORRE DE S. GABRIEL

2.3.2. HUDSON YARDS

Outro projeto interessante é o empreendimento a ser desenvolvido em Nova Iorque denominado por Hudson Yards. Este projeto - que os promotores intitulam como sendo o maior projeto privado de imobiliário dos Estados Unidos - compreende uma área para escritórios e residências com mais de 1,6 km², restaurantes, áreas comerciais, espaços públicos, uma escola e um hotel. A maior particularidade deste projeto é o facto de ser construído por cima de um pátio ferroviário ativo, sendo que para tal é utilizado uma combinação de treliças - que fazem a ponte por cima dos carris - e colunas metálicas que assentam nos espaços livres de carris. A estrutura das torres posteriormente erguida, é constituída por perfis metálicos e por lajes em chapa perfilada, como se pode observar na Figura 2.4.

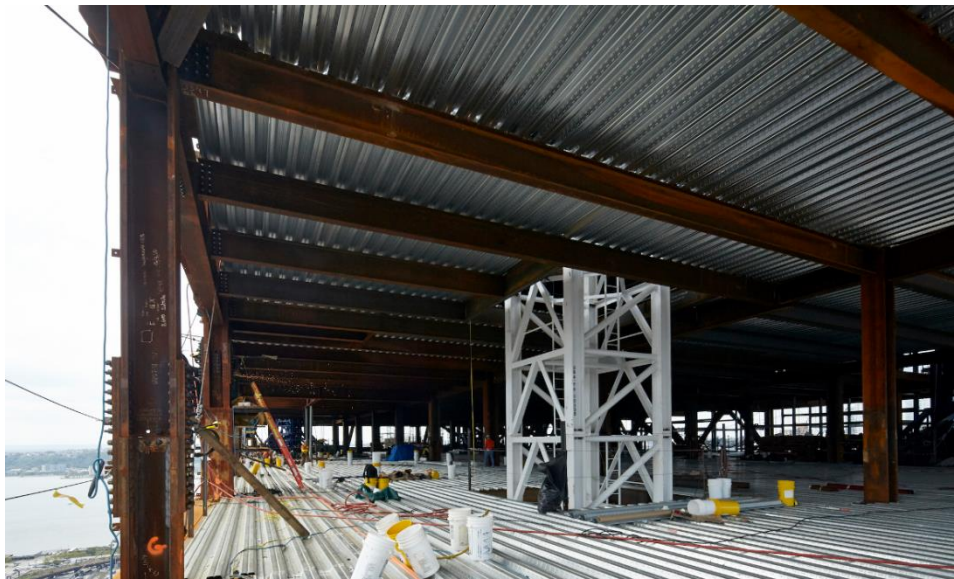


FIGURA 2.4 - PORMENOR DA ESTRUTURA DOS PISOS - IMAGEM DE GEOFF BUTLER

A primeira torre - 10 Hudson Yards - foi concluída em maio de 2016 e tem 273 metros de altura pelos quais se distribuem 168 mil metros quadrados de área para escritórios. Outra torre que está em construção é a 30 Hudson Yards a qual é constituída por 242 mil metros quadrados de área de escritórios, eleva-se a 395 metros do chão e será, então, a segunda estrutura de escritórios mais alta de Nova Iorque.

2.3.3. CARREFOUR HYPERMARKET AIX

Um projeto diferente dos demais apresentados consiste num parque de estacionamento elevado (Figura 2.5), construído em 2004 em Les Milles na zona de Aix-en-Provence, França. Este parque tem a particularidade de ter sido o primeiro parque de estacionamento com estrutura altamente ventilada que foi construído em França. Outra curiosidade é que este parque foi construído para colmatar a saturação do parque de estacionamento já existente e, como tal, teve de ser construído num curto espaço de tempo e sem interferir com o funcionamento dos espaços envolventes. A construção dos 12,400 m² de estacionamento demorou menos de cinco meses e foi executada usando um aço S355 em perfil IPE, HEA e HEB, bem como chapas perfiladas do tipo Cofraplus 60, tudo da ArcelorMittal.



FIGURA 2.5 - VISTA EXTERIOR DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO – RETIRADO DE (ARCELORMITTAL, 2004)

3. BUILDING INFORMATION MODELING

3.1. GENERALIDADES

A pressão para reduzir custos e prazos por parte dos construtores é incompatível com o aumento do nível de exigência e rigor por parte dos donos de obra. Aliada a esta realidade, a cada vez maior pressão económica, a complexidade e diversidade de projetos crescentes, traduz a necessidade de uma mudança de paradigma na indústria da construção. Em Portugal concretamente, o abrandamento do investimento público, as questões legislativas e a própria situação económica, levam o país a sentir na pele a necessidade de repensar um modo mais competitivo para o sector da construção.

Um outro desafio prende-se com as questões de sustentabilidade, nomeadamente as ambientais. As novas exigências regulamentares implicam uma maior exigência na qualidade dos processos e do produto em si. Surge a necessidade de aumentar a gestão da informação relativa ao edificado, tanto na fase de projeto como na fase de operação, o que apenas pode ser respondido com uma forte aposta na inovação e no desenvolvimento de novas tecnologias.

De certa forma, o maior problema que o sector enfrenta é estagnação de produtividade. Estudos indicam que, desde meados dos anos 60, existe uma tendência de redução de -0,32% na produtividade na indústria da construção, contra o aumento de 3,06% nas outras indústrias (Teicholz, 2013), apresentando-se na Figura 3.1 um gráfico demonstrativo. O mesmo autor apresenta, ainda, algumas causas para esta situação, referindo que é difícil apontar quais as mais importantes por dependerem consoante o projeto e tipo de trabalho envolvido.

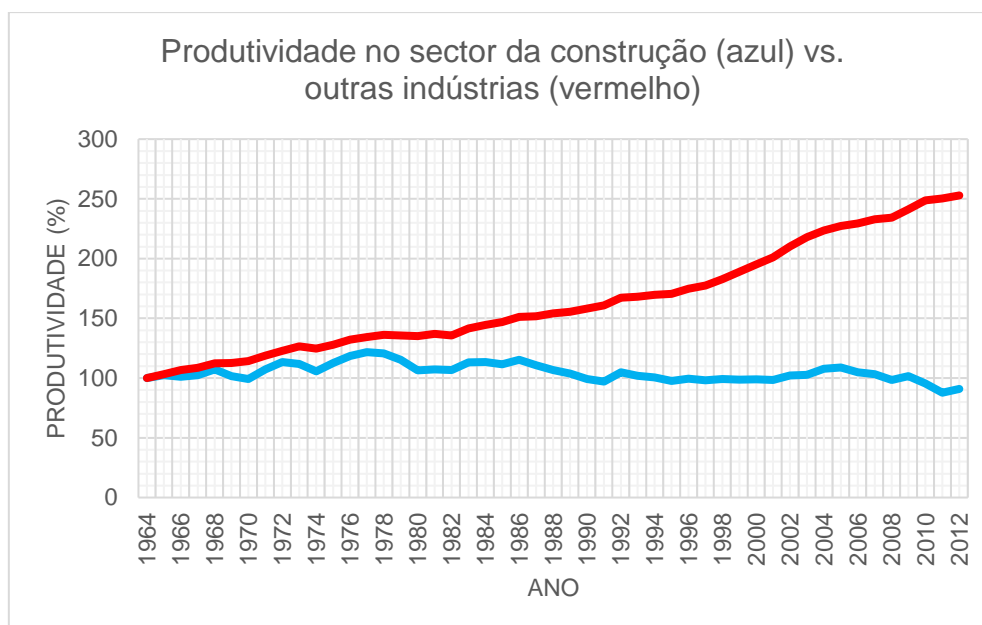


FIGURA 3.1 - PRODUTIVIDADE NO SETOR DA CONSTRUÇÃO (AZUL) VS. OUTRAS INDÚSTRIAS (VERMELHO) ENTRE 1964 E 2012 - ADAPTADO DE (TEICHOLZ, 2013)

Em jeito de apresentar uma forma de combater estes problemas, aponta-se algumas soluções propostas pelo BIM, bem como algumas dificuldades à sua implementação. Para além disso, descreve-

se sucintamente algumas das dimensões que a nova metodologia compreende e dá-se um exemplo de implementação numa empresa internacional. Finalmente, ilustra-se um pequeno exemplo para ser usado mais adiante na realização deste trabalho.

3.2. O QUE É O E O QUE DIFERE DO CONCEITO ATUAL

De acordo com Krygiel e Nies (2008), BIM define-se por uma recente mudança no paradigma da indústria da construção, nomeadamente ao nível do projeto e documentação. É uma base de dados que contém a informação do projeto por inteiro. Toda a informação está parametrizada e interligada entre si, onde uma mudança nos objetos que integram o modelo reflete-se em todos os elementos do projeto. É possível utilizar toda a informação que se integra no modelo para tomar decisões ao nível de projeto, calcular o desempenho energético, estimar custos, produzir mapas de quantidades, produzir desenhos de elevada qualidade e fazer o planeamento na construção; já que a informação está totalmente coordenada, é consistente em todas as vistas e não há redundância. Neste sentido se, por exemplo, existir uma alteração na localização ou tipologia de uma parede, automaticamente todas as plantas, alçados, cortes e mapas de quantidades serão modificados para refletir essa alteração.

À partida pode parecer justo afirmar que BIM e modelação 3D são a mesma coisa. Para se perceber a diferença temos de primeiro fazer um pequeno enquadramento. Nos primórdios da investigação da modelação de objetos em 3D foram desenvolvidas duas formas de representar que eram bastante distintas entre si (Eastman, et al., 2011). A B-rep – boundary representation – consistia na representação de superfícies geométricas fechadas, orientadas e conexas entre si (Requicha, 1980). De forma a consegui-lo, foram definidas formas computacionais simples, que podiam ser relacionadas entre elas para representar um objeto mais complexo, tais como cilindros, cones, pirâmides, paralelepípedos e esferas. Uma outra forma era a utilização de formas 2D um pouco mais complexas, às quais era atribuído um eixo de rotação por forma a criar uma forma 3D radialmente simétrica ou, ainda, uma semi-recta ao qual faria corresponder uma extrusão. De seguida, eram feitas operações que relacionavam espacialmente as várias formas entre si e permitiam, posteriormente, atribuir as chamadas “operações booleanas” de união, intersecção ou subtração. Estas operações simples permitiam gerar formas bastante complexas como se pode ver na Figura 3.2.

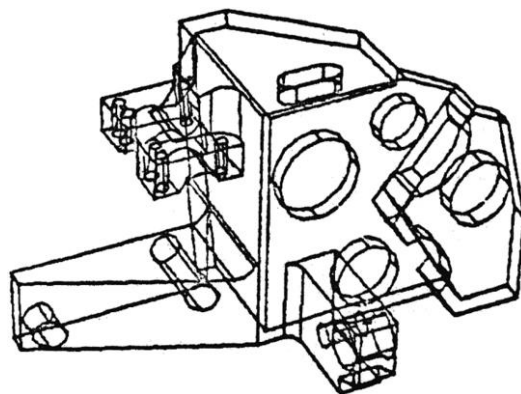


FIGURA 3.2 - FORMA COMPUTACIONAL GERADA A PARTIR DO MÉTODO B-REP (BRAID, 1974)

A forma alternativa denominada por CSG – *Constructive Solid Geometry* – consiste na combinação entre a representação de formas primárias simples com “funções booleanas” de forma semelhante ao B-rep. No entanto, nesta metodologia os objetos ficam definidos como funções algébricas e não como superfícies delimitadas. Apesar de parecerem muito semelhantes, a diferença mais importante é o facto de, enquanto a B-rep apenas guardar os resultados das várias operações, a CSG guarda as fórmulas algébricas. Isto permite que elementos representados a partir da CSG possam ser editados e novamente gerados muito eficazmente como se pode ver pela Figura 3.3.

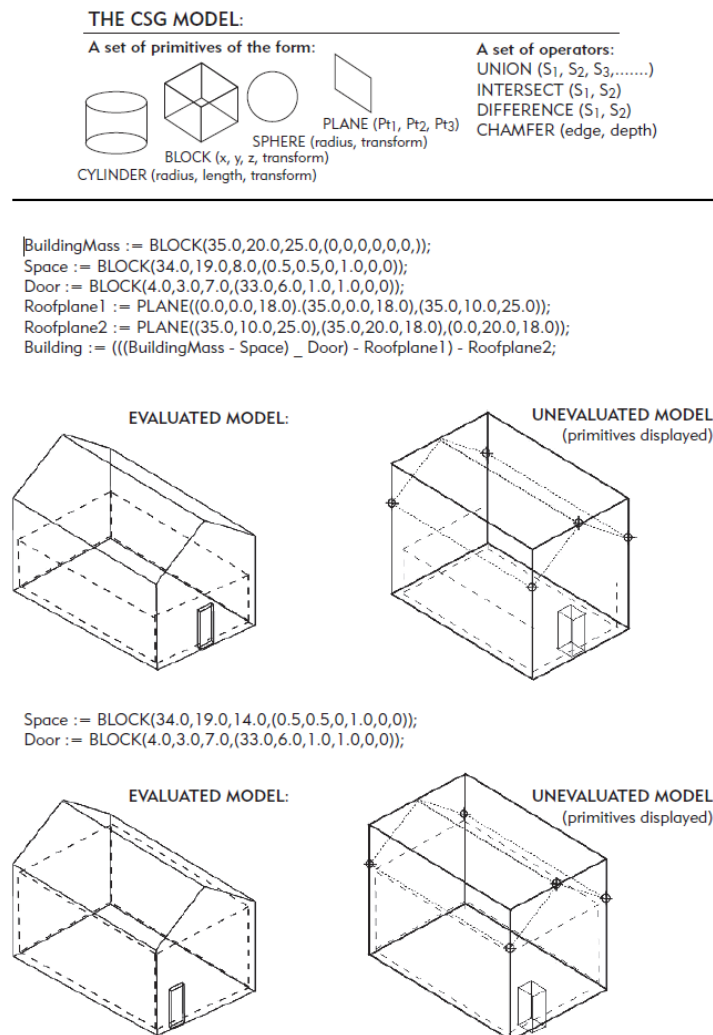


FIGURA 3.3 - FORMAS E OPERAÇÕES DO MODELO CSG - RETIRADO DE (EASTMAN, ET AL., 2011)

Este método tinha uma desvantagem em relação ao B-rep devido ao poder de processamento dos computadores da época, pelo facto de ter de estar constantemente a avaliar as funções que constituem todo o modelo. De forma inversa o modelo B-rep era bastante rápido e permitia avaliar propriedades como a massa ou os conflitos espaciais existentes.

Apesar de no início os dois métodos terem competido entre si, chegou-se à conclusão que uma combinação dos dois seria muito mais eficiente, na qual se utilizaria o CSG para fazer as operações de

edição e o B-rep como forma de visualização e interação. Esta forma de associação dos dois métodos seria o que viria a dar origem à modelação paramétrica.

Posteriormente, percebeu-se que a associação de materiais e outras propriedades teria um grande valor, pois seria possível calcular volumes, cargas devidas ao peso e mapas de quantidade. A dificuldade encontrada prende-se com o facto de ao executar a subtração de um material a outro diferente ser fácil interpretar o resultado, ao passo que nas operações de adição ou intersecção não ser, conceptualmente, de fácil interpretação. Mais tarde existiram várias melhorias que permitiram ultrapassar estes obstáculos por forma a obter uma modelação paramétrica semelhante à que conhecemos hoje (Shah & Mantyla, 1995).

A modelação tridimensional era muito poderosa, mas facilmente excedia a capacidade de computação que havia. Por outro lado, trabalhar em 3D era algo novo para a grande maioria das pessoas, que estavam muito enraizadas nos desenhos 2D. Estes fatores, conjugados com o facto de que o desenvolvimento de certas funcionalidades relacionadas com a criação de desenhos finais e relatórios e, ainda, com o valor muito elevado do hardware e software necessário, levou a que apenas indústrias como a aeroespacial vissem o grande potencial desta nova tecnologia. Dessa forma, estas indústrias continuaram a trabalhar com as empresas que desenvolviam as aplicações para resolver os obstáculos encontrados e desenvolver novas capacidades que contribuíam para a redução de erros ao nível de projeto e fomentavam o avanço em direção à automação na fabricação. Pelo contrário, a indústria da construção não reconheceu as vantagens deste novo sistema e preferiu utilizar programas, como o AutoCAD, que apenas resultava da adaptação do sistema convencional de desenho 2D ao mundo digital.

Depois de contextualizada a evolução inicial da modelação em 3D, pode-se afirmar que a grande diferença para a modelação paramétrica como a conhecemos hoje é que em vez de se modelar geometrias de paredes ou portas, cria-se famílias de objetos que são compostas de parâmetros geométricos, relações e regras que se alteram dependendo do contexto dado. Por exemplo, uma porta tem obrigatoriamente de pertencer a uma parede ou a própria parede tem de ser definida por um piso na base e outro no topo. Os objetos podem ser definidos com recurso a distâncias, ângulos e regras como “paralela a” e “ligada a”. Pode-se, ainda, recorrer a requisitos como espessura mínima ou distância mínima, que permite aos projetistas fazer alterações aos modelos e estes automaticamente atualizarem para cumprir as exigências. Neste sentido, em vez de executar-se as alterações manualmente de forma exaustiva, o próprio modelo ganha vida e edita-se sozinho respeitando sempre as regras definidas. Na Figura 3.4 observa-se a adaptação automática do modelo quando se muda a altura de uma das vigas.



FIGURA 3.4 - EFEITO DA ALTERAÇÃO DA ALTURA DE UMA VIGA - ADAPTADO DE (KENSEK & NOBLE, 2014)

Outro aspecto muito importante do BIM é a coordenação entre especialidades, já que um modelo integra as diversas especialidades e permite de uma forma muito eficiente e eficaz detetar erros ou incompatibilidades que de outra forma apenas seriam detetados já em fase de obra. Isto permite antecipar certas alterações que têm que ser feitas para a fase de projeto e, por conseguinte, baixar o custo associado.

3.3. OS PROBLEMAS QUE A NOVA METODOLOGIA VISA RESOLVER

Esta nova metodologia visa resolver variados problemas dentro do sector da construção. Estes problemas surgem devido às práticas tradicionais não conseguirem dar resposta às pressões provenientes da complexidade cada vez maior dos projetos, à exigência de prazos apertados e à procura por soluções mais sustentáveis, enquanto se reduzem os custos e o impacto do uso dos materiais (Eastman, et al., 2011).

Em relação ao promotor da obra, existe uma necessidade de perceber se as ideias que tem em relação ao tamanho do projeto, nível de qualidade ou requisitos exigidos, está dentro daquele que é o orçamento e tempo disponíveis. Um outro problema do método tradicional é a avaliação da capacidade funcional e do desempenho sustentável do edificado nas fases iniciais do projeto.

No que toca à fase de projeto, existem problemas relacionados com a visualização por vezes pouco exata, onde vários desenhos não estão ligados entre si nas diversas vistas, podendo provocar questões de consistência quando se executam alterações nos desenhos. Outra questão é a coordenação entre as várias especialidades onde existem por vezes demasiados desenhos para que se possa de uma forma eficiente avaliar possíveis conflitos que possam existir. A extração de quantidades e custos é também uma tarefa onerosa e pouco precisa, onde é preciso fazer de forma manual a quantificação dos vários valores e, porventura, levando a erros e omissões indetetáveis.

Do lado da construção, existem várias complicações derivadas à metodologia atual. Por um lado, a dificuldade em utilizar as peças desenhadas para a fabricação automatizada, uma vez que o nível de detalhe dos desenhos fica muito aquém do nível de detalhe necessário à utilização de máquinas como as vistas na fabricação metalomecânica. Por outro lado, é difícil apresentar uma resposta rápida a

alterações que sejam executadas no projeto, uma vez que existe todo um processo de validação e troca de informação até que as alterações possam ser enviadas para a obra. Quaisquer erros e omissões que possam ser encontrados nesta fase tornam-se mais dispendiosos do que se tivessem sido detetados numa fase mais inicial do projeto e, de certa forma, comprometem o planeamento que foi delineado podendo, inclusive, provocar atrasos significativos. Em relação ao planeamento, é também uma fonte de problema quando se associa a variável tempo a um conjunto de desenhos 2D, pois permanecem impercetíveis certos detalhes do projeto que podem, em último caso, comprometer a segurança daqueles que estão em obra.

Aquando do término da construção é necessário, por fim, entregar os documentos que detalham tudo o que foi executado durante a execução da obra. Esta passagem de testemunho dá-se com uma quantidade colossal de documentos cuja interpretação é apenas possível por técnicos qualificados, impedindo, assim, uma operação e gestão do espaço edificado eficaz.

Na Figura 3.5 pode-se observar um breve resumo de vantagens do BIM que contrastam com os problemas anteriormente mencionados.

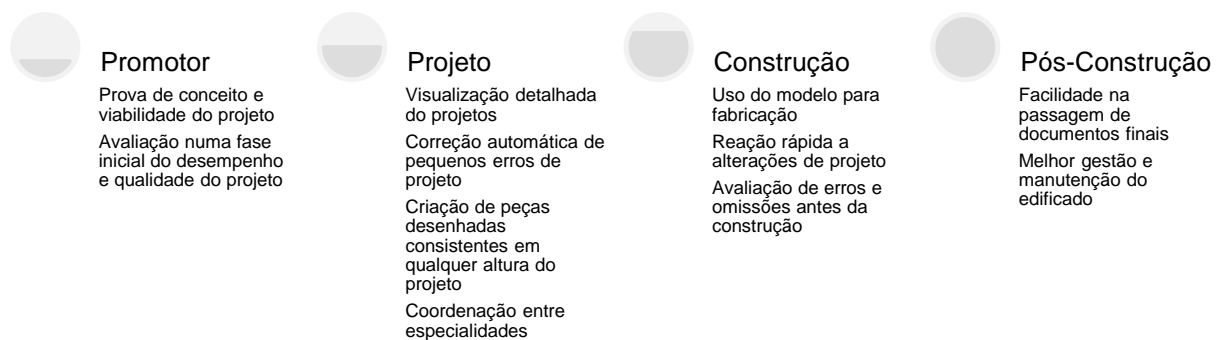


FIGURA 3.5 - ALGUMAS VANTAGENS DO BIM

3.4. AS DIMENSÕES E POSSIBILIDADES DO BIM

O BIM é uma metodologia multidisciplinar e multidimensional. Como já foi referido anteriormente, a dimensão espacial é muito próxima do real, possibilitando a coordenação entre especialidades. Para obras de reabilitação é possível ainda usar tecnologias como o *laser scan* para efetuar modelos do existente com alto grau de precisão.

Quando avançamos para a quarta dimensão, entramos no espaço temporal. É, por isso, possível fazer diversas análises que tenham como principal variável o tempo, de entre as quais se destaca o planeamento da fase construtiva. Ao conseguir comparar várias soluções pode-se, ainda, otimizar a construção do empreendimento.

Ao atingir a quinta dimensão, é possível obter estimativas de quantidades e, mais importante ainda, de custos associados aos diversos materiais, processos construtivos, entre outros. Consegue-se, por

exemplo, fazer análises de custo-benefício para perceber que tipos de alterações ou adaptações conduzem a uma maior redução no valor da obra.

A sexta dimensão reflete a componente energética e ambiental. Ao ter as informações dos materiais usados, como por exemplo os coeficientes de transmissão térmica, é possível fazer-se análises que avaliem de forma muito rápida quais os impactos que certas soluções podem ter no desempenho do edifício. Pode-se ainda criar ferramentas que, de uma forma automática, emitam certificados e outros documentos que na forma tradicional consumiriam tempo e recursos desnecessários.

Na última dimensão aqui considerada, encontra-se talvez a maior oportunidade para os donos de obra. Ao entregar modelos *as-built* dos empreendimentos, onde constam informações detalhadas de todos os materiais usados, as suas propriedades, os fabricantes e fornecedores, entre outros, é possível planejar e executar operações de manutenção, gestão de espaços e análises do ciclo de vida dos empreendimentos de uma forma absolutamente expedita.

Na Figura 3.6 apresenta-se um esquema que resume as várias dimensões descritas anteriormente.

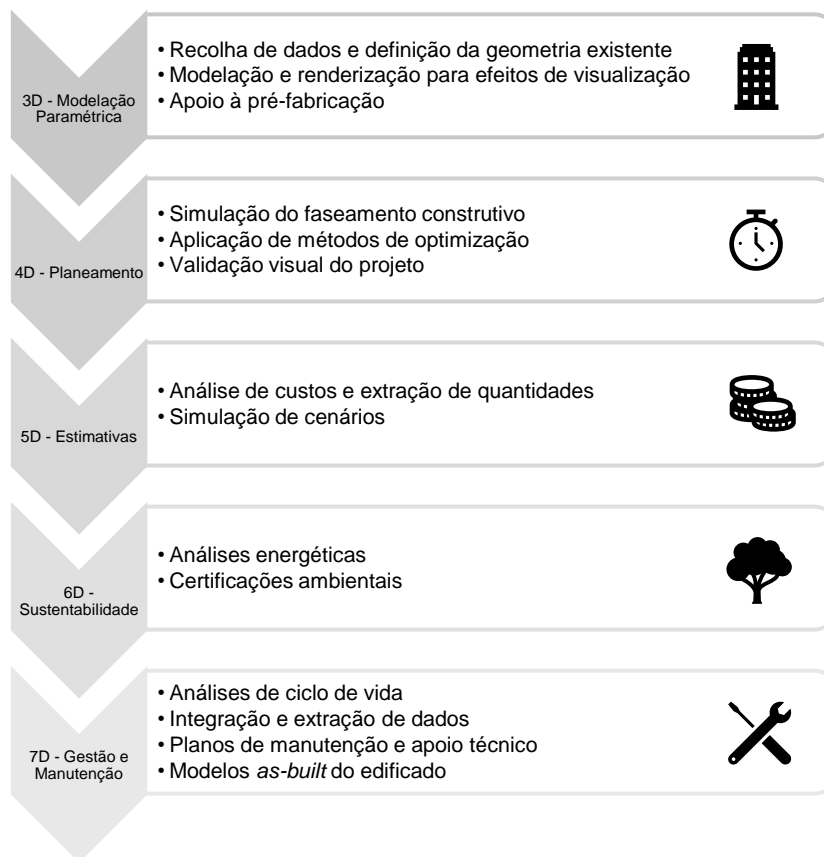


FIGURA 3.6 - DIMENSÕES DA METODOLOGIA BIM - ADAPTADO DE (VENÂNCIO, 2015)

De acordo com Kamardeen (2010) uma nova dimensão poderá ainda ser criada. Uma oitava dimensão que contemple o planeamento da prevenção de acidentes durante a fase de projeto, mudando a corrente situação onde o projetista trata de garantir o respeito pelos códigos de construção e o empreiteiro assegura a parte de segurança na obra. A relevância reside na capacidade para influenciar

a segurança e diminuir o risco à medida em que se avança no tempo e, portanto, os empreiteiros deixariam de ter de fazer certas decisões que passariam a ser feitas ainda na fase de projeto.

3.5. DIFICULDADES E DESAFIOS DE UMA NOVA METODOLOGIA

Uma mudança de paradigma deste calibre certamente não é de fácil implementação. Vários problemas surgirão derivados à alteração das relações laborais, transformação dos processos de trabalho e limitações legislativas.

Ao alterar a forma como as equipas colaboram, é necessária uma adaptação da organização das empresas e dos colaboradores. É preciso ainda definir regras para a partilha da informação entre os diversos intervenientes, nomeadamente as especialidades. A maior dificuldade será, certamente, a adaptação dos elementos com mais experiência nas equipas, pois são aqueles que se desviam mais profundamente da zona de conforto a que estão acostumados.

Do lado da lei, é também necessária a adaptação à nova forma de trabalho. As regras definidas terão de se flexibilizar por forma a conseguir acomodar uma mudança de rumo que pode, em certos casos, permitir a automatização de licenciamentos e, conseqüentemente, a agilização do processo burocrático.

Pode-se ver, então, que a mudança é muito mais do que ao nível das tecnologias de informação ou do treino que as pessoas necessitarão. Na Figura 3.7 podemos observar alguns aspetos que as empresas terão de empregar para uma implementação bem-sucedida.

3.6. EXEMPLO INTERNACIONAL

O exemplo retratado é a firma “Leslie E. Robertson Associates” que se localiza na cidade de Nova Iorque, Estados Unidos. Define-se como uma empresa com portfólio diverso, tendo projetado edifícios e estruturas de vários tamanhos e complexidade. Algumas das obras mais notáveis, como o *World Trade Center*, *Bank of China Tower* ou o *Shanghai World Financial Center*, são na forma de arranha-céus. Outros tipos de projetos presentes no portfólio envolvem pontes, museus, escolas ou aeroportos.

De acordo com informação disponibilizada on-line, o BIM permite à empresa avaliar diversas opções de projeto e alternativas no uso de materiais, enquanto identificam e resolvem problemas que possam surgir durante a construção. A metodologia ajuda a reduzir a mão de obra necessária para coordenar e executar os documentos envolvidos no processo de projeto. A empresa atribui o sucesso alcançado à visão e esforço entre as equipas do departamento de estruturas e a do departamento de BIM.

A cultura de inovação e de utilização de novas tecnologias para melhorar os projetos e criar formas eficientes de construção está bem patente, havendo inclusive um grupo destinado a fazer pesquisa na área tecnológica onde usam processos computacionais para ultrapassar barreiras físicas nas formas a construir.

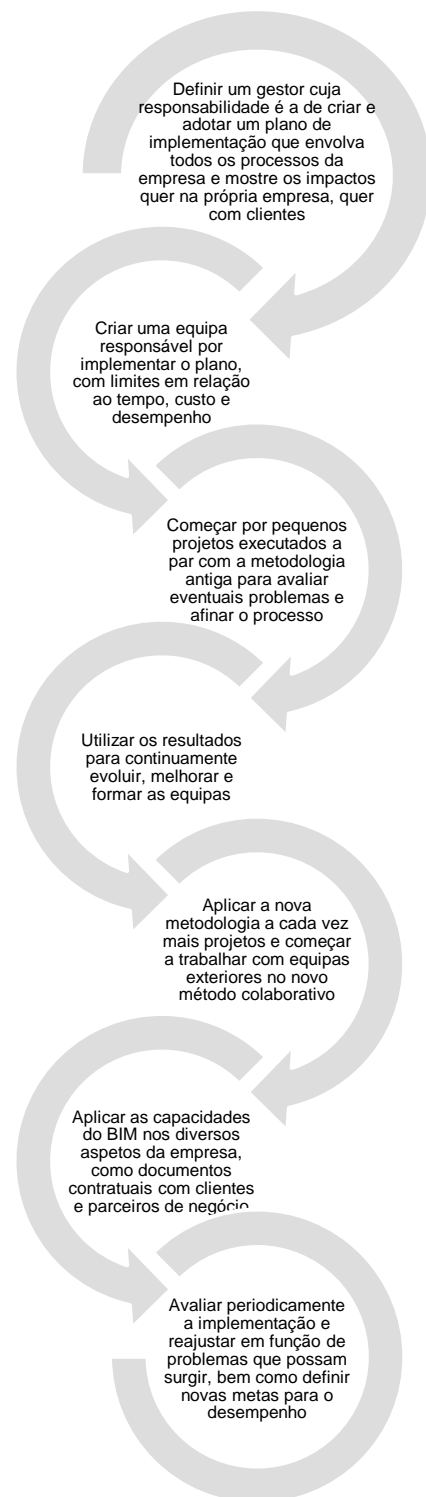


FIGURA 3.7 - PASSOS A DAR PARA IMPLEMENTAR O BIM NUMA EMPRESA - ADAPTADO DE (EASTMAN, ET AL., 2011)

3.7. MODELAÇÃO PARAMÉTRICA EXEMPLIFICATIVA

Nawari e Kuenstle (2015) fornecem uma boa base teórica por de trás das ferramentas de modelação. Existe uma classificação hierárquica que é a base da organização dos objetos no modelo computacional. Os termos usados nesta classificação são: “categorias”, “famílias”, “tipos” e “casos” (em inglês “*categories*”, “*families*”, “*types*” e “*instances*”); e praticamente todos os elementos do modelo, incluindo as vistas por exemplo, têm este modelo organizacional.

As categorias são os elementos principais que constituem o modelo como, por exemplo no contexto estrutural, as vigas, pilares e fundações. Existem ainda as categorias dos elementos de anotação como etiquetas ou texto em geral. Portanto, todos os elementos contidos no modelo têm de pertencer a alguma categoria. Na Figura 3.8 apresentam-se algumas das categorias presentes na ferramenta *Revit*.

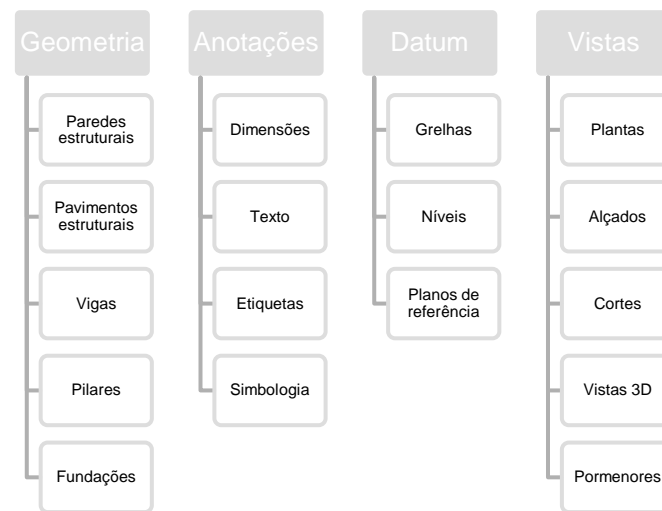


FIGURA 3.8 - EXEMPLOS DE CATEGORIAS DO REVIT - ADAPTADO DE (NAWARI & KUENSTLE, 2015)

As famílias agrupam os elementos com um conjunto de propriedades, uso e representação semelhantes, sendo assim as subdivisões das categorias. Um exemplo é uma viga IPE ou outra HE.

A divisão seguinte é os tipos, onde uma família pode ter vários. O tipo define propriedades inerentes aquele objeto e como pode ser representado. Seguindo o exemplo anterior, um perfil IPE pode ter 200 ou 300 mm de altura.

As “*instances*” são simplesmente cada elemento individual. Uma viga IPE 200 que esteja no primeiro piso pode ser igual a uma que esteja no terceiro piso, no entanto certos atributos podem ser diferentes como, por exemplo, a carga que lhes está atribuída.

Uma outra questão prende-se com o nível de detalhe (*LOD*) com que os vários elementos são modelados. Estes níveis definem as características dos elementos nas diversas fases do desenvolvimento do projeto pois, à medida que o projeto avança, existe a necessidade de aumentar as especificidades relativas a esses mesmos elementos modelados. A classificação dos vários níveis foi efetuada pela *American Institute of Architects* (Nawari & Kuenstle, 2015) e está dividida em 5 níveis, os quais estão resumidos na Tabela 3.1.

TABELA 3.1 - NÍVEIS DE DETALHE DE ACORDO COM A AMERICAN INSTITUTE OF ARCHITECTS

LOD100	Refere-se à fase de concepção do projeto onde se descreve a forma geral da estrutura e o seu contexto.
LOD200	Foca-se em certos aspetos estruturais relacionados com o elemento em si e na maneira como ele é formado por certos materiais e componentes.
LOD300	Centra-se na caracterização do elemento em relação às medidas, formas, padrões, localização, orientação e outras propriedades.
LOD400	Especifica detalhes acerca da relação do elemento com os outros elementos, incluindo detalhes de fabricação e construção.
LOD500	Os detalhes do modelo são finalizados, verificados e correspondem ao produto final já executado.

Nos exemplos seguintes tentou-se aplicar um nível de detalhe do LOD300 onde, para além das geometrias, está presente informação referente ao material usado bem como alguma informação espacial referente à sua posição.

3.7.1. EXEMPLO DOS CONECTORES DE RESISTÊNCIA AO CORTE

Pretende-se agora exemplificar a modelação de uma família de conectores de resistência ao corte conforme a norma ISO13918-2008. Para tal, utiliza-se a metodologia sistemática fornecida por Nawari e Kuenstle (2015):

- i. Planear e elaborar um rascunho da geometria, bem como dos vários parâmetros e vistas necessárias;
- ii. Criar um novo ficheiro através de um modelo que se insira na categoria correta;
- iii. Definir as várias vistas necessárias e categorizá-las;
- iv. Identificar claramente qual o ponto que representa a origem/ponto de inserção no modelo;
- v. Delinear os planos e linhas de referência necessários a definição da geometria;
- vi. Modelar a geometria e os vários componentes;
- vii. Dimensionar corretamente os vários elementos para efetuar uma correta parametrização;
- viii. Atribuir etiquetas às várias dimensões de forma a criar parâmetros de “tipo” ou “caso”;
- ix. Fazer variações nos parâmetros para criar vários “tipos” dentro da família;
- x. Finalmente, testar a família modificando os vários parâmetros e observando o comportamento do elemento modelado.

Para definir os parâmetros necessários utiliza-se os dados fornecidos para conectores do tipo SD constantes na Figura 3.9, onde d_1 representa o diâmetro do conector, d_5 representa o diâmetro da cabeça do conector, d_3 o diâmetro do arco de soldadura, l_2 a altura total do conector, h_3 a altura da cabeça do conector e h_4 a altura da soldadura. Atribui-se ao parâmetro l_2 como sendo “*instance*” e aos restantes “*type*”.

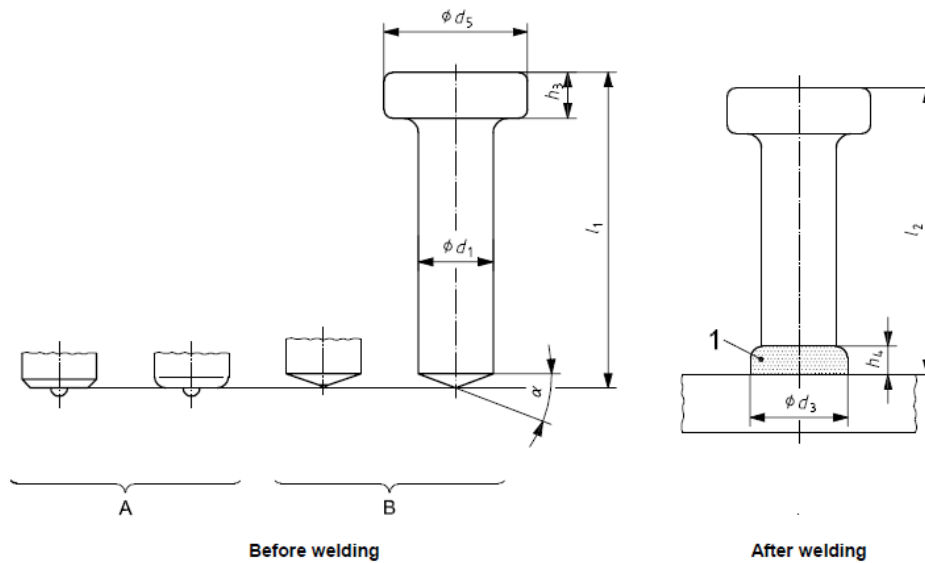


FIGURA 3.9 - PARAMETROS PARA DEFINIR A GEOMETRIA DO CONECTOR - RETIRADO DE ISO13918-2008

Não se pretende mostrar passo a passo os comandos efetuados na ferramenta *Revit* mas antes exemplificar a metodologia descrita anteriormente. Apresenta-se na Figura 3.10 uma vista onde se consegue visualizar a traço interrompido as linhas de referência criadas, a traço mais espeço o conector em si e em linha normal os parâmetros de dimensão dados. Observa-se ainda uma janela que mostra os vários parâmetros relevantes para a definição de um conector do tipo SD19.

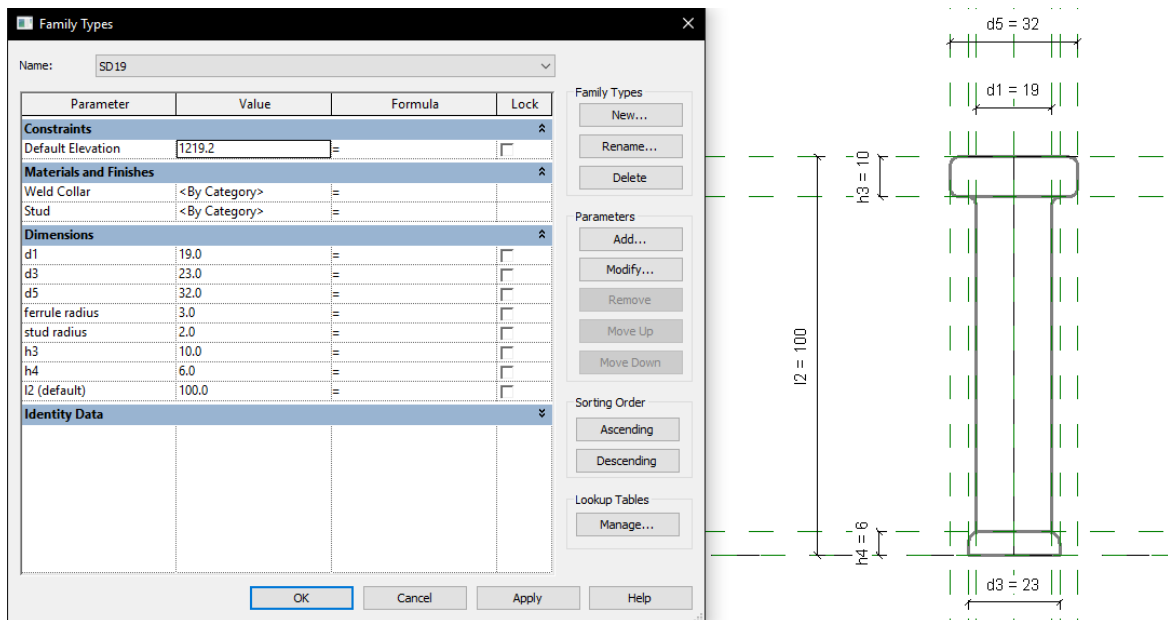


FIGURA 3.10 - VISTA DO MODELO CRIADO E PARAMETROS USADOS NA SUA DEFINIÇÃO

3.7.2. EXEMPLO DE UMA VIGA DE BANZOS DESIGUAIS

A metodologia utilizada neste exemplo foi semelhante à do exemplo anterior. No entanto, existe uma diferença significativa que se prende com o facto de a categoria do elemento ser diferente, nomeadamente a anterior pertencer às “*Structural Connections*” e esta pertencer à “*Structural Framing*”.

Os dados a definir neste exemplo são os referentes às medidas da viga de banzos desiguais. A Tabela 3.2 apresenta os dados e respetivos significados.

TABELA 3.2 - DADOS DE CARACTERIZAÇÃO DA VIGA DE BANZOS DESIGUAIS

wfs	Largura do banzo superior
tfs	Espessura do banzo superior
hw	Altura da alma
tw	Espessura da alma
wfi	Largura do banzo inferior
tfi	Espessura do banzo inferior

Na Figura 3.11 apresenta-se a representação do modelo da família no *Revit*. Pode ver-se à esquerda a edição da forma do perfil para extrusão e à direita a planta da viga já finalizada.

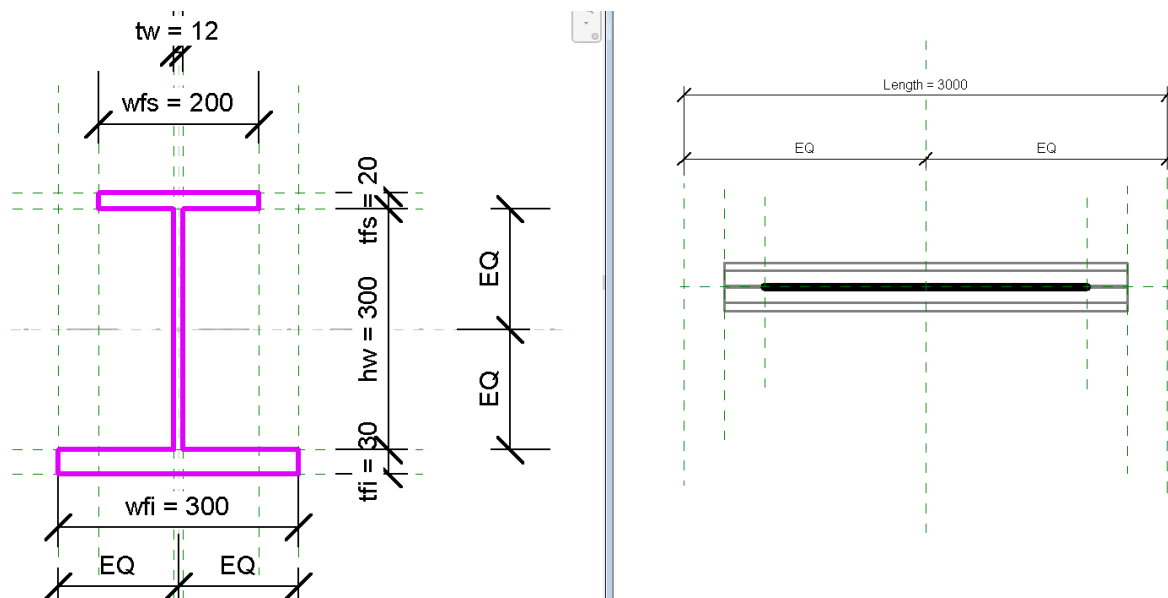


FIGURA 3.11 - REPRESENTAÇÃO DA VIGA DE BANZOS DESIGUAIS

No capítulo referente ao estudo paramétrico irá ser modelado o resultado do exemplo prático elaborado de forma a mostrar algumas potencialidades como as plantas, cortes e visualizações 3D.

3.8. BIM NO ENSINO

Como já se viu, o sector da construção tem uma grande dificuldade para implementar uma nova metodologia. Desta forma, as universidades devem ter um papel impulsionador para que a nova geração de engenheiros adquira os conhecimentos e ferramentas necessárias à utilização desta nova metodologia. Pikas (2013) revela um conjunto de diretrizes para a integração do BIM no currículo académico com base numa experiência levada a cabo na *Technion-Israel Institute of Technology*. O ensaio mostrou que o BIM não deve ser introduzido apenas como um tópico por si só, mas sim como uma ferramenta útil nas várias disciplinas, sejam elas de dimensionamento, análise estrutural ou gestão. Para além disso, as competências transversais de partilha de informação e conhecimento, tarefas profissionais e contexto comercial, são tão importantes como a tecnologia em si. O estudo pode servir, assim, de base para criar um programa sólido de ensino de BIM dentro daqueles que são os requisitos particulares do contexto nacional. Na Figura 3.12 observam-se exemplos de projetos de estudantes nos quais se observam algumas das funcionalidades da metodologia BIM.

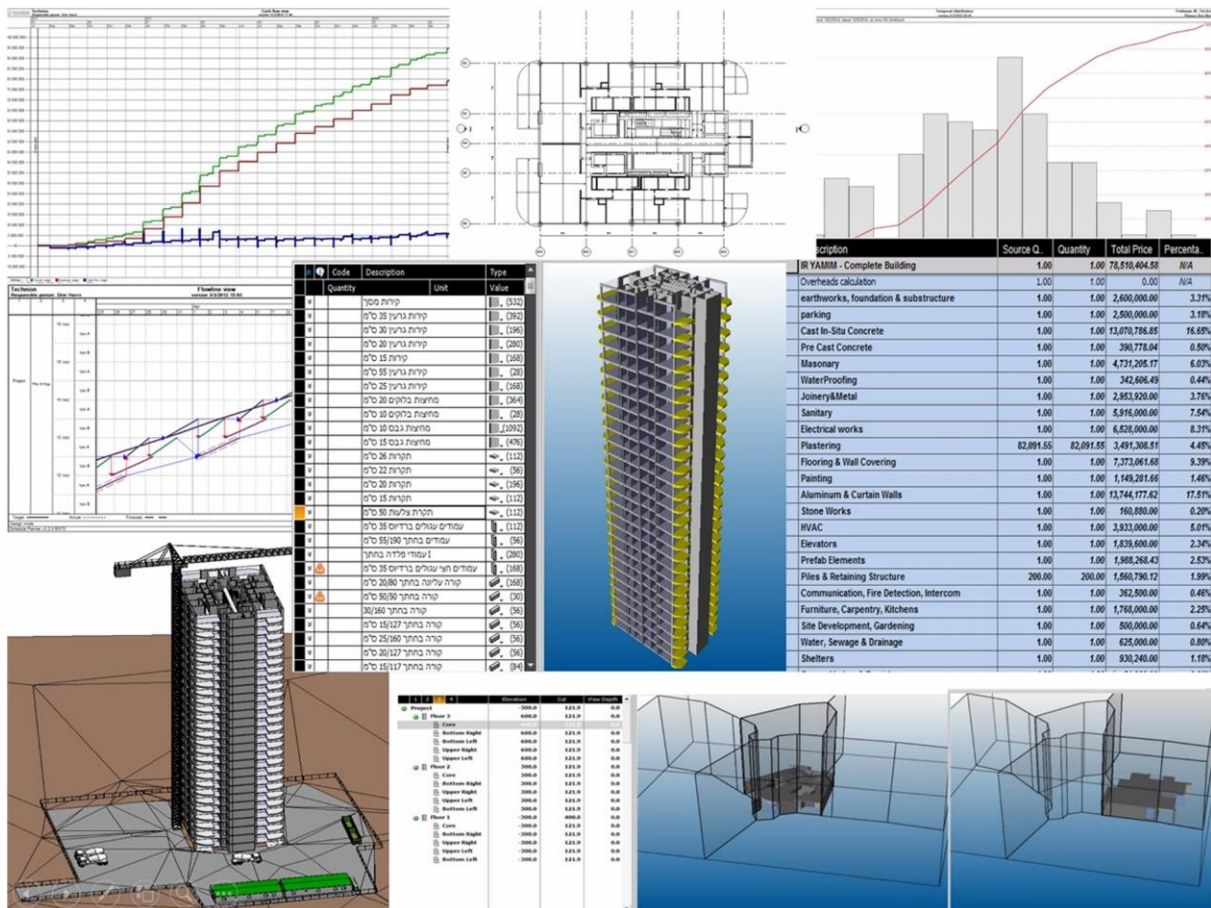


FIGURA 3.12 - EXEMPLOS DE PROJETOS DE ESTUDANTES, INCLUINDO ANÁLISES DE FLUXO MONETÁRIO, PLANTAS, PLANEAMENTO DE RECURSOS, MAPAS DE QUANTIDADE, ESTUDOS DE LOCALIZAÇÃO, CALENDARIZAÇÃO E VISUALIZAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO – RETIRADO DE (PIKAS, ET AL., 2013)

4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

4.1. GENERALIDADES

Existe toda uma base legal na qual deve assentar o projeto de engenharia, cuja função é garantir a segurança e funcionalidade das estruturas a construir, bem como homogeneizar o processo de documentação. No caso de Portugal, essa informação está dispersa em diversos documentos e, em alguns casos, é inexistente. A nova regulamentação Europeia vem provocar alterações em alguns aspetos do projeto, mas vem essencialmente agregar toda a informação num único documento bem como alargar horizontes noutros aspetos que até agora não existiam. Pretende-se neste capítulo fazer um enquadramento do Eurocódigo e apresentar as especificidades a considerar neste trabalho.

Na parte relativa à verificação de secção mostra-se os conceitos necessários para calcular a resistência da secção transversal, nomeadamente no que toca ao momento fletor resistente, detalhando outros conceitos como o efeito do *shear lag*, classificação da secção e conexão parcial.

Relativamente à verificação de segurança do elemento, o objetivo é proceder à análise dos esforços de dimensionamento, verificar os problemas eventuais da fendilhação do betão ou da encurvadura lateral, verificar a resistência do corte longitudinal e detalhar algumas disposições construtivas necessárias para verificar a segurança.

4.2. REGULAMENTAÇÃO

4.2.1. REGRAS ATUAIS

Os regulamentos atualmente em vigor em Portugal são três. O Regulamento de Segurança e Ações – RSA – com correspondência aos Eurocódigos 0 e 1. O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado – REBAP – corresponde essencialmente ao Eurocódigo 2. O Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios – REAE – aproxima-se do Eurocódigo 3. Em relação às matérias que envolvem o projeto de estruturas para resistência ao sismo, estas estão dispersas pelos vários regulamentos.

Os Eurocódigos vêm então dar um avanço em muitas das matérias que não estão cobertas na regulamentação Portuguesa, como as estruturas mistas, de madeira ou de alumínio. Além disso, os Eurocódigos tratam os aspetos geotécnicos e estruturais de uma forma coerente e integrada, ultrapassando a velha ideia da separação entre projeto de estrutura e de fundações. Providenciam ainda uma reorganização da informação relevante para o projeto sísmico num único documento.

Neste momento em Portugal atravessa-se um período onde os Eurocódigos ainda não têm força de lei, no entanto é essa a regulamentação base que se utilizará neste documento.

4.2.2. EUROCÓDIGOS

De acordo com Johnson (1994), o desenvolvimento de um código internacional começou depois da Segunda Guerra Mundial, primeiro para estruturas de betão e em seguida para estruturas de aço. Em 1990, depois da entrada dos membros da Associação Europeia de Comércio Livre (*EFTA*) na Comunidade Económica Europeia (*EEC*), a responsabilidade pelo desenvolvimento dos Eurocódigos

foi transferida para o Comité Europeu de Normalização (*CEN*). Este comité é constituído pelos organismos nacionais de normalização dos vários países da União Europeia, sendo a representação portuguesa feita pelo IPQ – Instituto Português da Qualidade.

Os Eurocódigos são na verdade compostos por vários documentos, divididos em diversas partes, que definem como deve ser feito o projeto de estruturas dentro da União Europeia. Existem ainda anexos nacionais que definem variações deixadas em aberto nalguns dos parâmetros base. Os relevantes para este estudo são:

- EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas;
- EN 1991 – Ações em estruturas;
- EN 1992 – Projeto de estruturas de betão;
- EN 1993 – Projeto de estruturas de aço;
- EN 1994 – Projeto de estruturas mistas aço-betão;

4.2.2.1. PRINCÍPIOS GERAIS E A EN1990

Esta norma descreve os princípios e regras para a segurança, capacidade de manutenção e durabilidade das estruturas. É baseada no conceito de estado limite em conjugação com o método de coeficiente parcial.

Os estados limite devem ser classificados como Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. A cada estado está associada uma ou mais situações de projeto que devem ser severas o suficiente para cobrir todas as condições que possam ocorrer durante a execução e utilização da estrutura.

A presente norma define como Estados Limite Último as situações onde seja afetada a segurança de pessoas e/ou a segurança da estrutura. Deve-se verificar as situações de perda de equilíbrio da estrutura ou parte dela, considerando-a como um corpo rígido - EQU; rotura por deformação excessiva, transformação da estrutura ou parte dela num mecanismo, rutura, perda de estabilidade quer da estrutura ou parte dela quer dos apoios ou fundações – STR/GEO; falha causada por fadiga ou outros efeitos dependentes do tempo – FAT.

Os Estados Limite de Serviço definem-se como aqueles onde o funcionamento da estrutura ou de elementos estruturais, o conforto das pessoas ou a aparência dos elementos construídos é afetado, nomeadamente em relação às deformações excessivas, vibrações ou danos que possam ocorrer e provocar o desconforto dos utilizadores, o mau funcionamento de máquinas ou até a durabilidade da estrutura.

A base para a verificação de segurança para os dois estados limite é a de que o efeito das ações terá de ser sempre inferior à resistência correspondente. Por exemplo, em relação ao equilíbrio, o efeito das ações desestabilizantes terá de ser sempre inferior ao das estabilizantes.

Para determinar o efeito das ações, a norma define um conjunto de combinações a usar que estão divididas de acordo com o estado limite e a situação de projeto considerados. Nas tabelas Tabela 4.1 e estão refletidas essas mesmas combinações.

TABELA 4.1 - COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITE ÚLTIMO

Combinação	Expressão	Ref. EN 1990
	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	6.10
Fundamental	$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$	6.10a/b

A informação relativa aos coeficientes parciais ψ e γ é revelada no Anexo A1 da norma EN 1990.

4.2.2.2. AÇÕES E A EN1991

Esta norma tem como objetivo fornecer um guia para caracterizar as ações a considerar no projeto de estruturas, no qual se incluem os pesos de materiais de construção e/ou armazenados, pesos próprios de elementos estruturais e sobrecargas nos edifícios. Está dividida em diversas partes, nas quais surgem as especificidades para um tipo de carregamento ou ação.

Na EN1991-1-1 – capítulo 6.3, encontra-se uma tabela que define categorias de uso às quais correspondem as sobrecargas que se devem considerar dependendo do uso da estrutura. O valor das sobrecargas pode ser consultado no Anexo Nacional da EN1991-1-1, quadro NA-6.2.

4.2.2.3. A EN1994

Este Eurocódigo aplica-se ao projeto de estruturas mistas aço-betão, nomeadamente aos requisitos relacionados com a resistência, capacidade de utilização, durabilidade e resistência ao fogo. Outros requisitos como o isolamento sonoro ou térmico não são considerados. Para este trabalho a parte relevante da norma é a Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios.

Apesar de as normas já enunciadas darem regras gerais para as bases de projeto, materiais ou ações, é nesta norma que as especificidades da construção mista estão enunciadas. Para além disso, define-se um conjunto de regras relacionadas com a análise estrutural, estados limites últimos e de serviço na construção de estruturas mistas. Mais adiante neste trabalho, abordar-se-á os aspetos específicos aplicados na aplicação desenvolvida.

4.2.2.4. OUTRAS NORMAS

Ao longo da consulta das várias normas já referidas, indica-se a consulta de outras que ainda não foram enunciadas, nomeadamente a EN 1992 e a EN 1993. A primeira aplica-se a estruturas de betão armado e apresenta aspetos próprios do betão. Já a segunda diz respeito aos aspetos relacionados com as estruturas de aço estrutural revelando, por isso, as especificidades deste tipo de material.

4.2.3. MATERIAIS

A caracterização dos materiais está definida na secção 3 do Eurocódigo 4. Esta secção apresenta os pormenores para cada tipo de material relacionados com a construção mista ou, em alternativa, indica quais as normas que devem ser consultadas para detalhar as especificidades dos materiais.

Para além dos materiais, existem fatores parciais conforme a EN1994-1-1, 2.4.1.2; os utilizados neste trabalho são os que constam na Tabela 4.2.

TABELA 4.2 - COEFICIENTES PARCIAIS PARA OS MATERIAIS

Fator parcial de segurança	
Betão	$\gamma_c = 1,50$
Aço estrutural	$\gamma_a = 1,00$
Armaduras	$\gamma_s = 1,15$
Dispositivos de conexão	$\gamma_V = 1,25$

No caso do betão, a norma indica que as propriedades devem ser consultadas na EN1992-1-1, 3.1; para betão normal e que a classe de betão a utilizar deve estar compreendida entre o C20/25 e o C60/75. Não pretendendo entrar num detalhe demasiado alto, apresenta-se na Tabela 4.3 os valores importantes na definição do betão.

TABELA 4.3 - PROPRIEDADES DO BETÃO

Classe	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
C20/25	20	2,2	30
C25/30	25	2,6	31
C30/37	30	2,9	33
C35/45	35	3,2	34
C40/50	40	3,5	35
C45/55	45	3,8	36
C50/60	50	4,1	37
C55/67	55	4,2	38
C60/75	60	4,4	39

Em relação às armaduras a utilizar, o Eurocódigo diz que se deve consultar a EN1992-1-1, 3.2; e que o módulo de elasticidade a usar pode ser considerado igual ao valor utilizado para o aço estrutural. Na Tabela 4.4 apresenta-se a propriedade de relevância para a caracterização das armaduras.

TABELA 4.4 - PROPRIEDADES DO AÇO DAS ARMADURAS

Classe	f_{sk} [MPa]
A400	400
A500	500

Para o aço estrutural, as indicações remetem para a EN1993-1-1, 3.1 e 3.2; e a tensão de cedência máxima permitida é de 460MPa. A classe de aço a utilizar deve ser consultada na norma EN10025-2: Table 7; contudo os valores implementados foram os presentes na tabela Tabela 4.5.

TABELA 4.5 - PROPRIEDADES DO AÇO ESTRUTURAL

Classe	f_{yk} [MPa]	f_u [MPa]
S 235	235	360
S 275	275	430
S 355	355	490
S 420	420	550

Finalmente, para caracterizar os conectores de resistência ao corte longitudinal, conforme visto na EN1994-1-1, 3.4.2; deve-se consultar a EN 13918. O tipo de conector a usar consta no capítulo 9.6 – *Shear connector (SD)* da norma; tendo como principais propriedades as constantes no anexo A.

4.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA SECÇÃO

4.3.1. LARGURA EFETIVA DO BANZO DE BETÃO

Para a análise da secção transversal da viga é necessário primeiro conhecer alguns aspetos geométricos que definem a solução a analisar. As dimensões reais são geralmente usadas no cálculo, no entanto em certas situações há que encontrar dimensões efetivas que aproximem os resultados de uma forma mais exata. Em particular, trata-se de contabilizar a distribuição não uniforme de tensões devida à deformabilidade por corte do banzo de betão (Lamas, 1982), efeito também conhecido por *shear lag*.

Como referem Calado e Santos (2013) a “distribuição real de tensões longitudinais no banzo de betão é incompatível com a hipótese de Bernoulli, que admite a conservação das secções planas após a deformação do elemento”. Uma solução encontrada para ultrapassar este obstáculo é a adoção de uma largura efetiva para o banzo de betão na qual é aplicada uma distribuição de tensões uniforme de valor igual ao da tensão máxima do diagrama original e, portanto, permitir a utilização da formulação da teoria geral da flexão. A relação entre este diagrama de tensões e o verdadeiro é refletida através da igualdade entre as áreas dos dois diagramas.

Antes de avançar com a formulação consagrada no Eurocódigo é importante referir que, como dizem Calado e Santos (2013), as equações para a determinação das larguras efetivas são simplificativas e em algumas situações conduzem a valores demasiado conservadores, pois a sua obtenção tem por base análises elásticas em que se admite que o betão não está fendilhado.

O Eurocódigo permite à partida considerar, no caso de análise global elástica, uma largura efetiva constante ao longo de cada vão. Esse valor é igual a $b_{eff,1}$ a meio vão para uma viga suportada nas

duas extremidades, ou a $b_{eff,2}$ no caso de a viga ser uma consola, como se vê na EN1994-1-1, 5.4.1.2 (4).

Para a obtenção das larguras efetivas começamos por calcular os comprimentos correspondentes à distância entre pontos de momento fletor nulo. Dependendo da largura efetiva a calcular, deve-se utilizar as expressões presentes na EN1994-1-1, 5.4.1.2.

O Eurocódigo figura duas opções diferentes para calcular as larguras efetivas. A primeira diz respeito aos vãos e apoios internos enquanto que a segunda trata dos apoios de extremidade. Em relação ao primeiro caso, a expressão para calcular a largura efetiva é a equação 4.1.

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad 4.1$$

Onde: b_0 representa a distância entre os centros dos conectores extremos;
 b_{ei} é o valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma e toma o valor de $L_e/8$ mas nunca superior à largura b_i . O valor de b_i corresponde à distância entre o conector extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes, medida a meia altura do banzo de betão, exceto num bordo livre me que b_i é a distância do bordo livre.

É importante ainda referir que em estruturas onde o diagrama de momentos fletores for influenciado pela resistência ou rigidez de rotação de uma junta de ligação, deve-se ter tal em conta no cálculo do comprimento L_e , conforme visto na EN1994-1-1: 5.4.1.2(8). Uma opção de simplificação que figura no parágrafo 5.4.1.2(9), também, é a considerar o b_0 igual a zero.

4.3.2. CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO

Os elementos de aço utilizados na realização das estruturas são por norma esbeltos e, como tal, são muito suscetíveis aos efeitos de encurvadura no que toca aos seus elementos constituintes, como os banzos ou alma. Por essa razão, é necessário distinguir aqueles que de alguma forma são mais suscetíveis e onde a resistência é bastante afetada, daqueles onde as dimensões ou a presença de algum tipo de reforço torna a resistência menos suscetível a reduções. A solução encontrada é a prescrita na EN1993-1-1: 5.5.2, em geral, e na EN1994-1-1: 5.5.1, em particular.

É importante referir que no contexto deste trabalho apenas se tratará as secções de classe inferior a 3. Um caso de exceção é os perfis em que a alma seja de classe 3 e os banzos de classe inferior a 2, nos quais a alma pode ser transformada numa alma da classe 2. Para a classificação da secção não foi tido em conta o processo construtivo nem eventuais efeitos diferidos.

No que toca ao preconizado na EN1993-1-1, 5.5.2; a forma de classificar as secções depende da relação entre largura e espessura das várias partes comprimidas. Estas são todas aquelas que estejam totalmente ou parcialmente sujeitas a compressão, na combinação de ações considerada. As classes dos vários elementos, como as almas ou banzos, pode ser diferente entre si, sendo que a secção transversal é classificada de acordo com a pior das classes dos elementos que a constituem. A classificação obtém-se a partir da EN1993-1-1, Tabela 5.2.

Para se efetuar a classificação é importante referir que, caso se esteja dentro dos limites da classe 2, usa-se uma análise plástica para avaliar o eixo neutro plástico, caso contrário está-se numa situação em que se tem de usar obrigatoriamente uma análise elástica. Neste último caso é ainda necessário considerar-se a sequência construtiva e os efeitos da fluência e retração, utilizar-se os valores de cálculo da resistência dos materiais, desprezar-se o betão que está na zona tracionada e, por fim, utilizar a secção com a alma “real” e os banzos “reduzidos”, conforme a EN1994-1-1, 5.5.1 (4).

Em secções com almas da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2, o Eurocódigo permite que se transforme a secção numa secção efetiva da classe 2 de acordo com EN1993-1-1, 6.2.2.4. Este método é conhecido como o “método do buraco na alma” e consiste em considerar um comprimento igual a $20 \varepsilon t_w$ junto ao eixo neutro plástico e outro comprimento $20 \varepsilon t_w$ junto do banzo comprimido, como se observa na Figura 4.1.

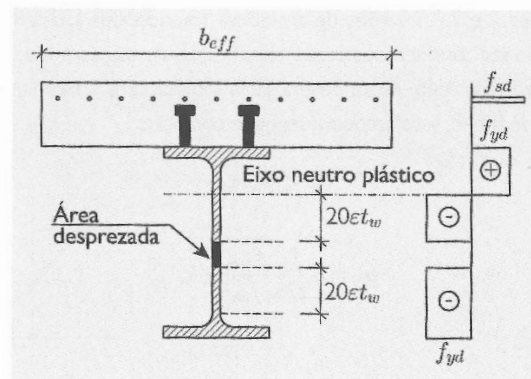


FIGURA 4.1 - MÉTODO DO BURACO NA ALMA - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)

Com referem Calado e Santos (2013), as classes de secções mais usadas na construção mista são as de classe 1 e 2, pois são as que permitem efetuar análises plásticas para determinar as resistências das secções e onde os limites para a redistribuição de momentos fletores são maiores. De referir ainda que a utilização do método da conexão parcial apenas é possível nestas duas classes. Por estas razões, neste trabalho aborda-se apenas secções de classe 1 e 2 ou secções de classe 3 que possam ser representadas por secções efetivas de classe 2.

4.3.3. MÉTODOS DE ANÁLISE

Existem três métodos de análise da secção transversal que podem ser utilizados dependendo da classe da secção mista: análise elástica linear, análise rígido-plástica e análise não linear.

Os casos da análise elástica linear e não linear poderão ser aplicados a secções de qualquer classe e pode, ainda, ser assumido que uma secção transversal permanece plana desde que a conexão e armadura transversal esteja de acordo com a EN1994-1-1, 6.6.

A análise rígido-plástica só pode ser aplicada para os casos onde a secção seja de classe 1 ou de classe 2. De acordo com Calado e Santos (2013), esta análise despreza a deformação elástica dos materiais, admitindo que a relação entre tensão e deformação é perfeitamente plástica.

4.3.3.1. ANÁLISE PLÁSTICA

As considerações iniciais a fazer para este tipo de análise são que a resistência de tração do betão deve ser desprezada, conforme 6.2.1.1(4), e que a contribuição da armadura ordinária à compressão para o cálculo do momento resistente é, também, desprezada por revelar uma contribuição pouco significativa na resistência da secção.

4.3.3.1.1. MOMENTO FLETOR

Para o cálculo do momento fletor resistente, deve-se primeiro considerar as seguintes hipóteses, de acordo com 6.2.1.2(1):

- Existe interação total entre o aço estrutural, a armadura e o betão;
- A área efetiva de aço estrutural resiste a uma tensão igual ao valor da tensão de cedência do aço do perfil – f_{yd} – quer em compressão quer em tração;
- A área efetiva de armaduras longitudinais em tração resiste a uma tensão igual ao valor da tensão de cedência do aço – f_{sd} ;
- A área efetiva de betão à compressão resiste a uma tensão igual a $0,85 f_{cd}$, constante ao longo de toda a altura entre a fibra mais comprimida e a linha neutra.

Para os efeitos deste trabalho assume-se ainda que o banzo de betão não é nervurado, que o perfil tem pelo menos um eixo de simetria e é do tipo não betonado.

Antes de efetuar a avaliação da posição da linha neutra, pode-se definir o valor da força máxima que pode atuar em cada elemento. Desta forma, apresenta-se na Tabela 4.6 a formulação para essas forças.

TABELA 4.6 - FORÇAS MÁXIMAS DOS ELEMENTOS

ELEMENTO	FORÇA
BANZO DE BETÃO	$F_c = h_c b_{eff} 0,85 f_{cd}$
BANZO SUPERIOR DO PERFIL	$F_{fs} = w_{fs} t_{fs} f_{yd}$
ALMA DO PERFIL	$F_w = h_w t_w f_{ywd}$
BANZO INFERIOR DO PERFIL	$F_{fi} = w_{fi} t_{fi} f_{yd}$
PERFIL DE AÇO	$F_a = F_{fs} + F_w + F_{fi}$
ARMADURA	$F_{as} = A_s b_{eff} f_{sd}$

Os cálculos da linha neutra plástica resultam do equilíbrio de forças horizontais e a distância é medida a partir do topo do banzo de betão. Para o cálculo dos momentos resistentes fez-se um somatório dos momentos em relação a um ponto no topo do banzo de betão. Nas figuras Figura 4.2, Figura 4.3, Figura 4.4, Figura 4.5, Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.9 e Figura 4.10 apresentam-se os gráficos com a representação exemplificativa da linha neutra plástica e dos diagramas de tensão.

Em relação ao caso de **momento positivo com conexão total**, existem três casos possíveis para a localização da linha neutra plástica e, relacionando as forças máximas dos elementos, pode-se saber em antemão a sua posição.

Caso a força no betão seja superior à força no perfil, a **linha neutra plástica** estará **no banzo de betão**. ($F_c > F_a$)

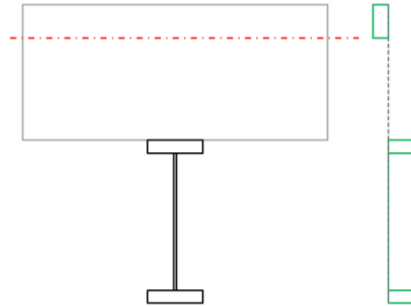


FIGURA 4.2 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE BETÃO

$$z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} 0,85 f_{cd}} \quad M_{pl,Rd} = -b_{eff} 0,85 f_{cd} \left(\frac{z_{pl}}{2} \right) + F_{fs} \left(h_c + \frac{t_{fs}}{2} \right) + F_w \left(h_c + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right) + F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

No caso de a força no betão mais a força do banzo superior do perfil ser superior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica** está **no banzo do perfil de aço**. ($F_c + F_{fs} > F_w + F_{fi}$)

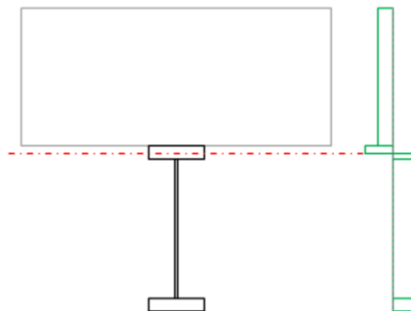


FIGURA 4.3 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + \frac{F_a - F_c}{2 w_{fs} f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = -F_c \left(\frac{h_c}{2} \right) - (z_{pl} - h_c) w_{fs} f_{yd} \left(h_c + \frac{z_{pl} - h_c}{2} \right) + (t_{fs} - z_{pl} + h_c) w_{fs} f_{yd} \left(z_{pl} + \frac{t_{fs} - z_{pl} + h_c}{2} \right) + F_w \left(h_c + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right) + F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

No caso de a força no betão mais a força do banzo superior do perfil ser inferior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica está na alma do perfil de aço**. ($F_c + F_{fs} < F_w + F_{fi}$)

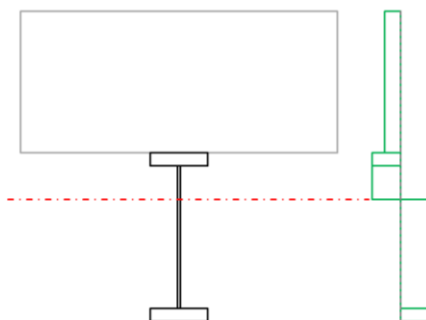


FIGURA 4.4 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO TOTAL E LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + t_{fs} + \frac{F_{fi} + F_w - F_{fs} - F_c}{2 t_w f_{ywd}}$$

$$M_{pl,Rd} = -F_c \left(\frac{h_c}{2} \right) - F_{fs} \left(h_c + \frac{t_{fs}}{2} \right) - (z_{pl} - h_c - t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(h_c + t_{fs} + \frac{z_{pl} - h_c - t_{fs}}{2} \right) + (h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(z_{pl} + \frac{h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}}{2} \right) + F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

A situação do **momento negativo** apenas se verifica para conexão total. Da mesma forma que nos momentos positivos, existem três casos possíveis para a posição da linha neutra. O primeiro prende-se com o facto de se poder alcançar uma força maior na armadura do que no perfil de aço, utilizando-se parte do betão para conseguir o equilíbrio. Neste caso a **linha neutra plástica encontra-se no banzo de betão**. ($F_{as} > F_a$)

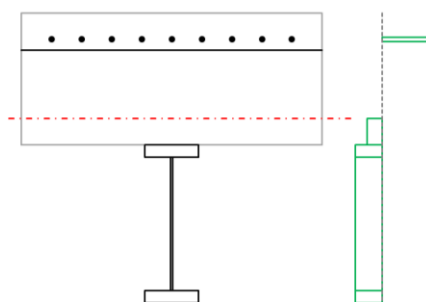


FIGURA 4.5 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NO BANZO DE BETÃO

$$z_{pl} = h_c - \frac{F_{as} - F_a}{b_{eff} 0,85 f_{cd}}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{as} d_l - (h_c - z_{pl}) b_{eff} 0,85 f_{cd} \left(h_c - \frac{h_c - z_{pl}}{2} \right) - F_{fs} \left(h_c + \frac{t_{fs}}{2} \right) - F_w \left(h_c + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right) - F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

No caso de a força na armadura mais a força do banzo superior do perfil ser superior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica** está **no banzo do perfil de aço**. ($F_{as} + F_{fs} > F_w + F_{fi}$)

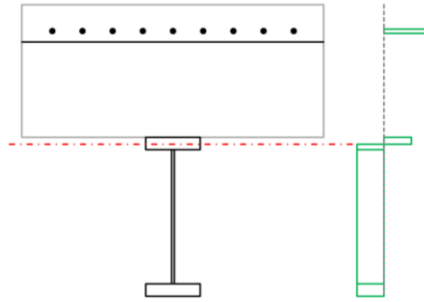


FIGURA 4.6 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + \frac{F_a - F_{as}}{2 w_{fs} f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{as} d_l + (z_{pl} - h_c) w_{fs} f_{yd} \left(h_c + \frac{z_{pl} - h_c}{2} \right) - (t_{fs} - z_{pl} + h_c) w_{fs} f_{yd} \left(z_{pl} + \frac{t_{fs} - z_{pl} + h_c}{2} \right) - F_w \left(h_c + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right) - F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

No caso de a força na armadura mais a força do banzo superior do perfil ser inferior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica** está **na alma do perfil de aço**. ($F_{as} + F_{fs} < F_w + F_{fi}$)

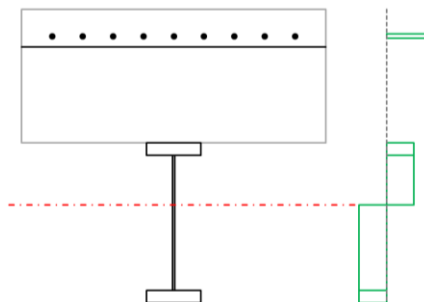


FIGURA 4.7 - MOMENTO NEGATIVO COM LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + t_{fs} + \frac{F_{fi} + F_w - F_{fs} - F_{as}}{2 t_w f_{ywd}}$$

$$M_{pl,Rd} = F_{as} d_l + F_{fs} \left(h_c + \frac{t_{fs}}{2} \right) + (z_{pl} - h_c - t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(h_c + t_{fs} + \frac{z_{pl} - h_c - t_{fs}}{2} \right) - (h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(z_{pl} + \frac{h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}}{2} \right) - F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

Por fim, o Eurocódigo refere que secções onde se utilize aço estrutural de classe S420 ou superior e onde a distância entre a linha neutra e a fibra mais comprimida ultrapasse o valor de 15% da altura total da secção, deve multiplicar-se o valor do momento fletor resistente por um coeficiente β (Figura 4.8). Esta redução aplica-se apenas a momentos positivos com conexão total. No caso de a relação exceder o limite, os momentos devem ser calculados através de uma análise não linear.

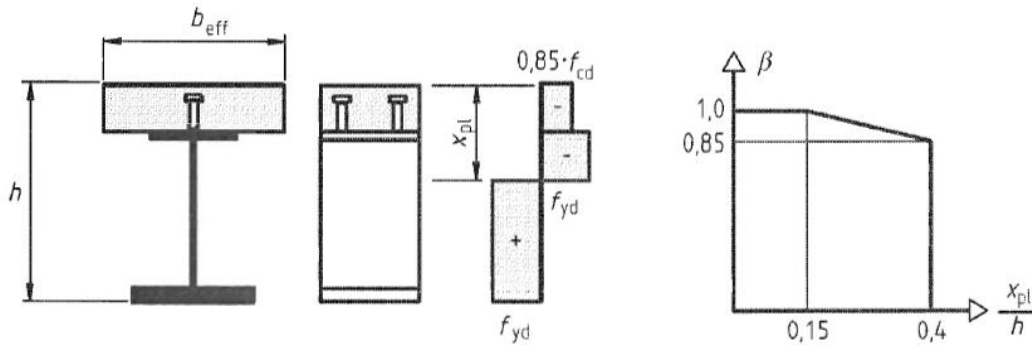


FIGURA 4.8 - VALOR DO FACTOR DE REDUÇÃO B - ADAPTADO DE EN1994-1-1

4.3.3.1.2. ESFORÇO TRANSVERSO

De acordo com a EN1994-1-1, 6.2.2.2, a resistência ao esforço transversal deve ser tomada como a resistência da secção de aço estrutural – $V_{pl,a,Rd}$. Este valor tem de respeitar as regras definidas na EN1993-1-1, 6.2.6. Para o trabalho em causa, a área de corte – A_v – é obtida de duas formas. A primeira é utilizando os valores tabelados nas tabelas dos fabricantes, para o caso de perfis comerciais. O segundo caso é utilizando a expressão constante no Eurocódigo relativa a perfis soldados em forma de I ou H, a qual está expressa na equação 4.2.

$$A_v = \eta \sum h_w t_w \quad 4.2$$

O valor de η está definido na EN1993-1-5, 5.1(2) e toma valores entre 1,0 a 1,2. A tendência é de adotar o valor de 1,0.

Uma outra questão a avaliar a existência de encurvadura por esforço transversal. No caso deste trabalho, o efeito de tal fenómeno não é considerado e, por isso, tem que se garantir que a expressão 4.3 é satisfeita.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad 4.3$$

Esta expressão aplica-se a almas não betonadas e sem reforços intermédios. O caso dos reforços intermédios não está implementado. De acordo com Calado e Santos (2013), nos edifícios correntes não é usual a existência do problema da resistência da alma à encurvadura por esforço transversal, sendo esse um assunto relevante no projeto de pontes e viadutos mistos.

4.3.3.1.3. FLEXÃO COM ESFORÇO TRANSVERSO

Quando o esforço transversal atuante excede metade do valor do esforço transversal resistente é necessária a consideração da interação entre o esforço transversal e o momento fletor. Para as secções de classe 1 e 2, a forma de considerar esta interação é, de acordo com EN1994-1-1, 6.2.2.4(2), a de reduzir a tensão resistente na alma do perfil estrutural para um valor igual a $(1 - \rho)f_{yd}$, sendo o valor de ρ determinado na expressão que se pode consultar no Eurocódigo. A este valor da tensão atribuiu-se a designação de f_{ywd} .

4.3.3.1.4. CONEXÃO PARCIAL

Para os momentos positivos há hipótese de utilizar conexão parcial. De acordo com 6.2.1.3(3), se os conectores para resistir à força de corte longitudinal forem classificados como dúcteis, o momento pode ser avaliado da mesma forma que na conexão total desde que se utilize uma força no betão igual a N_c em vez da força F_c e considerando a existência de duas linhas neutras plásticas.

Em relação ao grau de conexão, 0,4 é o valor mínimo absoluto segundo a EN1994-1-1, 6.6.1.2. No entanto, este valor mínimo pode assumir valores mais altos dependendo da tensão de cedência do aço estrutural usado e do comprimento entre pontos de momento fletor nulos, cujas equações podem ser consultadas no Eurocódigo.

Definido o valor do grau de conexão está-se em condições de avançar com o cálculo da resistência. Em relação à **primeira linha neutra plástica**, pode-se calcular a partir do equilíbrio no banzo de betão.

A localização da segunda linha neutra plástica depende, mais uma vez, da relação entre as forças máximas que podem ser aplicadas aos diversos elementos. No caso de a força no betão mais a força do banzo superior do perfil ser superior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica** está **no banzo do perfil de aço**. ($N_c + F_{fs} > F_w + F_{fi}$)

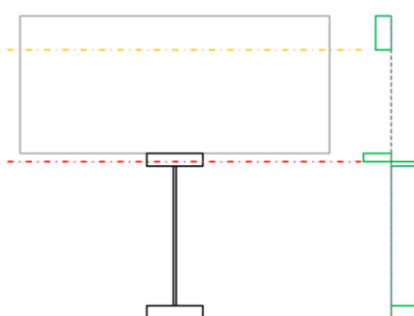


FIGURA 4.9 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO PARCIAL E LINHA NEUTRA NO BANZO DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + \frac{F_a - N_c}{2 w_{fs} f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = -N_c \left(\frac{z_{pl}}{2} \right) - (z_{pl} - h_c) w_{fs} f_{yd} \left(h_c + \frac{z_{pl} - h_c}{2} \right) + (t_{fs} - z_{pl} + h_c) w_{fs} f_{yd} \left(z_{pl} + \frac{t_{fs} - z_{pl} + h_c}{2} \right) + F_w \left(h_c + t_{fs} + \frac{h_w}{2} \right) + F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

No caso de a força no betão mais a força do banzo superior do perfil ser inferior à força na alma do perfil mais a força no banzo inferior do perfil, a **linha neutra plástica está na alma do perfil de aço**.

$$(N_c + F_{fs} < F_w + F_{fi})$$

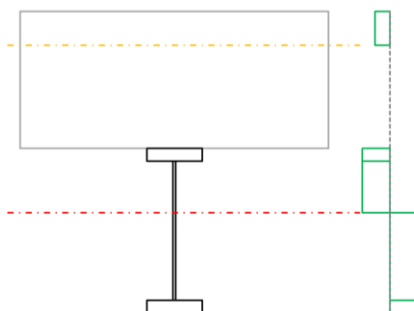


FIGURA 4.10 - MOMENTO POSITIVO COM CONEXÃO PARCIAL E LINHA NEUTRA NA ALMA DE AÇO

$$z_{pl} = h_c + t_{fs} + \frac{F_{fi} + F_w - F_{fs} - N_c}{2 t_w f_{ywd}}$$

$$M_{pl,Rd} = -N_c \left(\frac{z_{pl}}{2} \right) - F_{fs} \left(h_c + \frac{t_{fs}}{2} \right) - (z_{pl} - h_c - t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(h_c + t_{fs} + \frac{z_{pl} - h_c - t_{fs}}{2} \right) + (h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}) t_w f_{ywd} \left(z_{pl} + \frac{h_w - z_{pl} + h_c + t_{fs}}{2} \right) + F_{fi} \left(h_c + t_{fs} + h_w + \frac{t_{fi}}{2} \right)$$

4.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO ELEMENTO

Nesta secção pretende-se conhecer o valor de cálculo dos esforços e compará-los aos correspondentes valores de resistência para avaliar a segurança da solução em relação ao Estado Limite Último. Para tal, é necessário conhecer alguns aspetos relacionados com fenómenos como a encurvadura lateral e a fendilhação no betão, no caso de vigas contínuas, ou aspetos construtivos como a distribuição de conectores de resistência ao corte ou a armadura transversal.

4.4.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

A análise global mais usual de se fazer é a análise elástica linear. Esta pode ser utilizada na generalidade dos casos, independentemente das classes das secções transversais. Verifica-se ainda que a análise mais recorrente é a de primeira ordem ($\alpha_{cr} \geq 10$), aplicando-se a análise estrutural à geometria inicial da viga. Para executar este tipo de análise é necessário conhecer o valor da rigidez de flexão relativa entre os diversos vãos, cujo cálculo depende da largura efetiva do banzo de betão e do coeficiente de homogeneização para o betão. A EN1994-1-1, 5.4.1.2(4) permite que se use uma largura efetiva constante ao longo de cada vão, permitindo uma modelação mais fácil.

Um problema com a análise elástica linear é o facto de haver uma alteração na rigidez devida à fendilhação do betão nas zonas de momento fletor negativo. Para acomodar este problema o Eurocódigo prevê as seguintes situações: uma análise fendilhada onde se determina as zonas fendilhadas e se aplica ao modelo, 5.4.2.3(2); definir um comprimento para as zonas fendilhadas,

5.4.2.3(3); ou, simplificada, aplicar uma análise não fendilhada e posteriormente aplicar uma redistribuição de esforços que tenha em conta a fendilhação, 5.4.4. Na prática, preferem-se as análises não fendilhadas com redistribuições de momentos para os estados limites últimos, ao passo que para o cálculo de deformações se usam as análises fendilhadas (Johnson, 1994).

4.4.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO

Para o cálculo da viga simplesmente apoiada, os esforços são calculados diretamente através do equilíbrio estático da estrutura. No caso da viga contínua de dois tramos, utiliza-se o método de Cross para levantar a hiperestatia da estrutura, como exemplificado por Virtuoso e Rego (2014).

Para o caso da viga de dois tramos e com base no que se viu anteriormente, a escolha em relação ao método a utilizar recaiu sobre a análise não fendilhada com posterior aplicação da redistribuição. Para este caso é necessário calcular a inércia não fendilhada para cada um dos vãos separadamente, tendo em conta que a largura efetiva se mantém constante ao longo de cada um deles.

4.4.3. REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS

4.4.3.1. FENDILHAÇÃO DO BETÃO

A redistribuição de momentos é uma forma aproximada de simular o efeito dos comportamentos não lineares dos materiais da viga mista. Ao aplicar uma redistribuição aos resultados de uma análise elástica linear podemos aproximar o valor dos esforços para ter em consideração a fendilhação do betão. A forma de o fazer é reduzir o valor dos momentos nos apoios internos, mantendo o equilíbrio entre ações e esforços.

A tabela 5.1 da EN1994-1-1 revela que a redistribuição para as análises não-fendilhadas, correspondente à diferença de valores entre análises, é de 15% para secções de classe 1 e 2; e 10% para secções de classe 3 e 4.

4.4.3.2. OTIMIZAÇÃO DO DIAGRAMA DE MOMENTOS

Nas vigas mistas contínuas, é geralmente mais fácil obter resistência para os momentos positivos do que é para os momentos negativos. Ao redistribuir os momentos está-se efetivamente a baixar o valor do momento atuante no apoio e a aumentar o valor no vão da viga. Desta forma, ao usar uma redistribuição pode-se otimizar o diagrama com a finalidade de encontrar uma solução mais económica.

O Eurocódigo dita que para se poder aplicar a redistribuição é preciso respeitar certas condições que estão enumeradas na EN1994-1-1, 5.4.4(3). Salieta-se que só se aplica a redistribuição para as verificações que não envolvam a análise de fadiga, não pode haver reduções devido à encurvadura lateral e os valores máximos a aplicar dependem da capacidade de rotação das secções, ou seja, da sua classe. Os valores máximos que se podem aplicar para a otimização estão representados na Tabela 4.7.

TABELA 4.7 - LIMITES PARA A REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS

Classe da secção no apoio	1	2	3	4
Valor da redistribuição (%)	25	15	10	0

A norma faz ainda uma restrição em relação ao valor máximo no caso de aços de resistência superior a S355. Nestes casos, o valor máximo a aplicar é de 15% e apenas para secções de classe 1 ou 2, a não ser que se demonstre que capacidade de rotação permita valores mais altos, conforme a EN1994-1-1, 5.4.4(6).

4.4.4. ENCURVADURA LATERAL

Nas vigas mistas contínuas, a encurvadura lateral está associada à distorção da secção transversal. A viga deforma-se a partir do apoio interno, onde existe restrição dos deslocamentos, formando duas meias ondas, cada uma de cada lado do eixo da viga. Na Figura 4.11 observa-se uma função que indica qualitativamente a deformação típica de uma viga mista contínua por encurvadura lateral. Não se pretende aqui esclarecer exhaustivamente o conceito e, dessa forma, em (Calado & Santos, 2013) encontra-se mais informação acerca deste fenómeno.

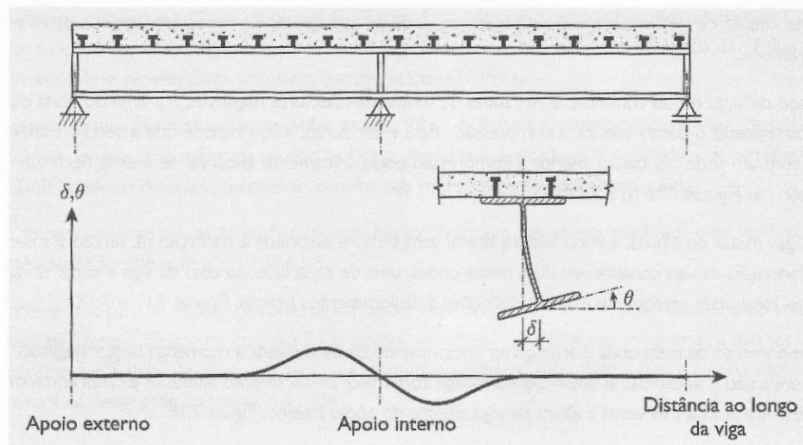


FIGURA 4.11 - DEFORMAÇÃO TÍPICA POR ENCURVADURA LATERAL - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)

A forma presente no Eurocódigo para tratar este assunto é de reduzir o momento resistente negativo através de um coeficiente de redução. Tal metodologia baseia-se no conceito de momento crítico elástico e seria de esperar que a expressão para determinar o seu valor estivesse presente nas normas. Contudo, a norma apenas apresenta a teoria para a determinação do momento crítico elástico cujo conceito se baseia na “estrutura do U invertido” – EN1994-1-1, 6.4.2(5).

4.4.4.1. MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO

A expressão do momento crítico pode ser obtida de Johnson (1994), sendo dada por 4.4.

$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L} \sqrt{\left(G I_{at} + \frac{k_s L^2}{\pi^2} \right) E_a I_{afz}} \quad 4.4$$

onde: k_c é uma propriedade da secção mista;
 k_s é a rigidez transversal por unidade de comprimento da viga mista;
 C_4 é um coeficiente que depende da distribuição do momento fletor;
 I_{at} é a constante de St. Venant da secção de aço estrutural;
 I_{afz} é o momento de inércia do banzo inferior de aço em relação à menor inércia;
 L é o comprimento entre pontos em que o banzo inferior está lateralmente travado.

Nos casos em que os banzos de aço forem iguais, o valor de k_c pode ser determinado pela expressão 4.5.

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\frac{h_s^2}{4} + \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}} + h_s \quad 4.5$$

com: $e = \frac{A I_{ay}}{A_a z_c (A - A_a)}$
 h_s a distância entre os centros de corte dos banzos da secção de aço estrutural;
 I_{ay} e I_{az} momentos de inércia do perfil de aço no maior e menor eixo;
 I_y o momento de inércia no eixo de maior inércia da secção mista fendilhada de área A ;
 A área da secção mista equivalente (homogeneizada), desprezando o betão tracionado, ou seja, $A_a + A_s$ em que A_s é a área de armadura na largura efetiva;
 z_c é a distância entre o baricentro da secção de aço estrutural e a meia espessura da laje.

Para secções transversais monossimétricas, o valor de k_c passa a ser o da equação 4.6.

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}}{e} + 2(z_f - z_j)} \quad 4.6$$

onde: z_s é a distância entre o baricentro da secção de aço e o seu centro de corte, positiva quando o centro de corte e o banzo comprimido estão do mesmo lado do baricentro;
 $z_f = \frac{h_s I_{afz}}{I_{az}}$;
 $z_j = 0,4 h_s \left(\frac{2 I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right)$ se $I_{afz} > 0,5 I_{az}$.

De notar que a expressão disponível para o z_j apenas contempla os casos onde a inércia do banzo inferior representa mais de metade da inércia total do perfil de aço no eixo menor.

A rigidez transversal por unidade de comprimento da viga mista que se opõe ao deslocamento lateral representa o parâmetro k_s . Pode ser obtido através da expressão 4.7.

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad 4.7$$

Para calcular a rigidez de flexão da laje fendilhada, k_1 , usa-se a expressão 4.8.

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_2}{a} \quad 4.8$$

onde: $E_a I_2$ é a rigidez de flexão da laje fendilhada por unidade de largura;
 a é a distância entre dois perfis de aço;
 α é um parâmetro que depende da continuidade da laje em relação aos perfis de aço.

O parâmetro α pode tomar três valores. É igual a 2 no caso de uma viga de contorno, 3 para uma viga interior e 4 no caso da viga interior ser constituída por 4 ou mais vigas semelhantes.

Para calcular a inércia da laje fendilhada pode-se usar o modelo da Figura 4.12.

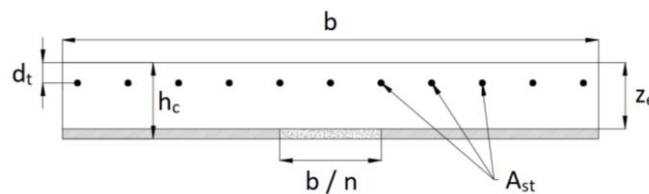


FIGURA 4.12 - MODELO PARA O CÁLCULO DA INÉRCIA DA LAJE FENDILHADA POR UNIDADE DE LARGURA

Para determinar o eixo neutro elástico basta resolver a equação 4.9 em ordem a z_e . $n = 2E_a/E_{cm}$

$$A_{st}(z_e - d_t) = \frac{b}{n} \frac{(h_c - z_e)^2}{2} \quad 4.9$$

Sendo que a inércia sai naturalmente como expresso na equação 4.10.

$$I_2 = A_{st}(z_e - d_t)^2 + \frac{b}{n} \frac{(h_c - z_e)^3}{3} \quad 4.10$$

Em relação ao cálculo da rigidez de flexão da alma do perfil de aço, k_2 , calcula-se através da 4.11.

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu^2)h_s} \quad 4.11$$

Pelo facto de o momento crítico depender da forma do diagrama de momentos é preciso arranjar uma forma para a contabilização. O coeficiente C_4 é, então, usado para fazer tal correção. No caso concreto deste trabalho, apenas se considera uma viga contínua de dois tramos cujo carregamento é igual nos dois vãos e consiste numa carga distribuída. Desta forma, a função que define o coeficiente é a presente na figura 4.6 de Johnson (1994). Na Figura 4.13, apresenta-se uma adaptação desse gráfico para a folha de cálculo e a equação da interpolação a utilizar.

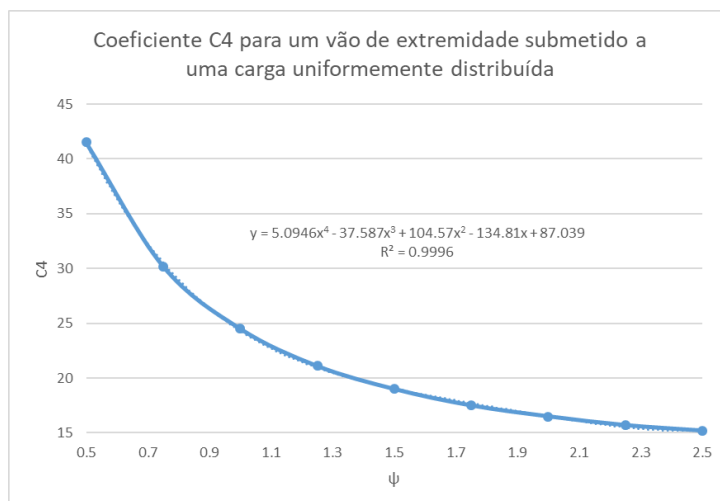


FIGURA 4.13 - COEFICIENTE C₄ PARA UM VÃO DE EXTREMIDADE SUBMETIDO A UMA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA

O valor de ψ é definido pela relação entre o momento no apoio e o momento a meio vão da viga mista.

Na equação do momento crítico, o termo GI_{at} representa a contribuição da torção de St. Venant. Esta contribuição é muito baixa e poderia ter sido desprezada no cálculo, conforme visto em 6.4.2(8). Nesse caso, a expressão do momento crítico não dependeria do comprimento do vão e permitiria usar o coeficiente C_4 para qualquer valor do vão (Johnson, 1994).

4.4.4.2. MOMENTO RESISTENTE À ENCURVADURA LATERAL

Segundo a EN1994-1-1, 6.4.2(1), para uma viga mista contínua que não esteja travada lateralmente, o momento resistente à encurvadura lateral pode ser calculado pela expressão 4.12.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{pl,Rd} \quad 4.12$$

A esbelteza reduzida pode ser calculada através da relação entre momento resistente característico e momento crítico elástico. Para calcular o momento resistente característico utiliza-se o mesmo procedimento já explicado para o momento resistente plástico, onde se substituem os coeficientes parciais dos materiais por valores unitários.

Para determinar o valor do fator de redução recorre-se à metodologia enunciada na EN1993-1-1, 6.3.2.2. Para tal precisa-se primeiro de identificar qual o tipo de secção e fazer corresponder essa informação ao tipo de curva da tabela 6.4 da norma enunciada anteriormente. De seguida, utilizando a tabela 6.3, da mesma norma, determina-se o valor para o fator de imperfeição, α_{LT} , a utilizar. Por fim, utiliza-se as equações presentes no Eurocódigo para determinar o fator de redução.

Existe ainda a possibilidade de utilizar uma formulação mais simplificada de calcular a esbelteza normalizada para o caso de perfis que sejam bissimétricos, de classe 1 ou 2. No entanto, por ser uma expressão mais conservadora decidiu-se não a utilizar.

4.4.5. CORTE LONGITUDINAL

De entre as várias formas de conexão de corte entre o perfil de aço e betão, a escolhida neste trabalho foi, como já se viu, a de conectores de corte, nomeadamente por pernos de cabeça soldados à viga. Esta é a forma mais amplamente utilizada pela sua rapidez de execução e à pequena obstrução na colocação de armaduras.

É necessária ainda a aplicação de armadura transversal, de forma a transferir a força de corte longitudinal do banzo de perfil de aço para a laje de betão. Permite também controlar e limitar a fendilhação no betão devido às forças concentradas que surgem junto dos conectores.

4.4.5.1. DISTRIBUIÇÃO DOS CONECTORES

O espaçamento entre os conectores deve ser tal que permita a transmissão da força de corte longitudinal e que impeça o betão de se separar da viga de aço. Devem ser utilizados conectores que estejam na categoria de dúcteis e, para tal, é preciso verificarem-se as condições presentes na EN1994-1-1, 6.6.1.3(3). Nomeadamente, deve-se verificar que o momento resistente plástico da secção mista não ultrapasse duas vezes e meia o valor do momento resistente plástico da secção de aço por si só.

Estando verificadas as condições, os conectores poderão ser distribuídos uniformemente ao longo de comprimentos críticos. Estes comprimentos definem-se por pontos de secções críticas adjacentes, sendo relevantes para este trabalho as seguintes:

- Secções de momento fletor máximo;
- Apoios;

Para calcular o número de conectores a colocar em cada comprimento crítico basta dividir a força de corte que atua pela resistência do conector. Para o primeiro comprimento crítico, compreendido entre o apoio e a secção de momento máximo, a força de corte corresponde à força presente no banzo de betão que se calculou na resistência da secção de vão. Para o segundo comprimento crítico, compreendido entre a secção de momento máximo e o apoio central, além da força anterior, é preciso ter em conta a força de tração das armaduras na zona do apoio central. Na Figura 4.14 observa-se as forças em causa para a determinação da força de corte.

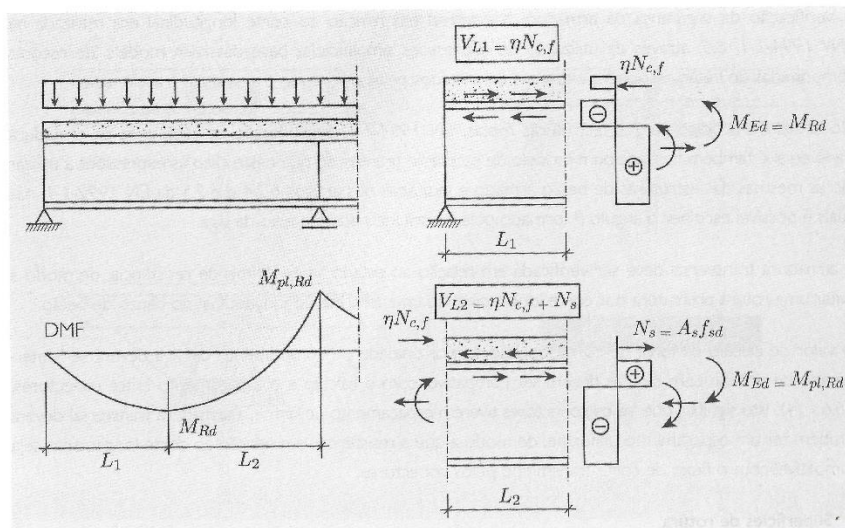


FIGURA 4.14 - DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE CORTE LONGITUDINAL - RETIRADO DE (CALADO & SANTOS, 2013)

A resistência dos conectores é determinada com base no método presente na EN1994-1-1, 6.6.3. Consiste na determinação do valor mínimo entre a resistência ao corte do parafuso e a resistência ao esmagamento local do betão em torno do conector. A tensão máxima que se pode considerar é, de acordo com a norma, de 500MPa.

Por fim, para calcular o afastamento dos conectores divide-se os vários comprimentos críticos pelo número de conectores correspondente. Dos dois afastamentos calculados para o mesmo vão, escolhe-se o que for mais pequeno, aplicando-o em toda a viga. Desta forma, minimiza-se os erros na fase construtiva.

4.4.5.2. ARMADURA TRANSVERSAL

As regras para a verificação da armadura transversal estão contempladas na EN1994-1-1, 6.6.6. Para tal, primeiro é necessário determinar as potenciais superfícies de rotura que possam existir. Na Figura 4.15, observam-se as duas superfícies consideradas, a a-a e a b-b. A área de armadura por unidade de comprimento (A_{sf}/s_f) a considerar para o cálculo da resistência da superfície a-a e b-b é, respetivamente, $A_t + A_b$ e $2A_b$.

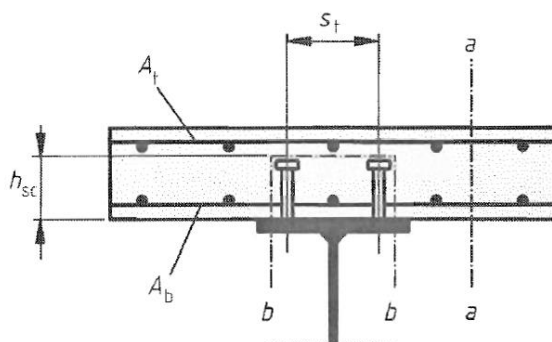


FIGURA 4.15 - SUPERFÍCIES DE ROTURA POTENCIAIS - RETIRADO DE (CEN, 2004)

Para determinar o parâmetro h_f , a norma diz que este deve ser igual ao comprimento das diferentes superfícies – conforme EN1994-1-1, 6.6.6.2(2). A superfície a-a tem um comprimento considerado igual à altura da laje de betão. No caso da superfície b-b, o comprimento é igual a duas vezes a altura do perno, mais o diâmetro da cabeça de um perno, mais o afastamento entre pernos (caso sejam mais que um).

Para calcular as forças atuantes nas superfícies recorre-se ao valor da força de corte longitudinal já calculada para os conectores. Para o caso da superfície a-a, a força a considerar é apenas metade da força de corte. No caso da superfície b-b aplica-se a força de corte na íntegra. As tensões nas superfícies são dadas pela equação 4.13, onde F_L representa a força por unidade de comprimento a considerar.

$$v_{Ed} = \frac{F_L}{h_f} \quad 4.13$$

Em relação à resistência, o Eurocódigo 4 remete a informação para a EN1992-1-1, 6.2.4(4). Para se verificar a resistência nas superfícies de rotura potenciais temos de verificar a equação 4.14.

$$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{sd} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta} \quad 4.14$$

Os valores para o ângulo θ depende do Anexo Nacional de cada país. Este ângulo pode variar entre dois valores que dependem se o banzo se encontra à compressão ou à tração. Ao escolher o valor de 38,6 graus garantimos estar dentro dos limites para ambos os casos.

Para concluir a verificação é necessário, ainda, verificar se existe esmagamento do betão das escoras comprimidas.

4.4.6. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A verificação de segurança envolve a verificação dos estados limite último e dos estados limite de utilização. No presente trabalho, o foco está nos primeiros e, em concreto, nas verificações associadas à resistência de secções críticas, na resistência à encurvadura lateral, na resistência à encurvadura por esforço transversal e na resistência à força de corte longitudinal; conforme o disposto na EN 1994-1-1, 6.1.1(3). Nos capítulos anteriores estão descritos os procedimentos para obter os parâmetros necessários para efetuar a verificação de segurança de acordo com o Eurocódigo.

A regra geral dada pela EN 1990 para a verificação de segurança é a de que o valor de cálculo do efeito das ações seja inferior ao valor de cálculo da resistência correspondente. Tal é representado pela equação 4.15, proveniente da equação 6.8 da EN 1990.

$$E_d \leq R_d \quad 4.15$$

Para além de verificar os estados limites últimos em ordem a verificar a segurança, existem algumas disposições construtivas que devem ser respeitadas com o intuito de melhorar as condições de

resistência e de utilização da estrutura sem que para tal exista um excesso de manutenção além do previsto. De um modo geral, as situações de aplicabilidade são demasiado genéricas e, por isso, podem ser demasiado conservadoras em alguns casos mais específicos. Por serem muitas vezes fruto da experiência e das práticas correntes, algumas disposições não tem uma base teórica fundamentada. Para além disso, geralmente as regras expressam-se através de limites dimensionais apesar de o comportamento estrutural ser mais complexo e não depender de um único parâmetro (Calado & Santos, 2013).

As disposições aplicáveis aos elementos mistos de aço e betão encontram-se detalhadas na EN 1994-1-1, 6.6.5. Nas normas referentes ao betão armado (EN 1992) e aço (EN1993) podem ser vistas ainda outras disposições referentes a estes tipos de elementos estruturais. Apresenta-se de seguida as transcrições das disposições construtivas relevantes.

6.6.5.1 – Resistência à separação

(1) *A superfície de um conector que resiste às forças de separação (por exemplo a face inferior da cabeça de um perno) deverá prolongar-se no mínimo 30 mm acima da armadura inferior.*

6.6.5.2 – Recobrimento e betonagem para os edifícios

(2) *Se for exigido um recobrimento dos conectores, este deverá ser o maior entre 20 mm ou o recomendado pela EN 1992-1-1, Tabela 4.4 para armaduras menos 5 mm.*

(3) *Caso não seja requerido um recobrimento, o topo dos conectores poderá ficar ao nível da superfície da laje de betão.*

6.6.5.5 – Espaçamento dos conectores

(1) *No caso em que se admite que a estabilidade do perfil de aço ou da laje é assegurada pela ligação entre ambos, os conectores devem estar suficientemente próximos para que esta hipótese seja válida.*

(2) *No caso em que se admite que um banzo comprimido de aço, que noutras circunstâncias seria de uma classe superior à Classe 2, em resultado do travamento proporcionado pelos conectores, a distância entre os eixos dos conectores na direção longitudinal não deverá ser superior a $22 t_f \sqrt{235/f_{yd}}$ no caso em que a laje está em contacto ao longo de todo o comprimento (laje maciça). Além disso, a distância livre entre o bordo de um banzo comprimido e a fiada mais próxima de conectores não deverá exceder $9 t_f \sqrt{235/f_{yd}}$.*

(3) *Em edifícios, o espaçamento longitudinal máximo entre os eixos dos conectores não deverá exceder 6 vezes a espessura total da laje, nem 800 mm.*

6.6.5.6 – Dimensões do banzo de aço

(2) *Nos edifícios, a distância entre a aresta do conector e a aresta do banzo de aço ao qual está soldado, não deverá ser inferior a 20 mm.*

6.6.5.7 – Pernos de cabeça

(1) *A altura total de um perno de cabeça não deverá ser inferior a 3 d, onde d é o diâmetro da espiga.*

(2) *A cabeça do perno deverá ter um diâmetro não inferior a 1,5 d e uma altura não inferior a 0,4 d.*

(4) O espaçamento dos conectores na direção da força de corte não deverá ser inferior a 5 d. O espaçamento na direção transversal à força de corte não deverá ser inferior a 2,5 d para lajes maciças.

(5) Exceto no caso em que os pernos de cabeça estão localizados no eixo da alma, o diâmetro de um perno soldado não deverá exceder 2,5 vezes a espessura da parte à qual está soldado.

5. ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. GENERALIDADES

Os cálculos a efetuar para verificar as normas são por vezes onerosos de se fazer. Para acelerar o processo, os engenheiros vêem-se obrigados a criar ferramentas que de uma forma ágil respondam às suas necessidades. Pretende-se neste capítulo descrever a ferramenta criada para a verificação do Estado Limite Último de vigas simplesmente apoiadas e contínuas de dois tramos, com recurso a linguagens de programação. Depois de dada a descrição, é apresentado um exemplo detalhado de uma verificação efetuada através do programa criado.

Seguidamente, através de ferramentas que incorporam a metodologia BIM visa-se exemplificar o exercício levado a cabo anteriormente, através de desenhos.

Por fim, recorrendo à ferramenta desenvolvida, elabora-se um estudo paramétrico que pretende analisar diferentes alternativas e produzir gráficos que possam auxiliar na escolha dos perfis a utilizar num projeto de estrutura mista.

5.2. FERRAMENTA DE CÁLCULO

5.2.1. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA

Para efetuar a verificação de segurança em relação ao Estado Limite Último desenvolveu-se uma ferramenta a partir do *Excel* e com recurso a programação na linguagem *VBA*. Apresenta-se agora uma breve descrição da ferramenta, bem como o seu funcionamento.

A aplicação tem como nome “*Composite Steel Structures – Beam Verification Toolkit*” e é um ficheiro do tipo “.xism”, ou seja, é um ficheiro de *Excel* onde correm *Macros*. Depois de iniciada, aparece uma nova janela correspondente ao ecrã de início, sendo que esta folha de cálculo apenas funcionará como uma base de dados para a aplicação desenvolvida. Para iniciar o programa em si, basta clicar no botão “Start Application” e uma nova janela irá aparecer. Nesta nova janela, intitulada de “Definitions”, podemos encontrar as caixas de entrada para definir a geometria, materiais, propriedades e os controlos para a configuração da conexão parcial. O separador seguinte, com o nome de “Ultimate Limit State”, compreende informações relativas ao tipo de análise, à sobrecarga aplicada, a informações extra para e encurvadura lateral, à armadura inferior da laje, aos conectores de resistência ao corte e aos esforços na viga. Por fim, o terceiro separador, chamado de “Section Resistance”, apresenta o resumo da verificação efetuada na forma de um gráfico com a geometria e o correspondente diagrama de tensões.

Para melhor entender o funcionamento apresenta-se agora a Tabela 5.1, com uma descrição explicativa dos vários elementos presentes no esquema da Figura 5.1.

TABELA 5.1 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA PRIMEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO

1	Propriedades do perfil metálico a usar. Na lista inicial pode-se selecionar entre perfis comerciais ou definir um personalizado. Neste último caso, apenas permitirá preencher os campos da geometria do perfil e o programa calculará todos os outros automaticamente.
2	Propriedades do banzo de betão. Define-se a altura da laje e a sua largura, sendo a área calculada automaticamente.
3	Propriedades da armadura. Define-se o diâmetro dos varões e afastamento, bem como a distância ao topo da laje.
4	Definição da distância entre conectores de corte.
5	Definição dos materiais a usar na solução, incluindo os coeficientes de segurança para cada um deles e módulos de elasticidade.
6	Definição dos vãos da viga e resultado das larguras efetivas. Opção de considerar um valor manual para as larguras efetivas.
7	Definição da conexão parcial. Fazer duplo clique para configurar.
8	Botões de controlo. O “Edit Fields” permite editar os valores das caixas de texto. O “Zoom Geometry” permite abrir uma janela maior com a imagem do ponto 9. O “Accebility On” alterna entre uma janela mais pequena e uma maior para ecrãs de maior resolução.
9	Janela de pré-visualização da secção a calcular. Quando o botão “Edit Fields” é pressionado, esta imagem mostra todos os parâmetros geométricos a inserir.
10	Barra de navegação dentro da aplicação.

Para introduzir valores é necessário desbloquear a interface, utilizando para o efeito o botão “Edit Fields”. Ao fazê-lo, a imagem apresentada é alterada para uma com os dados a introduzir referentes à geometria da secção. Para configurar a secção começa-se por introduzir, no campo “profile”, o perfil comercial pretendido ou a opção “Custom”, que permite introduzir um perfil com as dimensões personalizadas.

De seguida, configura-se as opções relacionadas com a geometria da laje de betão. O campo “hc” permite especificar a altura da laje, ao passo que o campo “bc” define a largura da laje.

Depois de configurar a geometria de betão, define-se a armadura superior a utilizar. Nos dois primeiros campos pode-se configurar a medida dos varões longitudinais e dos varões transversais, dados por “phi l” e “phi t” respetivamente. Nos campos “af l” e “af t” insere-se, por sua vez, os afastamentos entre varões. Por fim, nos campos “dl” e “dt” coloca-se a distância entre topo da laje e o centro dos varões.

Antes de configurar os materiais, deve-se colocar a distância entre conectores correspondente ao campo “b0”. Em relação aos materiais, deve-se primeiro inserir nos campos de lista quais os seus tipos.

De seguida, coloca-se o valor dos coeficientes correspondentes a cada material. Por último, existe a possibilidade de alterar o valor do módulo elástico a utilizar para o aço.

Seguidamente, configura-se as opções relacionadas com a geometria da viga, nomeadamente o número e comprimento dos vãos. Caso se pretenda inserir valores manuais para as larguras efetivas deve-se retirar o visto do campo “toggle”, mas apenas depois de se ter configurado o passo anterior.

Em relação à configuração da conexão parcial, ao fazer o duplo clique irá aparecer uma nova janela onde constarão os valores para o grau de conexão mínimo, dependentes do valor do comprimento dos vãos. Para fechar a janela, o valor do grau de conexão é avaliado em relação à compatibilidade para com o valor mínimo e, em caso de falha, é pedido que seja corrigido.

Para continuar com a verificação basta carregar no botão “Save Changes”. Caso se tenha optado por um perfil personalizado irá ser solicitado a alteração do nome da solução, o qual deve ser introduzido na caixa de texto seguinte.

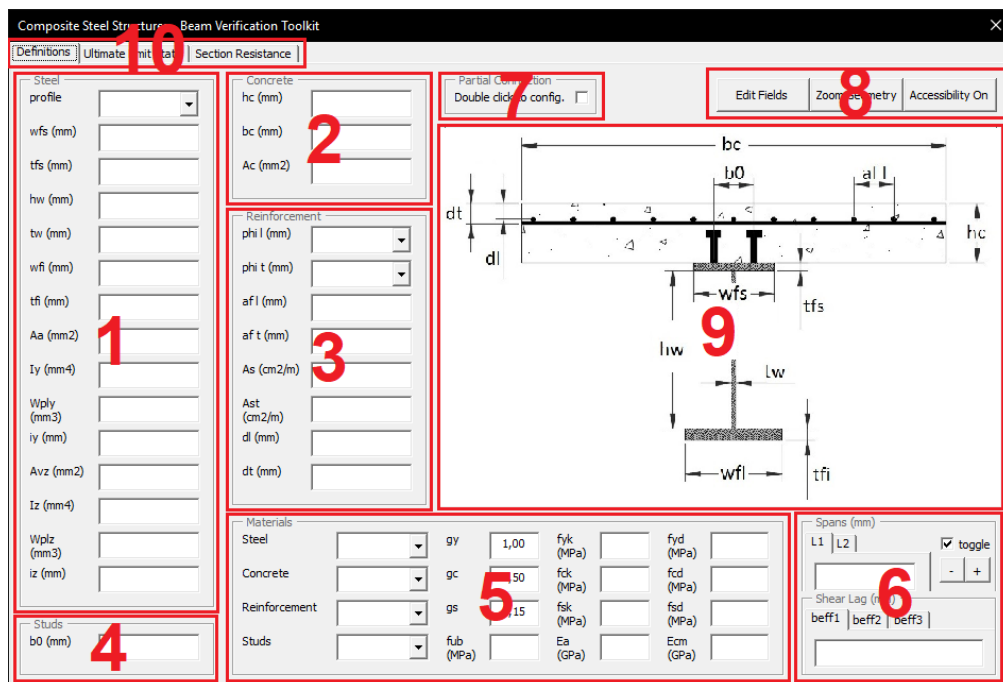


FIGURA 5.1 - ESQUEMA DA PRIMEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO

Da mesma forma que anteriormente, apresenta-se na Tabela 5.2 a descrição dos elementos presentes no esquema da Figura 5.2.

TABELA 5.2 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA SEGUNDA PÁGINA DA APLICAÇÃO

1	Tipo de análise global a utilizar.
2	Informação complementar para cálculo da encurvadura lateral. Define-se o tipo de viga utilizada.
3	Configuração da armadura inferior da laje de betão. Especifica-se o diâmetro e afastamento da malha de distribuição
4	Detalhes dos pernos de cabeça na laje maciça de betão. Define-se o número, diâmetro e altura dos conectores.
5	Configuração da sobrecarga e informação acerca da carga de dimensionamento.
6	Visualização dos esforços calculados a partir do método de Cross.

Depois de configurada a página inicial, pode-se continuar para a página seguinte intitulada “Ultimate Limit State”, utilizando o separador de navegação superior. Nesta página escolhe-se o tipo de análise a fazer em relação aos esforços de dimensionamento, sendo que apenas está disponível, neste momento, a análise elástica não fendilhada.

De seguida, deve-se configurar a informação relativa à encurvadura lateral, nomeadamente o tipo de viga que se está a calcular. Após feita a escolha, pode-se colocar os valores da armadura inferior, isto é, a malha de distribuição utilizada. Simplesmente, no primeiro campo introduz-se o diâmetro da malha e, no segundo, o afastamento entre varões.

Deve-se agora configurar a informação sobre os pernos de cabeça na laje maciça. Começa-se por definir se existe um ou dois conectores, depois coloca-se o seu diâmetro e, por fim, a sua altura.

Em último lugar, coloca-se a sobrecarga considerada no campo “qk”. Esta carga corresponde à sobrecarga presente ao nível do piso e pode ser encontrada, como já referido anteriormente, no Anexo Nacional do Eurocódigo. Após inserir esta informação, os valores dos esforços atualizam-se automaticamente nos diagramas existentes.

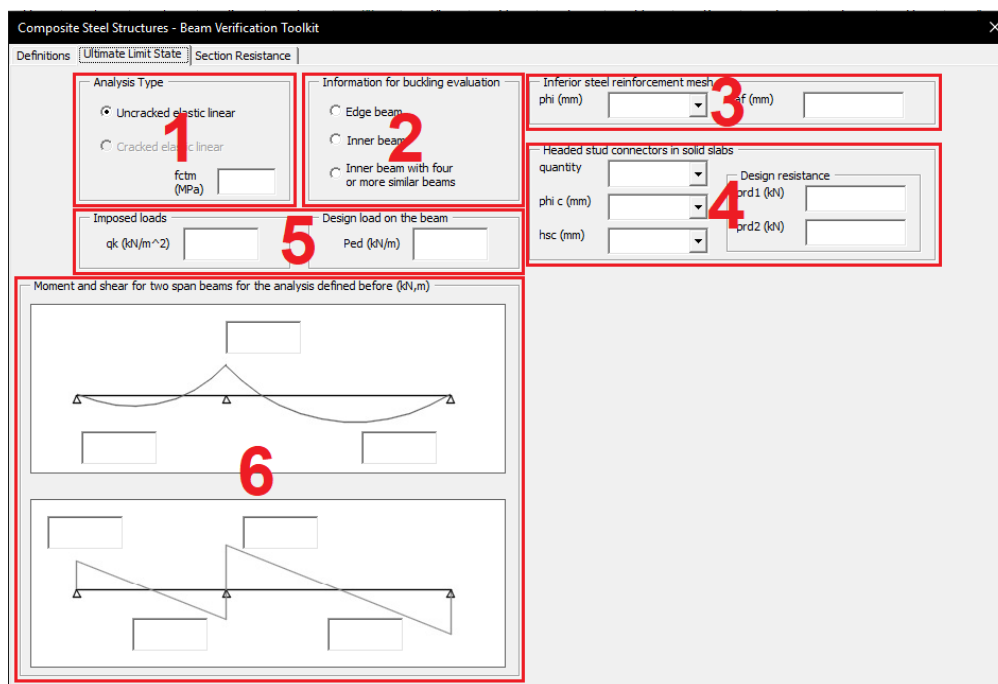


FIGURA 5.2 - ESQUEMA DA SEGUNDA PÁGINA DA APLICAÇÃO

Finalmente, apresenta-se na Tabela 5.3 a descrição do esquema apresentado na Figura 5.3.

TABELA 5.3 - DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA TERCEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO

1	Resumo dos valores da análise da resistência da secção.
2	Valores do esforço transversal e verificação da encurvadura por esforço transversal.
3	Nome da solução e botão para correr a análise.
4	Diagrama com a geometria da secção e correspondente diagrama de tensões.

Depois de configurados todos os elementos de base, está-se agora em posição a efetuar o cálculo da solução. Para tal, basta carregar no botão “RUN” presente na terceira página da aplicação. Após breves momentos, irá aparecer um breve resumo dos resultados da solução. No caso de a solução não verificar a segurança, o valor do momento fletor resistente irá aparecer com um valor igual a zero.

Paralelamente, o programa cria um ficheiro de texto na forma de “.txt” com o mesmo nome dado à solução e que pode ser encontrado numa pasta cujo nome compreende a data e hora, a que o cálculo foi efetuado, bem como quatro números aleatórios (por exemplo: 20170911_084600_2996), localizada por sua vez dentro da pasta “reports”. Neste ficheiro texto encontra-se um relatório detalhado dos cálculos efetuados e resultados obtidos. Ao consultar este ficheiro podemos, assim, verificar as causas da falha na verificação da segurança, seja essa a situação ocorrida, ou então verificar detalhes acerca da segurança da solução.

São ainda criadas imagens que representam os diagramas de tensões para as várias secções. Estes diagramas aparecem na aplicação e estão, também, guardados na mesma pasta do ficheiro de texto referido anteriormente.

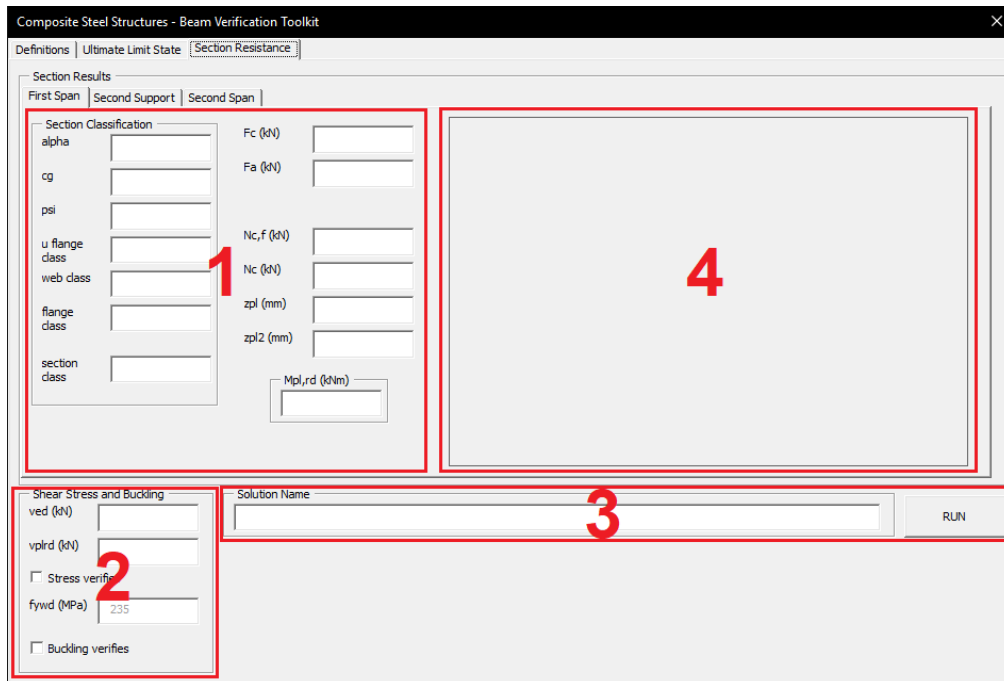


FIGURA 5.3 - ESQUEMA DA TERCEIRA PÁGINA DA APLICAÇÃO

Na próxima secção apresentar-se-á um exemplo que tem como função demonstrar a funcionalidade do programa, bem como exemplificar o relatório presente no ficheiro exportado.

5.2.2. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo aqui retratado trata-se de uma viga constituída por um perfil soldado personalizado com um banzo superior de 150x15mm, uma alma de 350x8mm e um banzo inferior de 200x20mm. As propriedades deste perfil encontram-se na Tabela 5.4.

TABELA 5.4 - PROPRIEDADES DO PERFIL METÁLICO CONSIDERADO

Área do perfil, "Aa"	9050,00	mm ²
Inércia em y, "Iy"	228610304,44	mm ⁴
Módulo plástico em y, "Wply"	1342530,49	mm ³
Raio de giração em y, "iy"	158,94	mm
Área de corte, "Avz"	3360	mm ²
Inércia em z, "Iz"	17567016,67	mm ⁴
Módulo plástico em z, "Wplz"	289975,00	mm ³
Raio de giração em z, "iz"	44,06	mm

Em relação à laje maciça de betão armado, esta tem uma espessura de 150mm e uma largura de 4000mm. Para reforçá-la, existe uma armadura longitudinal superior composta por varões de 12mm

espaçados de 150mm e, ainda, uma armadura transversal superior e inferior constituídas de varões de 12mm espaçados de 200mm. A armadura longitudinal encontra-se a 30mm da face superior da laje, ao passo que a transversal superior se encontra a 42mm.

Os conectores de resistência ao corte longitudinal considerados são constituídos por pernos de cabeça com um diâmetro de 19mm e uma altura de 125mm. Os conectores são colocados em pares separados transversalmente por uma distância de 100mm.

Os materiais considerados para este exercício foram selecionados para se aproximarem à gama de materiais de utilização mais corrente. Desta forma, o aço para o perfil metálico é um S275, o betão é da classe C30/37, o aço das armaduras pertence à classe A500 e para os pernos considerou-se uma classe de 430MPa. Os valores dos coeficientes para os materiais são 1,00 para o aço do perfil; 1,50 para o betão e 1,15 para o aço dos varões. Os módulos de elasticidade são de 210GPa para o aço e 33GPa para o betão. O valor médio da tensão de rotura para o betão em tração simples, f_{ctm} , é de 2,9MPa.

Em relação à geometria da viga, optou-se por uma solução de dois vãos contínuos com 10 e 12 metros cada um. Nesta situação, o valor mínimo para o grau de conexão é de 0,40 para o primeiro vão e de 0,427 para o segundo vão; sendo que no primeiro vão optou-se por utilizar o valor mínimo e no segundo por usar um valor igual a 0,45. Para efeitos de cálculo, considerou-se que a viga pertence a um sistema onde se a classifica como viga interior.

Em relação à sobrecarga, optou-se por considerar a sobrecarga com um valor de 4kN/m² correspondente à categoria “C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.”

A combinação para o estado limite último utilizada está de acordo com o apresentado na Tabela 4.1 e, utilizando coeficientes parciais de segurança iguais a 1,35 para as cargas permanentes e 1,50 para sobrecargas, chega-se a um valor da carga de projeto de 45,21kN/m a aplicar na viga. Aplicando esta carga a um modelo simples, utilizando uma análise elástica não fendilhada e com recurso ao método de Cross, chega-se ao valor dos esforços presentes na Tabela 5.5.

TABELA 5.5 - VALOR DOS ESFORÇOS CALCULADOS

Esforços	Localização	Valor	Unidades
Momento Fletor	Máximo do primeiro vão	269,89	<i>kNm</i>
	Máximo no apoio central	-698,31	
	Máximo no segundo vão	502,06	
Esforço Transverso	Apoio de extremidade do menor vão	156,21	<i>kN</i>
	Apoio central do lado do menor vão	-295,88	
	Apoio central do lado do maior vão	329,44	
	Apoio de extremidade do maior vão	-213,06	

Para se considerar o efeito de *shear lag* é necessário avaliar o valor das larguras efetivas. Apresenta-se na Tabela 5.6 os cálculos efetuados.

TABELA 5.6 - CÁLCULO DAS LARGURAS EFETIVAS

Vão menor	Apoio central	Vão maior
$Le = 0,85 \times 10000 = 8500 \text{ mm}$	$Le = 0,25 (10000 + 12000)$ $= 5500 \text{ mm}$	$Le = 0,85 \times 12000$ $= 10200 \text{ mm}$
$bei = \frac{8500}{8} = 1062,5 \text{ mm}$	$bei = \frac{5500}{8} = 687,5 \text{ mm}$	$bei = \frac{10200}{8} = 1275 \text{ mm}$
$b_{eff} = 100 + 2 \times 1062,5$ $= 2225 \text{ mm}$	$b_{eff} = 100 + 2 \times 687,5$ $= 1475 \text{ mm}$	$b_{eff} = 100 + 2 \times 1275$ $= 2650 \text{ mm}$

A primeira verificação a fazer é a relativa ao esforço transversal, tanto em relação à resistência como aos problemas de encurvadura. Apresenta-se na Tabela 5.7 os valores para a área de corte, esforço transversal resistente, fator de redução e o novo valor para a tensão de cedência a considerar na alma do perfil metálico. De notar que existe uma redução porque a comparação entre o esforço transversal atuante e metade do resistente é superior ao limite fixado.

TABELA 5.7 - VALORES PARA VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO

Área de corte	Esforço transversal resistente
$A_v = 1,20 \times 350 \times 8 = 3360 \text{ mm}^2$	$V_{pl,a,Rd} = \frac{3360 \times 10^{-3} \left(\frac{275}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 533,47 \text{ kN}$
Fator de redução	Tensão de cedência
$\rho = \left(2 \times 329,44 / 533,47 - 1 \right)^2 = 0,0553$	$f_{ywd} = (1 - 0,0553) 275 = 259,80 \text{ MPa}$

Para verificar se existe problema de encurvadura por esforço transversal fez-se a comparação presente na Tabela 5.8.

TABELA 5.8 - VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA POR ESFORÇO TRANSVERSO

Valor de comparação	Valor máximo
$\frac{h_w}{t_w} = \frac{350}{8} = 43,75$	$\frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,20} \times 0,92 = 55,46$

Para o cálculo da resistência da secção precisa-se primeiro de calcular as forças a considerar na largura efetiva. Na Tabela 5.9 apresenta-se um resumo das áreas e forças calculadas para as várias secções críticas.

TABELA 5.9 - RESUMO DAS ÁREAS E FORÇAS A CONSIDERAR NO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA

		Vão menor	Apoio central	Vão maior	Un.
Área	Perfil		$A_a = 9050$		mm^2
	Betão	$A_c = 333750$	$A_c = 221250$	$A_c = 397500$	mm^2
	Armadura	$A_s = 1677,61$	$A_s = 1112,12$	$A_s = 1998,05$	mm^2
Força	Perfil		$F_a = 2446,19$		kN
	Betão	$F_c = 5673,75$	$F_c = 3761,25$	$F_c = 6757,50$	kN
	Armadura	$F_s = 729,40$	$F_s = 483,53$	$F_s = 868,72$	kN

De notar que a força no perfil de aço pode ser dividida em várias componentes correspondentes aos banzos e alma. Na Tabela 5.10 apresenta-se essa divisão.

TABELA 5.10 - COMPONENTES DA FORÇA DO PERFIL METÁLICO

$F_{fs} = 150 \times 15 \times 0,275$ $= 618,75 \text{ kN}$	$F_w = 350 \times 8 \times 0,2598$ $= 727,44 \text{ kN}$	$F_{fi} = 200 \times 20 \times 0,275$ $= 1100 \text{ kN}$
--	---	--

Para encontrar a posição da linha neutra, no caso do vão menor, começa-se por determinar o efeito da conexão parcial. Para tal, apresenta-se a Tabela 5.11 com os cálculos necessários.

TABELA 5.11 - DETERMINAÇÃO DA PRIMEIRA LINHA NEUTRA NO CASO DO VÃO MENOR

$N_{c,f} = \min\{5673,75; 2446,19\}$ $= 2446,19 \text{ kN}$	$N_c = 0,40 \times 2446,19$ $= 978,48 \text{ kN}$	$z_{pl1} = \frac{978,48 \times 10^3}{2225 \times 0,85 \times 20}$ $= 25,87 \text{ mm}$
--	--	---

Como se pode observar a posição da primeira linha neutra é igual a 25,87mm a baixo da superfície superior da laje de betão. Para encontrar a posição da segunda linha neutra faz-se o equilíbrio de forças presente na Tabela 5.12, tendo em conta que como $N_c + F_{fs} < F_w + F_{fs}$ a linha neutra plástica estará na alma do perfil metálico. A posição da linha neutra mede-se a partir do topo da laje de betão.

TABELA 5.12 - CÁLCULO DA POSIÇÃO DA SEGUNDA LINHA NEUTRA

Equação de equilíbrio	$978,48 + 618,75 + z \times 8 \times 0,2598 = (350 - z) \times 8 \times 0,2598 + 1100$
Resultado	$z = 55,38 \text{ mm}$ e $z_{pl2} = 220,38 \text{ mm}$

Como apenas 14,4% da alma do perfil metálico está sobre compressão, a classificação da secção não é revelante. No entanto, consultando o relatório conclui-se que a secção é de classe 1.

Está-se agora em condições de fazer o cálculo do momento resistente. A forma mais eficaz para o fazer é um equilíbrio de momentos no topo da laje de betão. Na Tabela 5.13 apresenta-se os valores dos blocos de tensão e o valor dos braços pelos quais devem ser multiplicados.

TABELA 5.13 - TABELA DE CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR POSITIVO NO VÃO MENOR

	Força [kN]	Braço [mm]	$F \times B$ [kNm]
Betão	$F_c = 978,48$	$d_c = 12,935$	-12,66
Banzo superior	$F_{fs} = 618,75$	$d_{fs} = 157,50$	-97,45
Alma superior	$F_{w1} = 115,10$	$d_{w1} = 192,69$	-22,18
Alma inferior	$F_{w2} = 612,34$	$d_{w2} = 367,69$	225,15
Banzo inferior	$F_{fi} = 1100,00$	$d_{fi} = 525,00$	577,50
		$M_{pl,Rd}$	670,36

Na Figura 5.4 apresenta-se um diagrama que mostra, a amarelo, a posição da primeira linha neutra; a vermelho, a posição da segunda linha neutra; e a verde, o diagrama de tensões correspondente ao momento fletor calculado.

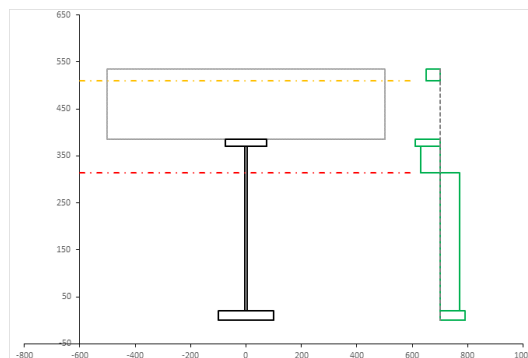


FIGURA 5.4 - ESQUEMA DA SECÇÃO DO VÃO MENOR COM O DIAGRAMA DE TENSÕES CORRESPONDENTE

Passa-se agora ao cálculo da resistência da segunda secção crítica, correspondente ao apoio central e a um momento negativo. Esta é uma secção onde não pode haver conexão parcial e, por isso, pode-se efetuar desde já o cálculo da linha neutra. Na Tabela 5.14, apresenta-se a equação de equilíbrio, tendo em conta que se despreza a contribuição do betão à tração e que, como $F_s + F_{fs} < F_w + F_{fi}$, a linha neutra encontra-se na alma do perfil.

TABELA 5.14 - CÁLCULO DA POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PARA O APOIO CENTRAL

Equação de equilíbrio	$483,53 + 618,75 + z \times 8 \times 0,2598 = (350 - z) \times 8 \times 0,2598 + 1100$
Resultado	$z = 174,45 \text{ mm}$ e $z_{pl} = 339,45 \text{ mm}$

Ao contrário da primeira secção, esta tem um valor bastante elevado de alma à compressão e, como tal, é necessária uma análise mais profunda à classe da secção. Depois de calculada a linha neutra é fácil de perceber que a percentagem de alma à compressão é de 49,8%. Utilizando a tabela do Eurocódigo para classificar elementos internos, chega-se à conclusão que $350/8 = 43,75 < 36 \times 0,92/0,498 = 66,51$ e, por conseguinte, que a alma é de Classe 1. Em relação ao banzo comprimido, consulta-se a tabela para elementos em consola concluindo-se que, como $96/20 = 4,8 < 9 \times 0,92 = 8,28$, o banzo é de Classe 1. Desta forma a secção está classificada como de Classe 1.

Desta forma, está-se em condições de avaliar o momento resistente da secção. Da mesma forma que anteriormente, utiliza-se a Tabela 5.15 para calcular os blocos de tensão e braços.

TABELA 5.15 - TABELA DE CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR NEGATIVO NO APOIO CENTRAL

	Força [kN]	Braço [mm]	$F \times B$ [kNm]
Armaduras	$F_s = 483,53$	$d_l = 30$	14,51
Banzo superior	$F_{fs} = 618,75$	$d_{fs} = 157,50$	97,45
Alma superior	$F_{w1} = 362,58$	$d_{w1} = 252,225$	91,45
Alma inferior	$F_{w2} = 364,86$	$d_{w2} = 427,225$	-155,88
Banzo inferior	$F_{fi} = 1100,00$	$d_{fi} = 525,00$	-577,50
		$M_{pl,Rd}$	-529,97

Na Figura 5.5 apresenta-se um diagrama que mostra, a amarelo, a posição da primeira linha neutra; a vermelho, a posição da segunda linha neutra; e a verde, o diagrama de tensões correspondente ao momento fletor calculado.

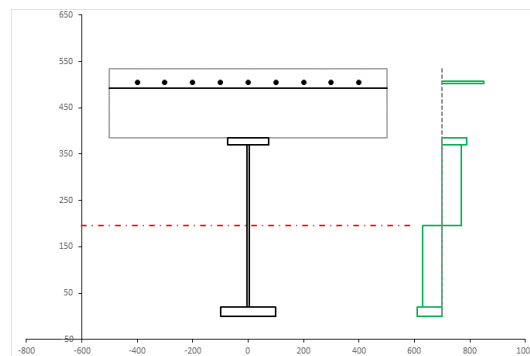


FIGURA 5.5 - ESQUEMA DA SECÇÃO DO APOIO CENTRAL COM O DIAGRAMA DE TENSÕES CORRESPONDENTE

Em relação ao caso do vão com maior dimensão, é em tudo semelhante ao primeiro caso já apresentado e, por isso, não será aqui detalhada a sua resolução.

Depois de analisar a resistência da secção, verifica-se a questão da fendilhação do betão na zona do apoio. Primeiro, calcula-se o centro de gravidade da secção do apoio homogeneizada e desprezando as armaduras. De seguida, calcula-se a inércia da secção em relação ao eixo neutro elástico que passa

no centro de gravidade calculado anteriormente. Por fim, calcula-se o módulo de flexão elástico, W_{ely} , através da razão entre o valor da inércia e da distância da fibra mais tracionada no betão ao centro de gravidade. A tensão da fibra mais tracionada será então o quociente entre o valor do momento fletor calculado no apoio e o módulo de flexão elástico calculado. Para se poder comparar este valor com o valor médio da tensão de rotura do betão à tração, tem-se de o dividir pelo fator de homogeneização. Na Tabela 5.16 observa-se os valores para o cálculo da tensão na fibra mais tracionada.

TABELA 5.16 - VERIFICAÇÃO DA CONDIÇÃO PARA A FENDILHAÇÃO DO BETÃO NO APOIO

Eixo neutro elástico – z_e	178,19	mm
Inércia não fendilhada – I_{uc}	$8,02 \times 10^8$	mm ⁴
Tensão na fibra – $\sigma_{c,m\acute{a}x}$	12,19	MPa
Valor máximo – $2 f_{ctm}$	5,80	MPa

Como o valor da tensão na fibra é maior que o limite, o betão fendilha e tem-se de considerar esse efeito. Desta forma, aplica-se uma redistribuição no momento negativo de 15% conforme visto na EN 1994-1-1, 5.4.4; o que implica um novo valor para o momento no apoio igual a $0,85 \times -698,31 = -593,57 \text{ kNm}$.

É necessário agora avaliar os possíveis efeitos da encurvadura lateral. A primeira questão prende-se com o cálculo do momento crítico, o qual foi feito em anexo (Anexo B). Logo de seguida, é necessário calcular o momento resistente característico. Por ser precisamente avaliado da mesma forma que o momento resistente já calculado, mudando apenas os coeficientes dos materiais para valores unitários, não o se demonstra aqui. Na Tabela 5.17 apresenta-se os resultados para o momento crítico e para o momento resistente característico, bem como o resultado para a esbelteza normalizada.

TABELA 5.17 - VALORES DO MOMENTO CRÍTICO E DO MOMENTO RESISTENTE CARACTERÍSTICO

Momento crítico – M_{cr}	4990,52	kNm
Momento resistente característico – M_{rk}	551,78	kNm
Esbelteza normalizada – $\bar{\lambda}_{LT}$	0,33	-

Ao consultar as tabelas do Eurocódigo, determina-se que a curva a utilizar é a *d*, pois trata-se de um perfil monossimétrico soldado; e que o fator de imperfeição correspondente é igual a 0,76. Na Tabela 5.18 mostra-se os resultados para o coeficiente de redução.

TABELA 5.18 - VALORES PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE REDUÇÃO DEVIDO À ENCURVADURA LATERAL

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,60$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,33^2}} = 0,908$$

Como existe uma redução devido à encurvadura lateral não se pode aplicar uma redistribuição para otimização do diagrama de momentos fletores. No entanto, para demonstrar a funcionalidade do programa a esse respeito e, também, comparar com o resultado que se obteria, irá exemplificar-se uma redistribuição de acordo com o que o Eurocódigo permitiria caso não houvesse problemas de encurvadura. Dessa forma, aplicando uma redistribuição de 25% no momento negativo, obtêm-se um momento fletor atuante de -445,18kNm no apoio.

Em relação aos conectores de resistência ao corte longitudinal é preciso, antes de mais, confirmar que se está em condições de os utilizar com um espaçamento uniforme. Das condições enunciadas no Eurocódigo, falta verificar o limite imposto entre a razão do momento resistente da secção mista com o momento resistente do perfil metálico. Desta forma, exhibe-se na Tabela 5.19 as verificações da razão para as três secções estudadas.

TABELA 5.19 - VERIFICAÇÃO DO LIMITE PARA UTILIZAÇÃO DE CONECTORES COM ESPAÇAMENTO UNIFORME

Secção	$M_{pl,Rd}$	$2,5 \times M_{pl,Rd,a}$
Vão menor	670,36	
Apoio central	529,97	922,99
Vão maior	694,72	

Estando verificadas as condições, pode-se agora avaliar a resistência dos pernos de cabeça, apresentando-se na Tabela 5.20 o resultado das contas executadas a partir das equações 6.18 e 6.19 da EN1994-1-1.

TABELA 5.20 - RESISTÊNCIA DOS PERNOS DE CABEÇA

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \times 0,430 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25} = 78,03 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{30 \times 33000}}{1,25} \times 10^{-3} = 83,33 \text{ kN}$$

Executando a metodologia ilustrada na Figura 4.14, conclui-se que são necessárias as seguintes quantidades de conectores – Tabela 5.21. Para chegar aos valores presentes na tabela foi necessário utilizar os resultados do cálculo de esforços para encontrar o local de máximo momento positivo.

TABELA 5.21 - NÚMERO DE CONECTORES NECESSÁRIO E AFASTAMENTO MÍNIMO REQUERIDO

Vão	Comprimento crítico	Nº conectores	Afastamento mínimo
10 metros	Primeiro	13	0,28 metros
	Segundo	19	
12 metros	Primeiro	15	0,33 metros
	Segundo	21	

Para avaliar a armadura transversal segue-se o disposto na EN1992-1-1, 6.2.4. A primeira consideração prende-se com o ângulo do modelo de escoras e tirantes, o qual se admitiu ser de 38,6 graus, correspondendo a um valor da cotangente igual a 1,25. É necessário ainda determinar o valor da força de corte longitudinal aplicado e, para isso, utiliza-se o valor do afastamento mínimo dos conectores, calculado anteriormente, igual a 280mm. O valor da força de corte longitudinal é igual, então, à razão entre a força de cada par de conectores e o afastamento longitudinal entre eles. Em relação à primeira superfície de rotura, a área de armadura corresponde à soma entre a armadura transversal superior e inferior; a força de corte que atua na superfície é metade da força total; e o comprimento da superfície é a altura da laje. No caso da segunda superfície, o comprimento é igual a duas vezes a altura do conector mais o afastamento transversal entre eles mais o diâmetro da cabeça do conector; a área de armadura é igual a duas vezes a armadura inferior; e a tensão que atua é força longitudinal por inteiro. Na Tabela 5.22 apresenta-se os cálculos correspondentes ao anteriormente enunciado, considerando os valores: $\nu = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$ e $V_{Ed} = \frac{2 \times 78,03}{0,280} = 557,36 \text{ kN/m}$.

TABELA 5.22 - VERIFICAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Parcela	Superfície a-a	Superfície b-b
Atuante	$V_{Ed,a} = \frac{557,36}{2} = 278,68 \text{ kN/m}$	$V_{Ed,b} = 557,36 \text{ kN/m}$
	$v_{Ed,a} = \frac{278,68}{150} = 1,86 \text{ MPa}$	$v_{Ed,b} = \frac{557,36}{2 \times 125 + 100 + 32} = 1,46 \text{ MPa}$
Resistente	$\frac{A_{sf}}{s_f} f_{sd} \times \cot \theta = 11,31 \times 43,48 \times 1,25 = 614,70 \text{ kN/m}$	
	$\nu f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,528 \times 0,85 \times 20 \times \sin 38,6 \cos 38,6 = 4,38 \text{ MPa}$	

Finalmente, a verificação de segurança para este exemplo é simples devido à falha na verificação em relação ao momento fletor no apoio. Como se vê na Tabela 5.23, o momento atuante é superior ao momento resistente multiplicado pelo fator de redução devido à encurvadura lateral. No entanto, se se considerar a redistribuição para otimização do diagrama de momentos, é possível obter um valor para o momento atuante inferior ao da resistência. Para que tal acontecesse, bastava impedir a encurvadura lateral por meio de algum tipo de travamento, o que seria uma alternativa razoável em relação a alterar todo o dimensionamento e não só permitia o uso da redistribuição como aumentava o momento resistente.

TABELA 5.23 - VERIFICAÇÃO FINAL DO ULS PARA A VIGA CONTÍNUA

	Momento atuante	Momento resistente	Un.
Sem redistribuição	$M_{Ed} = -593,57$	$M_{Rd} = 0,908 \times -529,97 = -481,21$	<i>kNm</i>
	$M_{Ed} = 364,44$	$M_{Rd} = 670,36$	
Com redistribuição	$M_{Ed} = -445,18$	$M_{Rd} = -529,97$	
	$M_{Ed} = 606,40$	$M_{Rd} = 694,72$	

No anexo C encontra-se disponível um relatório, deste mesmo exemplo, proveniente do programa de cálculo aqui desenvolvido.

5.2.3. VISUALIZAÇÃO PARAMÉTRICA

Neste ponto exemplificar-se-á o exercício anterior através dos produtos elaborados com a ferramenta *Revit*. Pretende-se demonstrar a potencialidade de associar ferramentas distintas para obter modelos e visualizações de uma forma simples e dinâmica. Como não foi possível criar uma ligação entre a ferramenta de *Excel* e o programa *Revit*, de forma a que a modificação dos parâmetros da viga fosse automática, decidiu-se acrescentar ao exemplo uma chapa perfilada e, dessa forma, aumentar um pouco o nível de detalhe na visualização do exemplo.

Na Figura 5.6 apresenta-se um corte transversal, onde se pode observar o par de conectores colocado dentro da laje mista. A diferença de cores no desenho representa dois tipos de visualização, nomeadamente a esquemática e a realística. Imediatamente por cima do perfil de banzos desiguais está a chapa perfilada que contém o betão da laje.

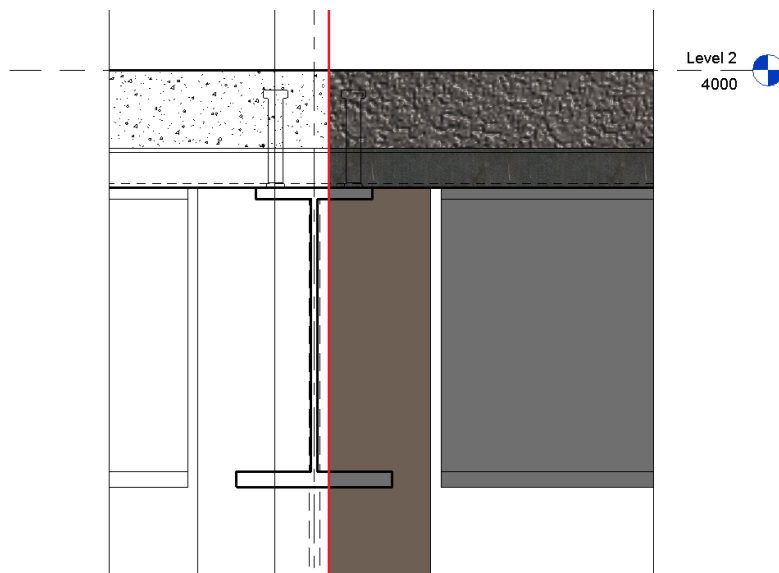


FIGURA 5.6 - REPRESENTAÇÃO NO *REVIT* DA SECÇÃO TRANSVERSAL

A Figura 5.7 apresenta um corte longitudinal de parte da viga mista, onde se observam os conectores inseridos nas nervuras da laje. Por ser uma representação com um *LOD* relativamente baixo, ainda não estão detalhados os pormenores das ligações entre vigas e colunas, bem como os recortes da laje para alojar a coluna.

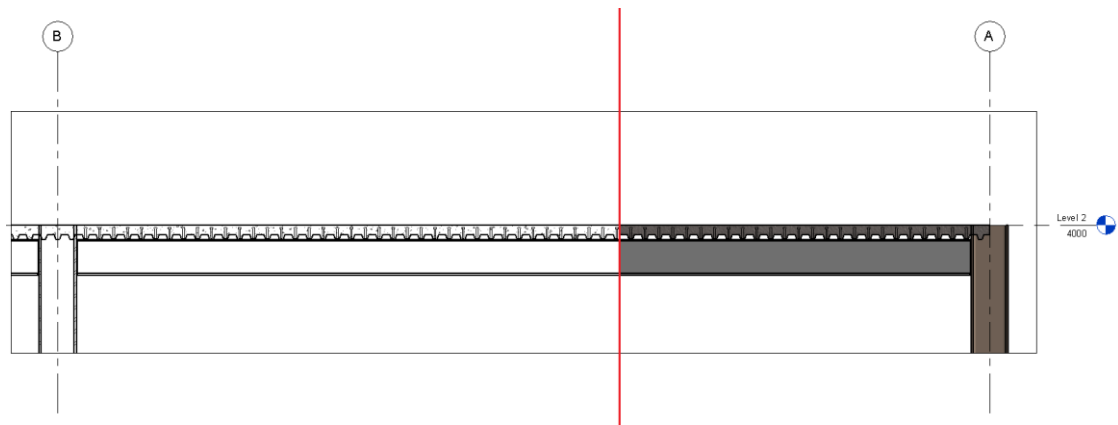


FIGURA 5.7 - REPRESENTAÇÃO NO REVIT DE UM CORTE LONGITUDINAL

Em último lugar, mostra-se uma projeção tridimensional da viga sem a laje onde se vê todos os conectores colocados na viga. Mais uma vez fica patente a falta de um nível de detalhe mais elevado nas ligações entre vigas e colunas.

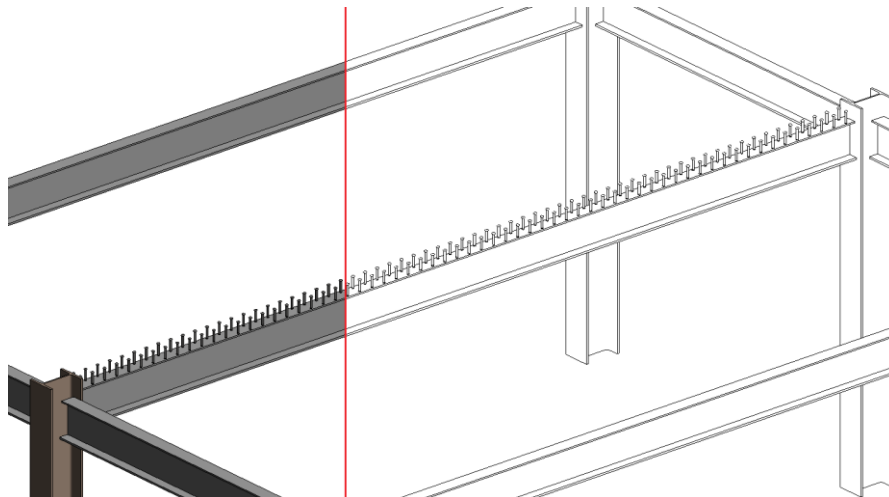


FIGURA 5.8 - REPRESENTAÇÃO NO REVIT DE UMA PROJECÇÃO 3D

É perceptível pelas figuras que a facilidade de representação e a rapidez em avaliar erros, recorrendo a este tipo de modelos, é uma mais valia para todo o sector da construção.

5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

Um dos objetivos do desenvolvimento do *toolkit* é proceder a uma análise, com variação de alguns parâmetros base, para estudar o comportamento de uma viga mista contínua de dois tramos em relação ao Estado Limite Último.

Depois de elaborada a ferramenta, executou-se um número razoavelmente grande de verificações utilizando variados parâmetros e valores. Isto permitiu perceber os eventuais erros que pudessem existir e proceder à sua correção. Ao fazê-lo, entendeu-se ainda existirem dois tipos de perfil metálico para os quais a classe da secção era sempre superior a dois. Desta forma, deixaram-se de fora da análise os perfis do tipo HEAA e HEA.

Para realizar a análise é preciso primeiro definir os parâmetros a analisar. Em relação aos dados de base, observa-se da Tabela 5.24 à Tabela 5.29 os parâmetros utilizados, bem como os respectivos valores. Na Figura 5.15 apresenta-se uma ilustração dos parâmetros.

TABELA 5.24 - MATERIAIS A UTILIZAR

MATERIAIS	
BETÃO	C25/30; C30/37
AÇO ESTRUTURAL	S235; S275; S355
AÇO DAS ARMADURAS	A500

TABELA 5.25 - PERNOS DE CABEÇA A UTILIZAR

PERNOS DE CABEÇA	
DIÂMETRO	19 mm
ALTURA	125 mm
QUANTIDADE	2 com $b_0 = 100$ mm
GRAU CONEXÃO	0,6; 0,8; 1,0

TABELA 5.26 - PERFIS COMERCIAIS A UTILIZAR

PERFIS COMERCIAIS	
HE 200 B	HE 220 B
HE 240 B	HE 260 B
HE 280 B	HE 300 B
HE 320 B	

TABELA 5.27 - ARMADURAS A UTILIZAR

ARMADURAS	
DIÂMETRO	transversal 16 mm; longitudinal 20 mm
ESPAÇAMENTO	150 mm
RECOBRIMENTO	30 mm

TABELA 5.28 - LAJE DE BETÃO A UTILIZAR

LAJE DE BETÃO	
ALTURA	140; 160 e 180 mm
LARGURA	4000 mm

TABELA 5.29 - PARÂMETROS ESTRUTURAIS A UTILIZAR

ESTRUTURA	
TIPO	Viga interior
VÃOS	6 a 12 m com incrementos de 1 m
SOBRECARGA	1 a 7 kN/m ² com incrementos de 1 kN/m ²

Para perceber o papel do betão variou-se o seu tipo e a altura da laje. O tipo de aço considerado é o S275 e o grau de conexão é de 1,0. Em relação à contribuição do aço, variou-se naturalmente o seu tipo e, ainda, a altura da laje. Manteve-se constante o tipo de betão, escolhendo-se o C30/37, e o grau de conexão, igual a 1,0. Para compreender os efeitos do grau de conexão manteve-se constante todos os parâmetros exceto o tipo de perfil. Adotou-se um betão C30/37, um aço S275 e uma laje de 160mm.

Foi ainda feito um estudo relativo à relação entre comprimento dos vãos. Mantendo-se o segundo vão com um comprimento igual a 10 metros, variou-se sucessivamente o comprimento do primeiro entre os 6 e os 10 metros. A esta situação está associada os parâmetros para o betão, aço, grau de conexão e altura da laje de, respetivamente, C30/37, S275, 1 e 160mm.

Depois de corrido o programa originaram-se à volta de 18500 resultados, dos quais se tenta resumir em alguns gráficos que se apresentam e explicam de seguida. Uma distinção a fazer antes de mais é que os gráficos resumo mostram linhas qualitativas que verificam a segurança da secção e que não contemplam necessariamente a verificação do corte longitudinal, uma vez que pretendem demonstrar o comportamento específico de determinada situação. No entanto, nos gráficos detalhados mostram-se zonas onde falha a segurança da secção, onde esta é verificada e onde as questões de armadura transversal condicionam a solução.

Através da Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11 observa-se a não verificação das questões relativas à armadura transversal quando os vãos são mais curtos. À partida, poder-se-ia julgar que as situações mais condicionantes são, como no caso da segurança em geral, os vãos e cargas maiores; contudo isso não acontece e a explicação para este facto surge ao analisar a proveniência da força de corte longitudinal. Esta força é definida pela razão entre a força que os conectores podem desenvolver e o seu afastamento longitudinal. A força de resistência dos conectores mantém-se constante, pois os conectores são sempre os mesmos, e no que toca ao afastamento, depende dos vários comprimentos críticos dos vãos e do número de conectores a colocar. Considerando que apenas existe uma carga distribuída entre os apoios, o comprimento das secções críticas apenas depende do diagrama de momentos ao longo do vão e aumentando o seu comprimento implica uma variação proporcional do afastamento longitudinal dos conectores. O número de conectores é calculado individualmente para cada comprimento crítico. No caso da zona de momentos positivos, define-se pela razão da força de corte que se desenvolve na fronteira entre o betão e o aço – sendo em geral condicionada pela força desenvolvida no aço – e pela resistência dos conectores, mais uma vez constante. Para a zona de momento negativo calcula-se como anteriormente, mas adicionando à força de corte a força desenvolvida na armadura, força essa que aumenta ligeiramente devido ao aumento da largura efetiva com uma variação positiva no vão. Desta forma, entende-se que o fator pertinente é o comprimento do vão. Verifica-se que ao aumentar o vão está-se a aumentar o afastamento longitudinal entre conectores, o que reduz a força de corte longitudinal por metro de desenvolvimento e, assim, conclui-se que os vãos mais pequenos são mais condicionantes no que toca às verificações da armadura transversal.

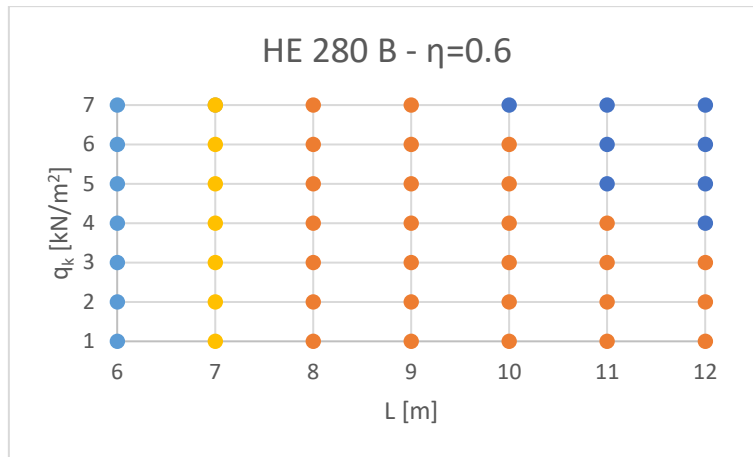


FIGURA 5.9 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,6

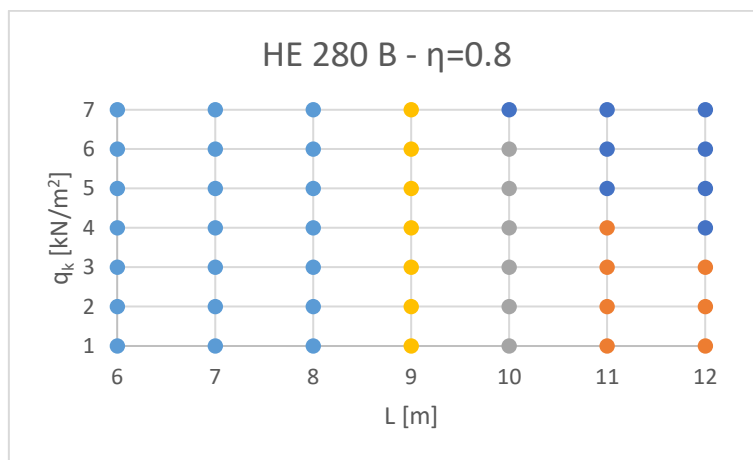


FIGURA 5.10 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8

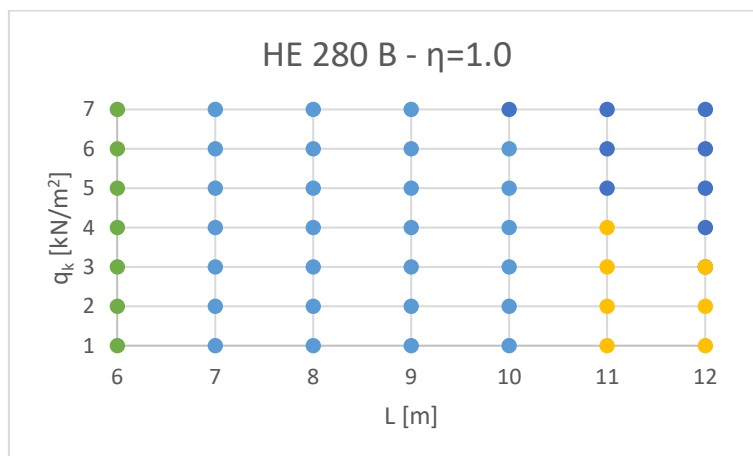


FIGURA 5.11 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 1,0

	necessita de alterações na armadura transversal			
	armadura na superfície aa	compressão na superfície aa	armadura na superfície bb	compressão na superfície bb
● falha segurança		×	×	
● verifica segurança		×	×	×
●	×	×	×	×
●		×		

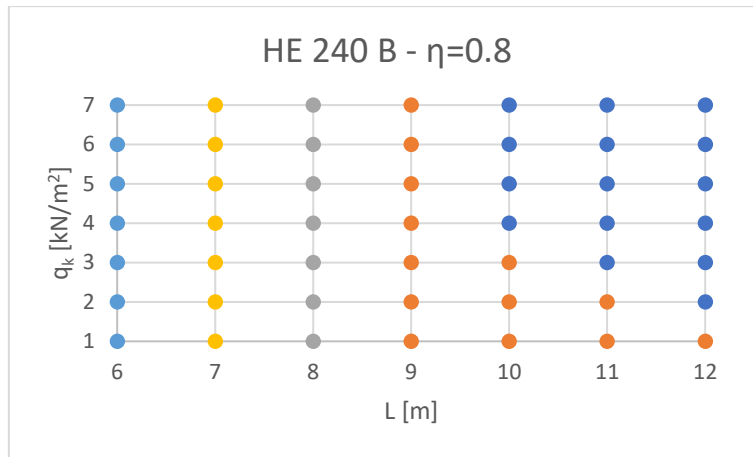


FIGURA 5.12 - DETALHES DE UM HE 240 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8

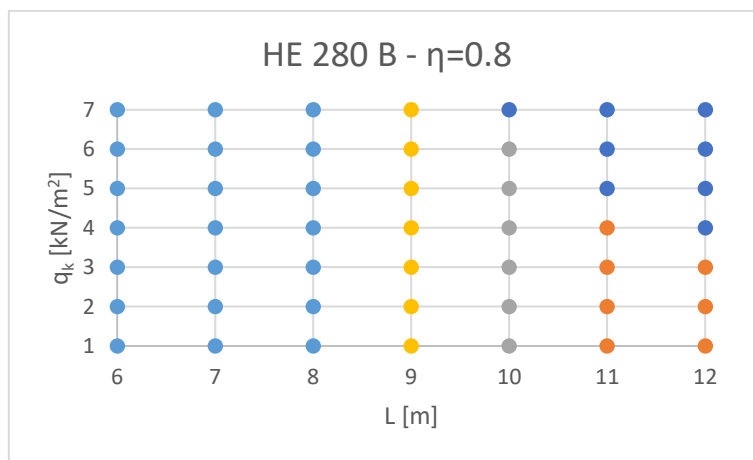


FIGURA 5.13 - DETALHES DE UM HE 280 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8



FIGURA 5.14 - DETALHES DE UM HE 320 B, S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8

	necessita de alterações na armadura transversal			
	armadura na superfície aa	compressão na superfície aa	armadura na superfície bb	compressão na superfície bb
● falha segurança		×	×	×
● falha segurança		×	×	×
● falha segurança	×	×	×	×
● verifica segurança		×		

Um outro fator pertinente em relação à armadura transversal é o grau de conexão. Para os casos onde se utiliza graus de conexão mais baixos é possível utilizar soluções de armadura transversal que falham as verificações para os casos homólogos onde se usa graus de conexão mais exigentes, conforme a Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11. A razão desta situação provém de os valores de momento resistente mais elevados obrigarem a um maior número de conectores, o que implica um aumento da força de corte longitudinal.

Por fim, observa-se que para perfis mais pequenos a exigência de armadura transversal é menor em relação às mesmas condições para perfis maiores (Figura 5.12, Figura 5.13 e Figura 5.14). O motivo para que tal se suceda prende-se com a possibilidade de mobilizar uma força de corte maior com perfis superiores e, conseqüentemente, aumentar a exigência de armadura transversal. Uma maneira de corrigir esta questão seria diminuir o grau de conexão, mas nesse caso está-se a afastar a solução da viga mista e a aproximar a uma secção metálica pura.

Esquecendo as questões de armadura transversal, verifica-se que o grau de conexão não assume grande pertinência na análise global de vigas contínuas, a não ser que se utilize graus de conexão muito baixos (Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18). Isto acontece porque o grau de conexão apenas influencia os momentos positivos – momentos negativos é obrigatório o uso da conexão total – e para a segurança o momento negativo é geralmente o caso condicionante. Outra exceção será quando se usa vãos contínuos com relações entre comprimentos que sejam diferentes de um, onde os momentos positivos podem passar a condicionar a segurança. De facto, ao analisar-se os resultados da análise comparativa à relação entre vãos (Anexo D), é possível observar que existem casos onde o momento positivo se torna a bitola da análise e, nesses casos, o grau de conexão tem um papel basilar – quanto menor o grau de conexão mais casos existem onde falha a verificação da segurança.

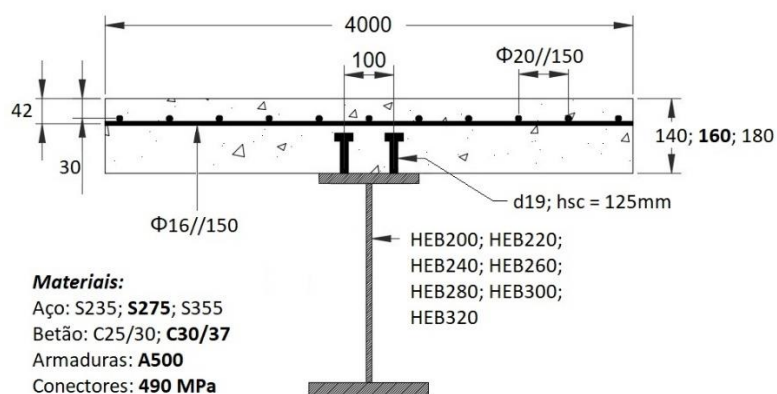


FIGURA 5.15 - DADOS DE BASE PARA AS ANÁLISES

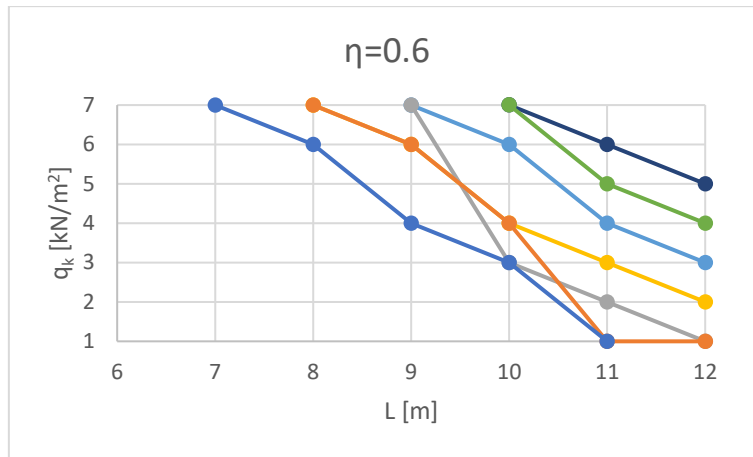


FIGURA 5.16 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,6

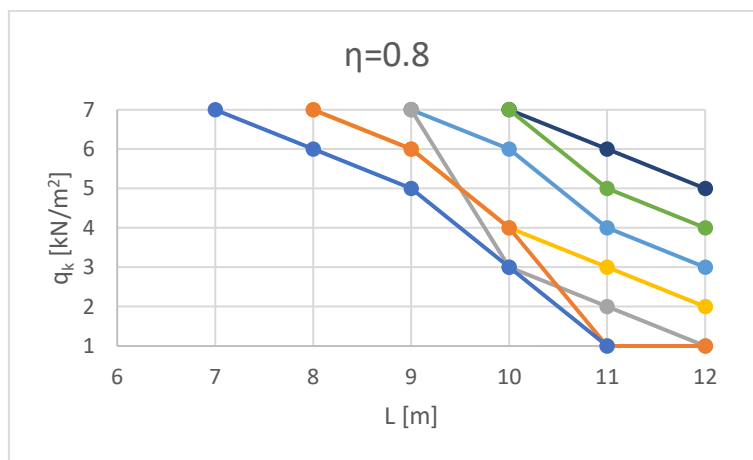


FIGURA 5.17 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 0,8

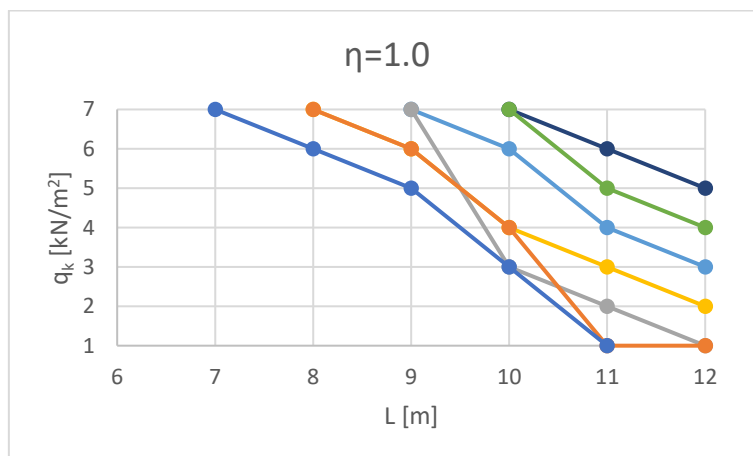
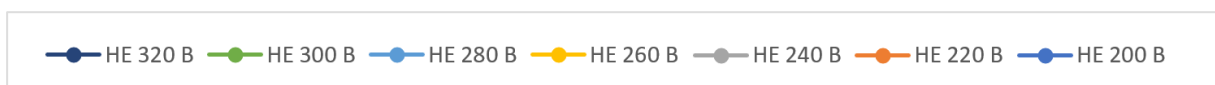


FIGURA 5.18 - RESUMO DOS VÁRIOS PERFIS COM S275, C30/37 E CONEXÃO A 1,0



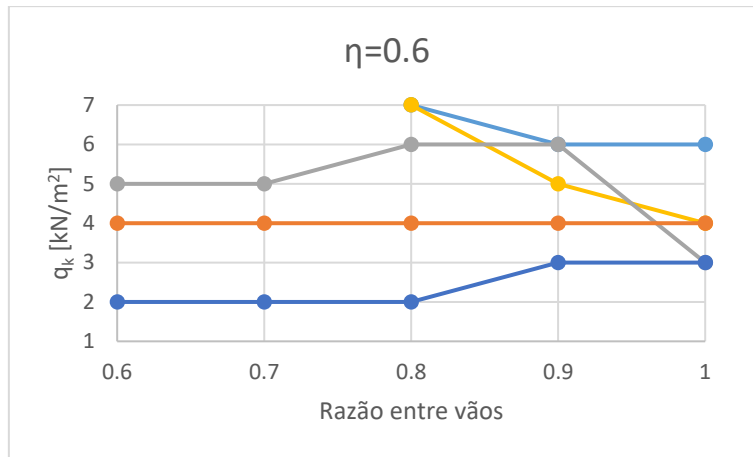


FIGURA 5.19 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 0,6 (S275; C30/37)

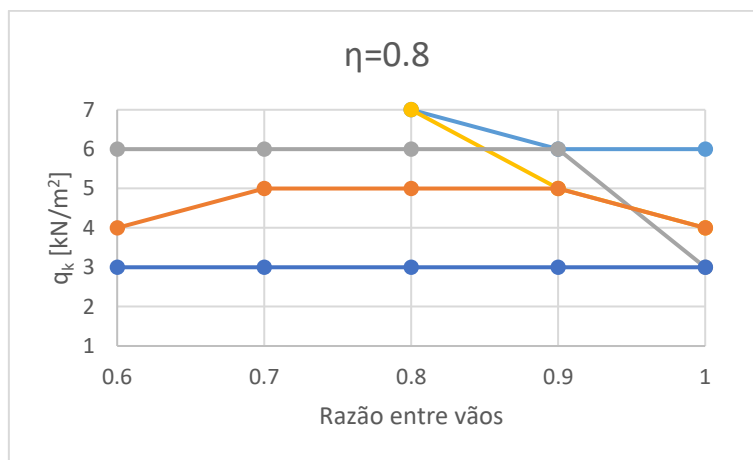


FIGURA 5.20 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 0,8 (S275; C30/37)

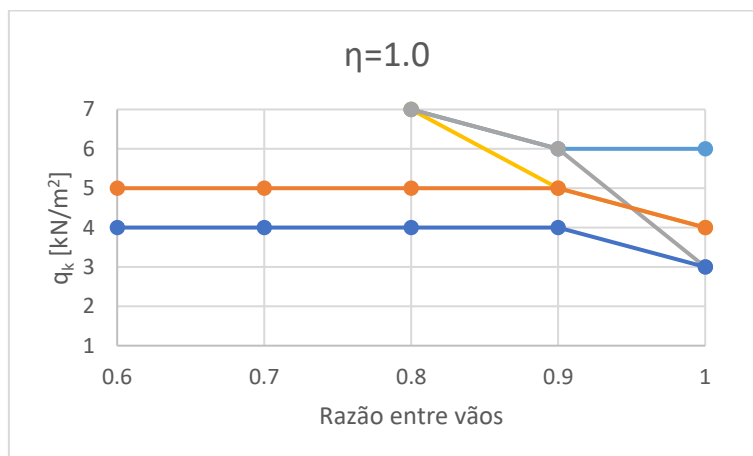


FIGURA 5.21 - RESUMO VARIAÇÃO DA RELAÇÃO DOS VÃOS PARA CONEXÃO A 1,0 (S275; C30/37)



Ainda na questão da relação entre vãos, os resultados mostram valores interessantes (Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21). Nos perfis mais pequenos quanto maior a relação dos vãos melhor, uma vez que para relações pequenas surgem esforços transversos mais significativos que podem condicionar o valor do momento resistente – este depende da possibilidade de redução por interação com o esforço transverso. No caso dos perfis maiores o problema está associado à questão da encurvadura lateral, já que o coeficiente de redução depende da forma do diagrama de momentos fletores – a partir do valor de C_4 cujo cálculo é influenciado pelos valores associados ao vão de maior momento positivo. As relações menores entre vãos implicam valores do fator ψ mais baixos que implicam valores de C_4 maiores, resultando num valor maior do momento crítico e na redução dos problemas de encurvadura lateral. Ao conjugar as duas situações, verifica-se que a melhor relação entre vãos está compreendida entre 0,80 a 0,85.

É altura de avaliar as questões relativas aos materiais escolhidos, começando-se por perceber a influência do tipo de betão. Analisando os gráficos da Figura 5.22 e da Figura 5.23, é perceptível a indiferença relativa à escolha do tipo de betão, pois os resultados são exatamente iguais – verificando-se o mesmo para diferentes alturas da laje. Ora, se ao nível do momento negativo a força no betão é desprezada, ao nível do momento negativo a influência só se faz sentir quando a força desenvolvida no perfil ultrapassa o valor da força do betão e, uma vez que o tipo de betão só influencia a força que se pode desenvolver ao nível da laje, é natural que a resistência da solução não seja afetada.

Outra questão pertinente quando se fala do betão é a altura da laje. A partir dos variados resultados obtidos, não foi possível tecer considerações conclusivas acerca deste aspeto. Tal deve-se à variabilidade de aspetos relacionados com a mudança da altura da laje. Do lado das ações, a mudança implica um substancial aumento da carga e conseqüente aumento dos esforços. Em termos da resistência, uma mudança na altura da laje influencia o braço para cálculo dos momentos fletores, a rigidez da laje para cálculo do momento crítico e, conseqüentemente, a redução devida à encurvadura lateral. Estas questões, aliadas ao facto de não se poder utilizar a redistribuição para otimização do diagrama de momentos fletores quando existe problemas de encurvadura lateral, induzem variações nos gráficos que impedem a obtenção de informação a não ser o único aspeto para o qual a altura da laje mostra melhorias, nomeadamente, para a verificação dos problemas com as bielas comprimidas na superfície a-a relativamente às questões de armadura transversal.

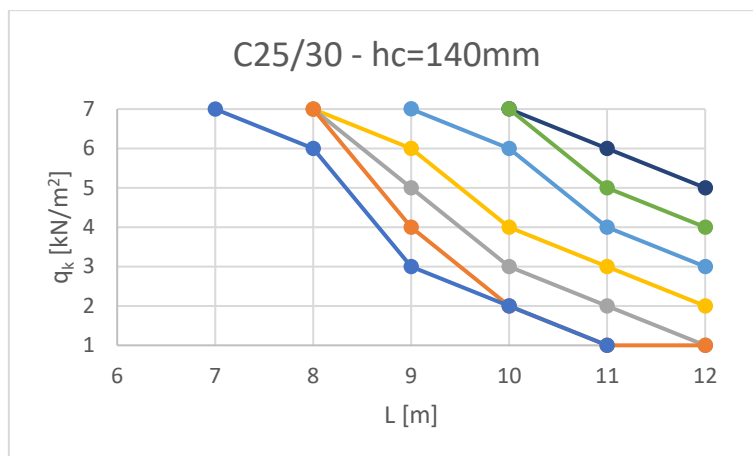


FIGURA 5.22 - RESUMO PARA UM BETÃO C25/30 (S275; CONEXÃO 1,0; LAJE 140MM)

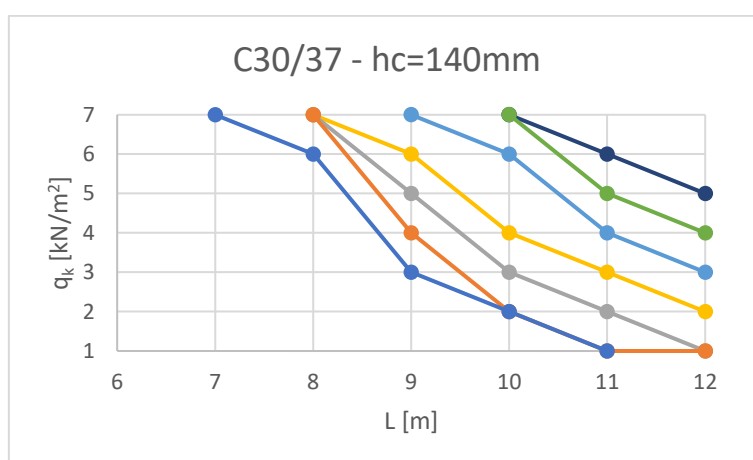
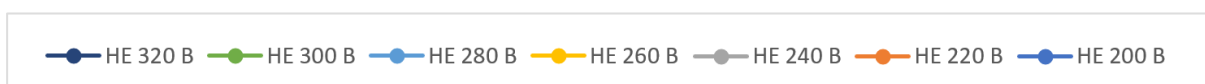


FIGURA 5.23 - RESUMO PARA UM BETÃO C30/37 (S275; CONEXÃO 1,0; LAJE 140MM)



É expectável que o tipo de aço escolhido influencie bastante as soluções mistas. A primeira questão reside na classificação da secção, na qual um valor maior da tensão de cedência implica uma classificação mais rigorosa que pode resultar em classes de secção maiores. A questão seguinte prende-se com a resistência da secção, que depende diretamente da tensão de cedência e, naturalmente, quanto maior esta for maior será a resistência. Finalmente, o problema de encurvadura lateral depende da tensão de cedência, pois o aumento da tensão resulta num aumento da esbelteza normalizada e conseqüente redução do valor do coeficiente de redução. Dito isto, mostra-se agora os resultados da análise comparativa entre diferentes tipos de aço (Figura 5.24, Figura 5.25 e Figura 5.26).

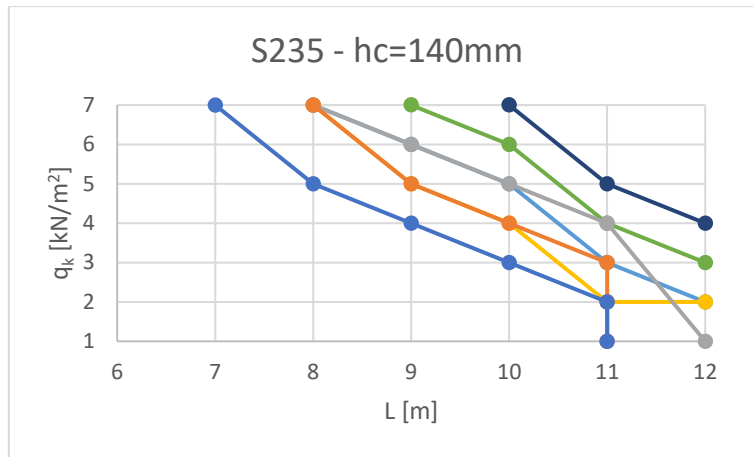


FIGURA 5.24 - RESUMO PARA UM AÇO S235 (C30/37; CONEXÃO 1,0)

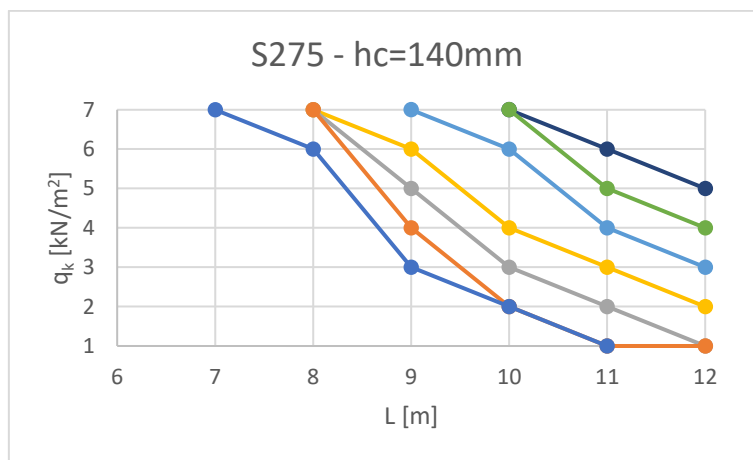


FIGURA 5.25 - RESUMO PARA UM AÇO S275 (C30/37; CONEXÃO 1,0)

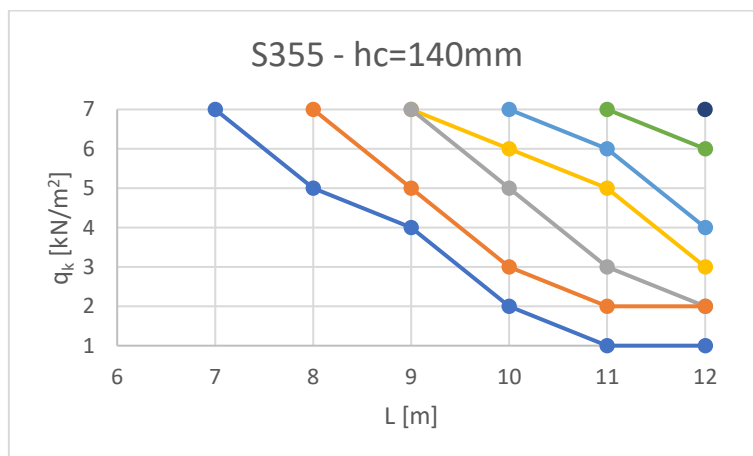
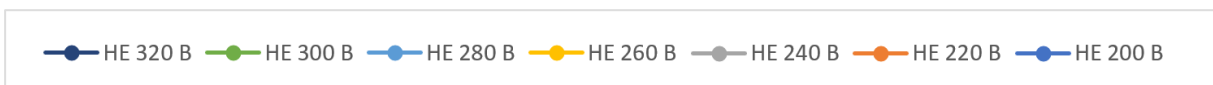


FIGURA 5.26 - RESUMO PARA UM AÇO S355 (C30/37; CONEXÃO 1,0)



Para os perfis maiores, como o HE 320 B e HE 300 B, um aumento do tipo de aço é notoriamente causador de um aumento no número de situações onde se verifica a segurança. No entanto, para os restantes perfis, esta análise não é tão direta e existem situações onde a passagem de S235 para S275 reduz o número de soluções que verificam a segurança, voltando a aumentar as soluções na passagem de S275 para S355. A explicação surge, mais uma vez, do impedimento na utilização de uma redistribuição para otimização do diagrama de momentos, derivada à existência de problemas de encurvadura lateral. Na Tabela 5.30 apresenta-se os resultados para um exemplo de um perfil HE 260 B, aplicado num vão de 10 metros e com uma sobrecarga de 6 kN/m². Do ponto de vista exclusivo da resistência da secção, é inegável a variação do momento resistente com a alteração do tipo de aço. Ainda assim, pode afirmar-se que o aço S275 tem uma tensão suficientemente alta para causar problemas de instabilidade, mas diminuta em relação ao aumento de resistência para verificar a segurança; verificando-se principalmente para perfis mais pequenos.

TABELA 5.30 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PARA TRÊS TIPOS DE AÇO

TIPO DE AÇO	M _{PL,RD} NO APOIO	VARIAÇÃO M _{RD}	M _{ED} NO APOIO
S235	-485,81 kNm	0	-469,00 kNm
S275	-549,14 kNm	13%	-625,33 kNm
S355	-662,38 kNm	21%	-625,33 kNm

Pode-se, ainda, analisar os diagramas de tensões para a situação atrás descrita e observar a mudança de posição da linha neutra (Figura 5.27, Figura 5.28 e Figura 5.29). Outra observação a fazer está relacionada com a interação entre momento fletor e esforço transversal, pois quanto maior a tensão de cedência do aço utilizado maior a resistência ao esforço transversal – observa-se no diagrama de tensões a redução da tensão na alma para os casos do S235 e S275.

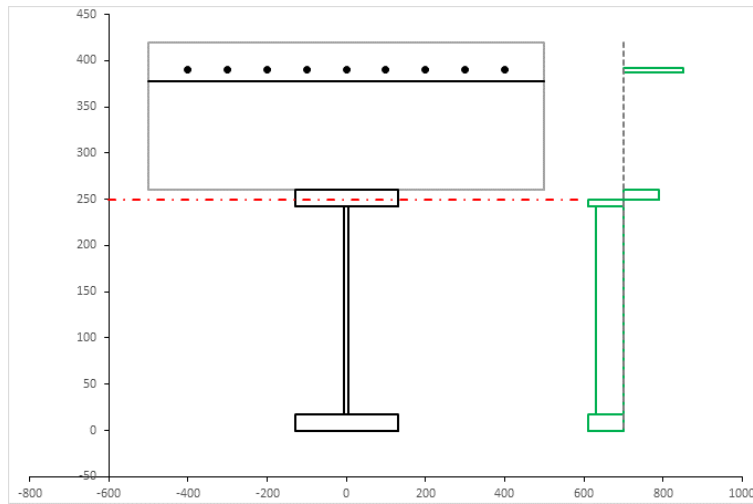


FIGURA 5.27 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S235

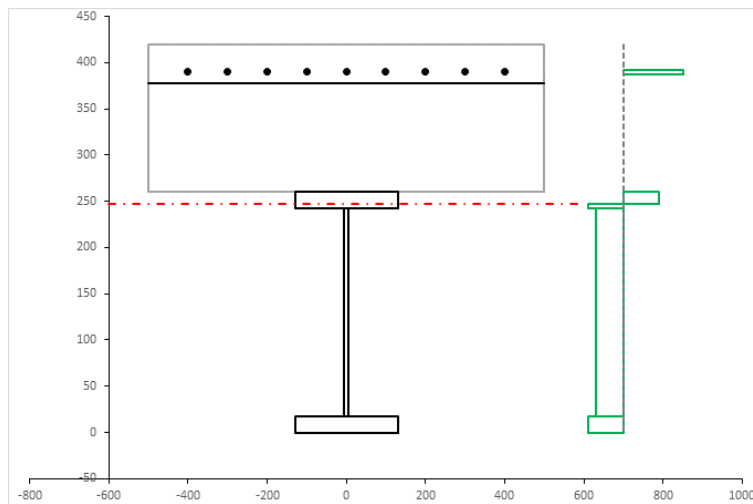


FIGURA 5.28 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S275

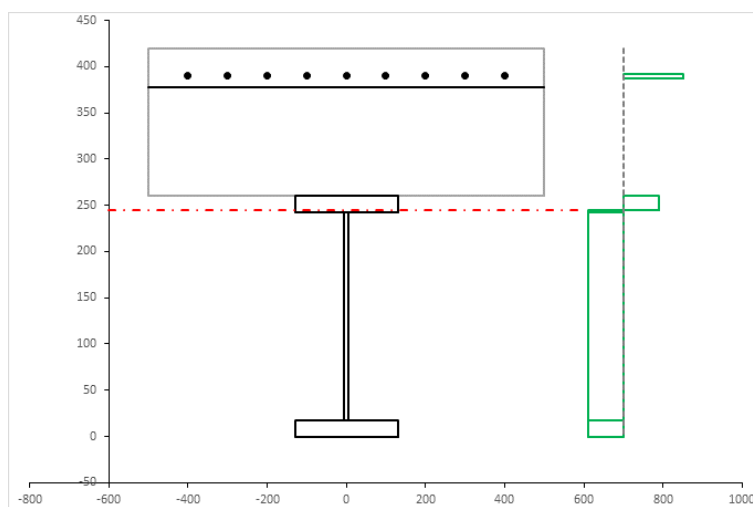


FIGURA 5.29 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA O AÇO S355

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Building Information Modeling

Existem vários fatores que contribuem para a necessidade de uma mudança de paradigma na indústria da construção. A maior preocupação reside no facto do sector assistir a uma estagnação da produtividade que, aliada ao abrandamento da situação económica e à falta de investimento público, confirmam a necessidade de adotar uma nova metodologia que possa melhorar a situação da indústria da construção. O *Building Information Modeling* tem um grande potencial para iniciar a mudança, trazendo respostas às dificuldades que se podem encontrar hoje em dia junto dos vários intervenientes de um empreendimento, como o promotor, o projetista e o empreiteiro. As suas variadas dimensões permitem que um projeto seja muito mais que um conjunto de desenhos, transformando-se mesmo numa base de dados que pode ser manipulada de forma a avaliar o empreendimento desde a sua construção até ao final da sua vida. Contudo, surgem algumas dificuldades associadas à alteração da forma de trabalho das equipas, às alterações legislativas necessárias e até mesmo a simples alterações dos equipamentos tecnológicos, que pode representar um custo acrescido para algumas empresas. Um outro problema passa por arranjar uma maneira eficaz de implementar a formação desta nova metodologia junto das novas gerações, sendo que está nas universidades o papel de impulsionar a aprendizagem através da adoção de currículos que, de forma transversal, capacitem os alunos para a nova metodologia.

Futuramente, deve ser aprofundado o conhecimento que os diversos programas têm para a utilização de soluções de construção mista. Os principais pontos devem ser a verificação mais expedita de pormenores construtivos, a integração de ferramentas de cálculo mais avançadas que permitam outro tipo de análises e a exportação de desenhos detalhados que permitam a pré-fabricação das vigas.

Resultados da análise paramétrica

As primeiras conclusões da análise referem-se à armadura transversal. Concluiu-se que os vãos mais curtos são mais exigentes nesta matéria por apresentarem uma maior força de corte longitudinal por metro, em relação aos vãos mais compridos. Percebeu-se que os graus de conexão maiores são mais exigentes nesta questão da armadura transversal, pois implicam um aumento do número de conectores e conseqüente aumento da força de corte longitudinal. De forma semelhante, o tamanho dos perfis condiciona esta questão e quanto maior o seu tamanho, maior a exigência na verificação.

A questão do grau de conexão é pouco pertinente no caso da análise da segurança de vigas contínuas de tramos iguais, uma vez que no geral esta se conduz pela resistência da secção de momento negativo. Já no caso de vigas contínuas de tramos desiguais, esta afirmação não pode ser feita, pois pode dar-se o caso de a secção de momento positivo ser condicionante. Concluiu-se pelas análises feitas que a melhor relação entre vãos está compreendida entre os 80 a 85%.

Em termos dos materiais utilizados, a primeira conclusão é de que o tipo de betão tem uma influência praticamente nula nos resultados. Isto deve-se, mais uma vez, ao facto de a secção condicionante ser

a de momento negativo onde a contribuição do betão é desprezada. Indirectamente relacionada com os materiais é a variável da altura da laje, cuja análise se mostrou infrutífera pelas variadas influências contrárias que este parâmetro tem. De facto, o tipo de aço mostrou ser aquele que mais aumenta a resistência da viga e é, por isso, o parâmetro mais determinante na verificação de segurança de vigas mistas com dois tramos. Um outro aspeto preponderante é a questão de encurvadura lateral, uma vez que pode reduzir a resistência, mas também impedir a utilização de redistribuições para otimização do diagrama de momentos.

Uma ilação que se tira, prende-se com a redução do número de variáveis quando se calcula vigas mistas. Para que tal se suceda é necessário, primeiro, dimensionar a laje através das análises próprias para esse elemento e, só depois, utilizar os resultados dessa análise para definir a solução para a viga mista. Desta forma, está-se a condensar o número de parâmetros da viga mista aos relacionados com o perfil a utilizar e conectores a adotar para verificar o corte longitudinal.

Em relação a futuras análises, seria interessante perceber o efeito da utilização de pernos de cabeça de diferentes tamanhos e avaliar a resposta da armadura transversal a esse respeito. Existe pertinência em comparar a utilização de vãos de dois tramos com vãos de mais tramos e perceber que vantagens se pode ter e até que número de vãos são relevantes. Tem, ainda, interesse alterar a largura da laje para perceber que efeitos pode ter, quer do lado dos esforços atuantes, quer do lado da resistência. Em relação ao desenvolvimento do *toolkit*, seria importante a implementação da análise de Estados Limite de Serviço, a utilização de chapas perfiladas para as lajes e, possivelmente, o emprego de perfis parcialmente betonados. Um outro desafio será conectar o programa aqui desenvolvido com outros programas que utilizem a metodologia BIM, podendo complementar a informação estrutural com outras informações relacionadas com fabricantes, propriedades do material, entre outras.

7. BIBLIOGRAFIA

Appleton, J., Almeida, J. F. & Abecassis, T., 2/2005. São Gabriel and São Rafael Buildings, Lisbon. *Structural Engineering International*, pp. 80-81.

ArcelorMittal, 2004. *Car park of the Carrefour Hypermarket Aix*. [Online]
Available at: http://www.constructalia.com/prg/selfware.pl?id_sitemap=4837
[Acedido em Março 2017].

Barlish, K. & Sullivan, K., 2012. How to measure the benefits of BIM - A case study approach. *Automation in Construction*, Volume 24, pp. 149-159.

Braid, I. C., 1974. *Designing with Volumes*. 2 ed. Cambridge, UK: Cantab Press.

Calado, L. & Santos, J., 2013. *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. 2 ed. Lisboa: IST Press.

CAO, D., LI, H. & WANG, G., 2017. Impacts of building information modeling implementation on design and construction performance: a resource dependence theory perspective. *Frontiers of Engineering Management*, 4(1), pp. 20-34.

CEN, 2002. *EN 1990, Eurocode - Basis of structural design*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN, 2002. *EN 1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN, 2004. *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN, 2004. *EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN, 2005. *EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN, 2006. *EN 1993-1-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. Brussels: European Committee for Standardization.

Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R. & Liston, K., 2011. *BIM Handbook A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors*. 2 ed. Hoboken, New Jersey: Wiley.

ISO, 2008. *ISO 13918, Welding - Studs and ceramic ferrules for arc stud welding*. 2 ed. Geneva: International Organization for Standardization.

Johnson, R. P., 1994. *Composite Structures of Steel and Concrete - Volume I: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings*. 2 ed. Oxford: Blackwell Scientific Publications.

Johnson, R. P., 2012. *Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures EN1994-1-1*. 2 ed. London: ICE Publishing.

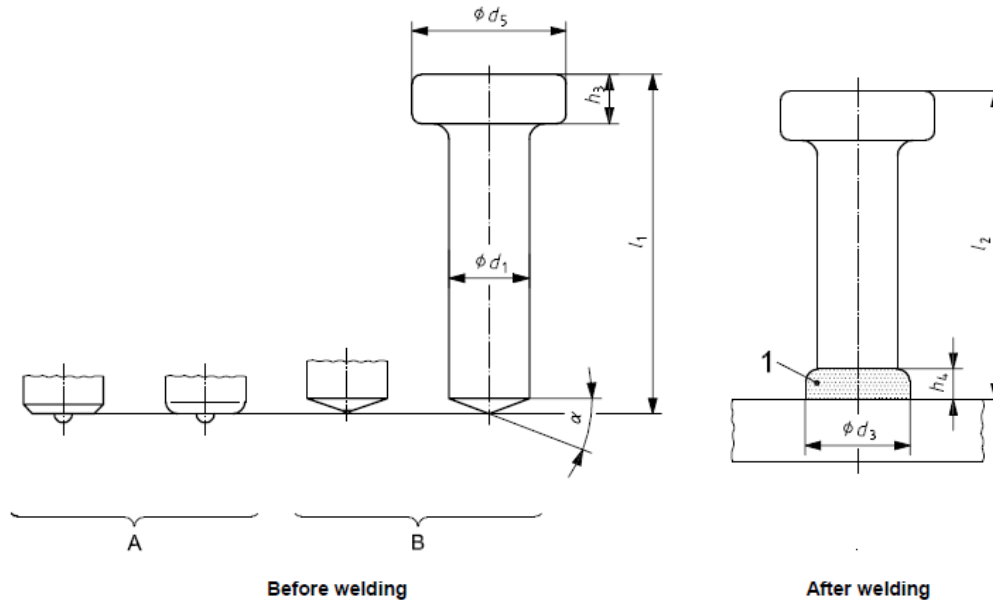
- Kamardeen, I., 2010. 8D BIM modelling tool for accident prevention through design. *Proceedings 26th Annual ARCOM Conference*, Volume 1, pp. 281-289.
- Kensek, K. M. & Noble, D. E., 2014. *BIM in Current and Future Practice*. 1 ed. Hoboken, New Jersey: Wiley.
- Krygiel, E. & Nies, B., 2008. *Green BIM Successful Sustainable Design with Building Information Modeling*. 1 ed. Indianapolis, Indiana: Wiley Publishing, Inc.
- Lamas, A., 1982. *O problema do "shear lag" na análise de estruturas*. Seminário 296. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Nawari, N. O. & Kuenstle, M., 2015. *Building Information Modeling Framework for Structural Design*. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Pelke, E. & Kurrer, K.-E., 2015. On the Evolution of Steel-Concrete Composite Construction. *5th International Congress on Construction History*.
- Pikas, E., Sacks, R. & Hazzan, O., 2013. Building Information Modeling Education for Construction Engineering and Management. II: Procedures and Implementation Case Study. *Journal of Construction Engineering and Management*, 139(11).
- Requicha, A., 1980. Representations for Rigid Solids: Theory, Methods, and Systems. *ACM Computing Surveys*, 12(4), pp. 437-464.
- Shah, J. J. & Mantyla, M., 1995. *Parametric and Feature-Based CAD/CAM: Concepts, Techniques, and Applications*. New York: John Wiley & Sons.
- Silva, L. S. & Gervásio, H., 2007. *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*. s.l.:Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- Smith, D. K. & Tardif, M., 2009. *Building Information Modeling A Strategic Implementation Guide for Architects, Engineers, Constructors and Real Estate Asset Managers*. 1 ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.
- Teicholz, P., 2013. Labor-Productivity Declines in the Construction Industry: Causes and Remedies (Another Look). *AECbytes*, Issue 67.
- Venâncio, M. J., 2015. *Avaliação da Implementação de BIM - Building Information Modeling em Portugal*, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Virtuoso, F. & Rego, D., 2014. *Tabela de esforços em vigas contínuas*, Lisboa: DECIVIL.
- Walasek, D. & Barszcz, A., 2017. Analysis of the adoption rate of Building Information Modeling and its Return on Investment. *Procedia Engineering*, Volume 172, pp. 1227-1234.

ANEXOS

ANEXO A – DETALHES DO CONECTOR SD CONFORME A NORMA EN 13918

ISO 13918:2008(E)

9.6 Shear connector (SD)



Key

- 1 weld collar
- A shape A of tip (example)
- B shape B of tip (example)

Figure 5 — Shear connector (SD)

Table 10 — Dimensions of shear connectors (SD) with l_2 according to Table A.4

Dimensions in millimetres

$d_1 - 0,4^{a,e}$	9,5	10	12,7	13	16	19	22	25	25,4
$d_5 \pm 0,3$	19		25		32 ^d	32	35		41
d_3^c	13		17		21	23	29		31
$h_3 \begin{smallmatrix} +1 \\ -0,5 \end{smallmatrix}$	7		8		8	10	10		12
h_4^c	2,5		3		4,5	6	6		7
$\alpha \pm 2,5^\circ$	22,5°		22,5°		22,5°	22,5°	22,5°		22,5°
$l_1 \pm 1,5$	$l_2^{b,c} + 3$		$l_2^{b,c} + 3$		$l_2^{b,c} + 4$	$l_2^{b,c} + 4,5$	$l_2^{b,c} + 5$		$l_2^{b,c} + 5,5$

^a Excess diameter or production impressions in the shaft area below the head are permitted up to 0,5 mm, provided they do not affect proper plunge.
^b Tolerance on l_2 is $\begin{smallmatrix} +1 \\ -2 \end{smallmatrix}$ mm.
^c For special conditions, e.g. through-deck stud welding, the dimensions and the tolerances are not applicable.
^d May be reduced to 29 mm for shear application.
^e Use of the optional dimension depends on national regulations.

Table A.4 — Mass of shear connectors (SD)

Mass in kilograms

Nominal length of stud l_2^a mm	Mass ^b					
	$d_1 = 10$ mm	$d_1 = 13$ mm	$d_1 = 16$ mm	$d_1 = 19$ mm	$d_1 = 22$ mm	$d_1 = 25$ mm
50	5	8	12	16	20	—
75	6	10	16	21	28	37
100	8	13	20	27	35	47
125	9	16	24	33	43	57
150	11	18	28	38	50	66
175	12	21	32	44	58	76
200	—	23	36	49	65	85
225	—	—	40	55	73	95
250	—	—	44	60	80	105
275	—	—	—	66	88	114
300	—	—	—	72	95	124
325	—	—	—	77	102	134
350	—	—	—	83	110	143

^a l_2 is the design value. For special conditions, e.g. through-deck stud welding, l_2 will be shorter.

^b Due to the tolerances, the values of mass are only approximate (specific weight = 7,85 kg/dm³), in kilograms per 1 000 pieces.

ANEXO B – CÁLCULO DO MOMENTO CRÍTICO ELÁSTICO PARA A ENCURVADURA LATERAL

$$G = \frac{210}{2(1 + 0,3)} = 80,77 \text{ GPa}$$

$$\alpha = 3$$

$$a = 4000 \text{ mm}$$

$$L_{cr} = 12000 \text{ mm}$$

$$\psi = \frac{593,57}{\frac{45,21 \times 12^2}{8}} = 0,7294$$

$$C_4 = 31,20 \quad \text{Figura 4.13}$$

$$I_{at} = \frac{1}{3}(200 \times 20^3 + 350 \times 8^3 + 150 \times 15^3) = 761816,67 \text{ mm}^4$$

$$I_{afz} = \frac{200^3 \times 20}{12} = 13333333,33 \text{ mm}^4$$

$$h_s = \frac{15}{2} + 350 + \frac{20}{2} = 367,50 \text{ mm}$$

$$z_e = 117,12 \text{ mm} \quad \text{equação 4.9}$$

$$I_2 = 565,49(117,12 - 42)^2 + \frac{\frac{1000}{12,73}(150 - 117,12)^3}{3} = 4121845,48 \text{ mm}^4$$

$$k_1 = \frac{3 \times 210 \times 4121845,48 \times 10^{-6}}{4} = 649,19 \text{ kN/rad}$$

$$k_2 = \frac{210 \times 8^3}{4(1 - 0,3^2)367,50} = 80,38 \text{ kN/rad}$$

$$k_s = \frac{649,19 \times 80,38}{649,19 + 80,38} = 71,52 \text{ kN/rad}$$

$$I_y = 3,47 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{ay} = 228610304,44 \text{ mm}^4$$

$$I_{az} = 17567016,67 \text{ mm}^4$$

$$c g_{top} = \frac{150 \times 15 \times 7,5 + 350 \times 8 \times 190 + 200 \times 20 \times 375}{9050} = 226,40 \text{ mm}$$

$$z_c = \frac{150}{2} + 226,40 = 301,40 \text{ mm}$$

$$z_f = \frac{367,50 \times 13333333,33}{17567016,67} = 278,93 \text{ mm}$$

$$z_j = 0,4 \times 367,50 \left(\frac{2 \times 13333333,33}{17567016,67} - 1 \right) = 76,15 \text{ mm}$$

$$z_s = 367,50 \frac{200^3}{200^3 + 150^3} + \frac{15}{2} - 226,40 = 39,56 \text{ mm}$$

$$e = \frac{10162,12 \times 228610304,44}{9050 \times 301,40(10162,12 - 9050)} = 765,84 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{\frac{367,50 \times 3,47 \times 10^8}{228610304,44}}{(278,93 - 39,56)^2 + \frac{228610304,44 + 17567016,67}{9050}} + \frac{2(278,93 - 76,15)}{765,84} = 1,08$$

$$M_{cr} = \frac{1,08 \times 31,20}{12000} \sqrt{\left(80,77 \times 761816,67 + \frac{73,10 \times 12000^2}{\pi^2} \right) 210 \times 13333333,33 \times 10^{-3}}$$

$$= 4990,52 \text{ kNm}$$

ANEXO C – RELATÓRIO DO EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO *TOOLKIT*

Composite Steel Structures - Beam Verification Toolkit
Instituto Superior Técnico | 2017

Analysis Report

Current date and time: terça-feira, 26-setembro-2017 15:22:45
Solution name: «exemplo»

BASIS OF DESIGN

INPUT DATA

profile: Custom
upper flange width: 150.00 mm
upper flange thickness: 15.00 mm
web height: 350.00 mm
web thickness: 8.00 mm
bottom flange width: 200.00 mm
bottom flange thickness: 20.00 mm
shear area: 3 360.00 mm²
major axis plastic section modulus: 1.34E+06 mm³

concrete height: 150.00 mm
concrete width: 4 000.00 mm

longitudinal reinforcement diameter: 12 mm
transversal reinforcement diameter: 12 mm
inferior mesh diameter: 12 mm
longitudinal reinforcement spacing: 150.00 mm
transversal reinforcement spacing: 200.00 mm
inferior mesh spacing: 200.00 mm
longitudinal reinforcement distance to top of concrete: 30.00 mm
transversal reinforcement distance to top of concrete: 42.00 mm

distance between the centres of outstand shear connectors: 100.00 mm
stud diameter: 19.00 mm
stud height: 125.00 mm

steel design stress: 275.00 MPa
concrete design stress: 20.00 MPa
reinforcement design stress: 434.78 MPa
stud ultimate tensile stress: 430.00 MPa

first span length: 10 000.00 mm
second span length: 12 000.00 mm

imposed load qk: 4.00 kN/m²

type of analysis: elastic linear

SHEAR LAG AND EFFECTIVE WIDTHS

@first span
 $Le = 0,85 \times 10000 = 8500 \text{ mm}$

$be_i = 8500 / 8 = 1062.5 \text{ mm}$
 $be_{ff} = 100 + 2 \times 1062.5 = 2225 \text{ mm}$

@second support

$Le = 0,25 \times (10000 + 12000) = 5500 \text{ mm}$
 $be_i = 5500 / 8 = 687.5 \text{ mm}$
 $be_{ff} = 100 + 2 \times 687.5 = 1475 \text{ mm}$

@second span

$Le = 0,85 \times 12000 = 10200 \text{ mm}$
 $be_i = 10200 / 8 = 1275 \text{ mm}$
 $be_{ff} = 100 + 2 \times 1275 = 2650 \text{ mm}$

LIMITATIONS IN THE USE OF PARCIAL CONNECTION

The minimum degree of shear connection should be determined as seen in EN1994-1-1: 6.6.1.2
the first span as a minimum of 40.00%
and the second span as a minimum of 42.68%

SHEAR STRESS VERIFICATION

the design plastic shear resistance is given in EN1993-1-1: 6.2.6 and the value is $V_{plrd} = 533.47 \text{ kN}$
the maximum shear stress along the beam is $V_{ed} = 329.45 \text{ kN}$
the shear effect on the moment resistance should be accounted for, as $0,5 \times 533.47 < 329.45$ and the steel yielding stress for the web needs to be reduced as seen in EN1993-1-1, 6.2.8
the value for ρ_0 is 5.53%
and the new value for the yielding stress is $f_{ywd} = 259.80 \text{ MPa}$

SHEAR BUCKLING VERIFICATION

the rules for shear resistance considering shear buckling are given in EN1993-1-5: 5.1(2)
the value of $h_w / t_w = 43.75 \leq 72 \times 0.92 / 1.20 = 55.46$
so there is no problem of shear buckling

CROSS-SECTION RESISTANCE

@ First Span

AREAS AND FORCES

areas of materials for the effective length:

steel = 9 050.00 mm²
concrete = 333 750.00 mm²
reinforcement = 1 677.61 mm²

forces:

steel = 2 446.19 kN
concrete = 5 673.75 kN
reinforcement = 729.40 kN

EQUILIBRIUM OF FORCES

evaluation of connection type:

$N_{cf} = \min\{ 5 673.75 ; 2 446.19 \} = 2 446.19 \text{ kN}$

$N_c = 0.40 \times 2 \ 446.19 = 978.48 \text{ kN}$
As $N_c < N_{cf}$ we have partial connection

plastic line evaluation:

$(n_c + f_{fs}) < (f_w + f_{fi}) \Rightarrow$ second plastic line on the steel profile web
 $z_{pl1} = 978.48 / (2 \ 225.00 \times 17.00) = 25.87 \text{ mm}$ from top of concrete
 $z_{pl2} = 220.38 \text{ mm}$ from top of concrete

Section classification

from the plastic line we conclude that α for the web is 0.16
also, the center of gravity is 382.67 mm from the bottom of the section
which gives a ψ for the web of 0.03

as seen in EN1994-1-1:5.5.1 the classification is as follow:
the web is Class 1
the bottom flange is Class 1
so the section is Class 1

EQUILIBRIUM OF MOMENTS

the determination of the resistance moments should be made accordingly to
EN1994-1-1, 6.2.1.2 for full connection and 6.2.1.3 for partial connection

the resistant moment for this section is: $M_{plrd} = 670.36 \text{ kNm}$

LIMIT ON THE RATIO BETWEEN M_{plrd} AND M_{plrda}

to ensure that ductile connectors may be spaced uniformly over a length
between adjacent critical cross-sections the next equation should
verify, as seen in EN1994-1-1, 6.6.1.3(3)

$M_{plrd} = 670.36 \leq 2,5 \times M_{plrda} = 922.99$; so it's verified

@ Second Support

AREAS AND FORCES

areas of materials for the effective length:

steel = 9 050.00 mm²
concrete = 221 250.00 mm²
reinforcement = 1 112.12 mm²

forces:

steel = 2 446.19 kN
concrete = 3 761.25 kN
reinforcement = 483.53 kN

EQUILIBRIUM OF FORCES

Negative moment with full connection

$(f_{as} + f_{fs}) < (f_w + f_{fi}) \Rightarrow$ plastic line on the steel profile web
 $z_{pl} = 339.45 \text{ mm}$ from top of concrete

Section classification

from the plastic line we conclude that α for the web is 0.50
also, the center of gravity is 196.51 mm from the bottom of the section
which gives a ψ for the web of -0.98

as seen in EN1994-1-1:5.5.1 the classification is as follow:
the web is Class 1
the bottom flange is Class 1
so the section is Class 1

EQUILIBRIUM OF MOMENTS

the determination of the resistance moments should be made accordingly to
EN1994-1-1, 6.2.1.2 for full connection and 6.2.1.3 for partial connection

the resistant moment for this section is: $M_{plrd} = -529.97$ kNm

LIMIT ON THE RATIO BETWEEN M_{plrd} AND M_{plrda}

to ensure that ductile connectors may be spaced uniformly over a length
between adjacent critical cross-sections the next equation should
verify, as seen in EN1994-1-1,6.6.1.3(3)

$M_{plrd} = 529.97 \leq 2,5 \times M_{plrda} = 922.99$; so it's verified

@ Second Span

AREAS AND FORCES

areas of materials for the effective length:

steel = 9 050.00 mm²
concrete = 397 500.00 mm²
reinforcement = 1 998.05 mm²

forces:

steel = 2 446.19 kN
concrete = 6 757.50 kN
reinforcement = 868.72 kN

EQUILIBRIUM OF FORCES

evaluation of connection type:

$N_{cf} = \min\{ 6 757.50 ; 2 446.19 \} = 2 446.19$ kN
 $N_c = 0.45 \times 2 446.19 = 1 100.78$ kN
As $N_c < N_{cf}$ we have partial connection

plastic line evaluation:

$(n_c + f_{fs}) < (f_w + f_{fi}) \Rightarrow$ second plastic line on the steel profile web
 $z_{pl1} = 1 100.78 / (2 650.00 \times 17.00) = 24.43$ mm from top of concrete
 $z_{pl2} = 190.96$ mm from top of concrete

Section classification

from the plastic line we conclude that alpha for the web is 0.07
also, the center of gravity is 392.29 mm from the bottom of the section
which gives a psi for the web of 0.06

as seen in EN1994-1-1:5.5.1 the classification is as follow:
the web is Class 1
the bottom flange is Class 1
so the section is Class 1

EQUILIBRIUM OF MOMENTS

the determination of the resistance moments should be made accordingly to

EN1994-1-1, 6.2.1.2 for full connection and 6.2.1.3 for partial connection

the resistant moment for this section is: $M_{plrd} = 694.72$ kNm

LIMIT ON THE RATIO BETWEEN M_{plrd} AND M_{plrda}

to ensure that ductile connectors may be spaced uniformly over a length between adjacent critical cross-sections the next equation should verify, as seen in EN1994-1-1, 6.6.1.3(3)

$M_{plrd} = 694.72 \leq 2,5 \times M_{plrda} = 922.99$; so it's verified

OTHER CONSIDERATIONS

EFFECTS OF CRACKING OF CONCRETE

where the extreme fibre tensile stress in the concrete exceeds twice the strength f_{ctm} , allowance shall be made for the effects of cracking
elastic neutral axis is 178.19 mm from the top of the concrete
the uncracked inertia is $I_{uc} = 8.02E+08$ mm⁴
therefore $W_{ely} = 4.50E+06$ mm³

the tensile stress on the extreme fibre of concrete is 12.19 MPa

as 12.19 is greater than $2 \times f_{ctm} = 5.80$ the concrete cracks and it should be accounted for. Moreover using a redistribution as seen in EN1994-1-1, 5.4.4, the value for the reduction is 15.00% and the new value for the design hogging moment is $0.85 \times -698.31 = -593.57$ kNm

LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS

M_{cr} evaluated as seen in ENV1994-1-1, Anex B.1.2
the span with highest sagging moment is $L_2 = 12\ 000.00$ mm
so ψ to evaluate C_4 is 72.94%
the value of α is 3
the spacing between beams is $a = 4.00$ m
value of C_4 is 31.20

St. Venant torsion constant is $I_{at} = 7.62E+05$ mm⁴
moment of inertia for the inferior flange on the minor axis is
 $I_{afz} = 1.33E+07$ mm⁴
distance between the centers of the flanges is $h_s = 367.50$ mm

the first root for the elastic neutral axis is
 $z_e = 117.12$ mm from the top of the slab
the second root for the elastic neutral axis is
 $z_e = 197.28$ mm from the top of the slab
so the value for the elastic neutral axis is
 $z_e = 117.12$ mm from the top of the slab

cracked inertia of the homogeneous slab is $I_2 = 4.12E+06$ mm⁴/m
flexural stiffness of the cracked slab in the direction transverse to the steel beam is $k_1 = 649.22$ kN/rad
flexural stiffness of the steel web is $k_2 = 80.38$ kN/rad
transversal stiffness per unit of length is $k_s = 71.52$ kN/rad

inercia for the major axis of the cracked composite section is
 $I_y = 3.47E+08 \text{ mm}^4$
major axis inercia of the steel section is $I_{ay} = 2.29E+08 \text{ mm}^4$
minor axis inercia of the steel section is $I_{az} = 1.76E+07 \text{ mm}^4$

distance between the barycenter of the steel section and half of the
slab's thickness is $z_c = 301.40 \text{ mm}$

$e = 765.85 \text{ mm}$
monosimetrical steel section: expression from ENV 1994-1-1, Anex B.1.4
 $I_{afz} > 0,5 I_{az}$
 $z_f = 278.93 \text{ mm}$
 $z_j = 76.15 \text{ mm}$
 $z_s = 39.57 \text{ mm}$
 $k_c = 1.08$

the value for the critical elastic moment is $M_{cr} = 4\,951.10 \text{ kNm}$
the characteristic resistance moment is $M_{rk} = 551.78 \text{ kNm}$
non-dimensional slenderness is $\lambda_{lt} = 0.33$

accordingly to EN1993-1-1, 6.3.2.2
from Table 6.4 the curve is d
from Table 6.3 the value of the imperfection factor is $\alpha_{lt} = 0.76$
with give a value of $\phi_{lt} = 0.61$

the reduction factor χ_{lt} is 89.84%
so there is a loss of 10.16% in resistance due to buckling effects

HEADED STUD CONNECTORS IN SOLID SLABS

From EN1994-1-1: 6.6.3.1 the design resistance is the minimum of
 $Pr_{d,1} = 78.03 \text{ kN}$ and $Pr_{d,2} = 83.33 \text{ kN}$

the number of connectors needed on the first and second critical lengths
are 13 and 19 so the spacing between studs must be smaller than 0.28 m

the number of connectors needed on the first and second critical lengths
are 15 and 21 so the spacing between studs must be smaller than 0.33 m

TRANSVERSE REINFORCEMENT IN SOLID SLABS

as seen in EN1994-1-1: 6.6.6 there are two important potencial surfaces of
shear failure, a-a and b-b. The design shear strength should be
determined in accordance with EN1992-1-1: 6.2.4
the adopted angle between the concrete compression strut and the
beam axis is 38.6° and the value for the cotangent of θ is 1.25

the design value of the longitudinal shear stress is 550.22 kN/m
which gives a stress on the surface a-a of 1.83 MPa
and a stress on the surface b-b of 1.44 MPa

the transverse reinforcement per unit of length is $11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$ for
surface a-a and $11.31 \text{ cm}^2/\text{m}$ for surface b-b giving a force
of 491.73 kN/m on the a-a and 491.73 kN/m on b-b

@Surface a-a
in EN1992-1-1, EQ6.21: $491.73 \times 1.25 = 615.98 \geq 275.11$
from EN1992-1-1, EQ6.22: $1.83 \leq 4.38$
so the transverse reinforcement is enough and the crushing of the
compression strut is prevented

@Surface b-b
in EN1992-1-1, EQ6.21: $491.73 \times 1.25 = 615.98 \geq 550.22$
from EN1992-1-1, EQ6.22: $1.44 \leq 4.38$
so the transverse reinforcement is enough and the crushing of the
compression strut is prevented

FINAL ULTIMATE LIMIT STATE VERIFICATION

@second support
Med = -593.57 kNm > $q_{xi} \times M_{rd} = -476.15$ kNm
the solution is not valid!

IN CASE OF NOT HAVING LATERAL BUCKLING

@first span
Med = 364.44 kNm < $M_{rd} = 670.36$ kNm
@second support
Med = -445.18 kNm < $q_{xi} \times M_{rd} = -529.97$ kNm
@second span
Med = 606.40 kNm < $M_{rd} = 694.72$ kNm

ERRORS THAT HAVE BEEN SPOTED
