



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

João Gabriel Ribeiro Mois

MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS MISTAS
DE AÇO E BETÃO EM EDIFÍCIOS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Luís Costa Neves e pelo Professor Doutor Luís Borges e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Novembro de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

João Gabriel Ribeiro Moïs

MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E BETÃO EM EDIFÍCIOS

MODELING OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES FOR BUILDINGS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Luís António Costa Borges e pelo Professor Doutor Luís Filipe da Costa Neves

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Novembro de 2020

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

A pessoa que mais agradeço o apoio e esforço despendido nestes últimos anos, é a Sra. Lauralice, minha mãe e atualmente colega de casa. Tenho a plena ciência de que se não fosse por ela, nada do que aconteceu nos meus últimos 6 anos em Coimbra seria possível.

Agradeço também o meu principal núcleo familiar pelo apoio e por acreditar em mim desde o momento que saí de casa para enfrentar o desafio que é viver longe da família. Pedro, Ana, Francisco, Ziléa, Stella, Danilo, Luís, Denise, Letícia e Luísa, muito obrigado pelo carinho e atenção em todos os momentos difíceis, apesar da distância de um oceano que nos separou.

Do corpo docente do Departamento de Engenharia Civil, devo sinceros agradecimentos ao professor Luís Costa Neves por ter me acompanhado na jornada que é escrever uma dissertação, e por ter tido paciência em todos os momentos, me ajudando com as dificuldades que apresentei diante das situações que não possuía experiência para resolver.

Outro docente que me ajudou desde o momento que conheci no DEC, foi o professor Jorge Almeida e Sousa. Agradeço imensamente por ter me ajudado, e ajudado aos meus colegas, em áreas que nem sequer eram a de sua dominância, sempre com muita didática e paixão.

Não posso me esquecer dos meus colegas de trabalho. José Heitor e Ana Serva, vocês foram essenciais para o meu sucesso no percurso académico. Tiago, Carolina, André, Francisca e Mafalda, o papel de vocês também foi de suma importância durante estes últimos anos.

Matheus, Guilherme, Denner, Tito, Gabriella, Gabriel, João Bernal, Julia, Mariana, João Marcelo, João Batista, Caio, Ivo, Pedro, Felipe, Isadora, Mário, Ravi, Felipe, Simão, entre muitos outros que poderia citar, muito obrigado por terem sido minha família enquanto os de verdade estavam longe, vocês foram incríveis.

RESUMO

O presente documento é dividido em duas partes principais: uma revisão bibliográfica para abordar a teoria acerca das estruturas mistas, e uma parte analítica.

A revisão bibliográfica abrange assuntos como o enquadramento histórico do estudo e utilização destes elementos e as principais soluções utilizadas no mercado atual para diversos elementos estruturais, além da apresentação das principais vantagens na utilização das estruturas mistas em edifícios. A parte principal da revisão bibliográfica é basicamente o levantamento da maioria dos pormenores que a norma europeia considera importante na fase de modelação de estruturas mistas, além da apresentação das diferentes possibilidades se tratando de análise estrutural e as diferenças entre análise fendilhada ou não-fendilhada.

No que diz respeito aos pormenores de modelação, sempre que possível foi exemplificado como são consideradas as diferentes situações através do software Robot Structural Analysis.

Após a revisão bibliográfica, são apresentados todos os modelos que foram analisados no software em causa. Primeiramente foram realizadas análises em vigas simplesmente apoiadas e isoladas de forma a encontrar as metodologias de modelação que geram modelos com os resultados mais próximos do cálculo manual das secções mistas, buscando sempre a metodologia mais eficiente.

Após comparar os resultados obtidos na primeira análise, foram escolhidas as modelações mais confiáveis e eficientes para serem utilizadas na análise de um edifício genérico. Foi modelado um edifício misto para cada metodologia em causa, comparando os resultados obtidos e então tirando conclusões acerca da eficiência destas metodologias.

Palavras chave: Estruturas mistas aço-betão; modelação estrutural; análise estrutural; análise elástica linear; análise não-fendilhada; análise fendilhada; Robot Structural Analysis; largura efectiva.

ABSTRACT

The objective of this document is to present alternatives in regards structural modeling, its analysis and different composite solutions. In order to do so, the document is divided into two main parts: a bibliographic review of composite structures theories, and an analytical part.

The bibliographic review covers subjects like the historical framework of the study and use of these elements and the actual usual solutions of composite elements, in addition to the main advantages in the use of various composite solutions. The main part of the bibliographic review is a survey about the most important aspects considered by the European Regulation when modeling composite structures is presented as well as different options for a structural analysis, and the difference between cracked and un-cracked analysis.

When the aspects of modeling are presented, whenever possible it was exemplified how the different situations are considered through the software Robot Structural Analysis.

Following the bibliographic review, all models that were analyzed in the preparation of this document are presented. Focusing on the finding of the most efficient modeling methodology, combined with outcome models with realistic results, analysis were performed on beams with perfect hinge and isolated. After comparing the results, the most reliable and efficient models were chosen to be used in building project, therefore considered different methodologies.

A composite building was then modeled for each explored methodology, comparing the results and drawing conclusions about the efficiency of these methodologies.

Keywords: Steel-concrete composite structures; structural modeling; structural analysis; linear elastic analysis; un-cracked analysis; cracked analysis; Robot Structural Analysis; effective width

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos da dissertação.....	2
1.3. Estrutura da dissertação.....	3
1.4. Regulamentação.....	4
2. ESTADO DO CONHECIMENTO.....	6
2.1. Enquadramento histórico.....	6
2.2. Caracterização das soluções convencionais.....	11
2.2.1. Vigas mistas.....	11
2.2.2. Lajes mistas.....	14
2.2.3. Conectores de corte.....	16
2.3. Vantagens e desvantagens na utilização das estruturas mistas.....	19
3. ANÁLISE, MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO.....	22
3.1. Introdução.....	22
3.2. Dimensionamento.....	23
3.3. Métodos de análise global.....	23
3.3.1. Termos gerais.....	23
3.3.2. Análise global elástica linear.....	24
3.3.3. Análise rígido-plástica.....	25
3.3.4. Análise não-linear.....	26
3.3.5. Análise para Estados Limites de Serviço.....	26
3.4. Modelação.....	26
3.4.1. Modelação das ligações.....	26
3.4.2. Interação terreno-estrutura.....	29
3.4.3. Excentricidade dos eixos.....	29
3.4.4. Estabilidade.....	30
3.4.5. Imperfeições.....	32
3.4.6. Classificação das secções.....	34
3.4.7. Largura efetiva e o efeito “Shear-Lag”.....	36
3.4.8. Fluência/Retração do betão.....	39
3.4.9. Fendilhação do betão.....	40
3.4.10. Redistribuição de momentos fletores.....	42
3.4.11. Outros aspetos.....	43
4. MODELOS PARA ANÁLISE.....	45

4.1. Vigas simplesmente apoiadas	45
4.1.1. Considerações iniciais	45
4.1.2. Materiais e ações	46
4.1.3. Cálculo manual	46
4.1.4. Cálculo computacional	48
4.2. Edifício misto	49
4.2.1. Considerações iniciais e conceção estrutural.....	49
4.2.2. Materiais, ações e pré dimensionamento.....	51
4.2.3. Modelos	52
5. RESULTADOS	57
5.1. Análise isolada de vigas simplesmente apoiadas	57
5.1.1. Cálculo manual	57
5.1.2. Cálculo computacional	58
5.1.3. Conclusões.....	61
5.2. Análise global de um edifício misto	63
5.2.1. Considerações iniciais	63
5.2.2. Modelo E1	63
5.2.3. Modelo E2	64
5.2.4. Modelo E3	64
5.2.5. Modelo E4	65
5.2.6. Conclusões.....	65
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Conectores de corte, laje/viga mista e pilares mistos, respetivamente (Barcelos & Milani, 2017)	1
Figura 1.2 - Torre de Oriente (Elevo, 2020) e Torres de São Rafael e São Gabriel (A2P, 2020), respetivamente.....	2
Figura 2.1 - Ponte de Coalbrookdale (Inglaterra) (Structurae, n.d.).....	7
Figura 2.2 - Melan Arch Bridge (Iowa, USA) (Bridgehunter.com, n.d.).....	7
Figura 2.3 - Metodologia de Julius Kahn para vigas mistas (Structure Magazine, 2013).....	8
Figura 2.4 - Conectores de corte com varões em espiral (Tristão, 2002).....	8
Figura 2.5 - Chapa metálica do tipo Hibond (Adsausage, n.d.)	9
Figura 2.6 - Construção de edifícios mistos na Europa desde 1980.....	10
Figura 1.7 - Torre Burgos (Porto) (Portuguese Matters, 2016) e Tabuleiro ferroviário da ponte 25 de Abril (Lisboa) (Patrimônio Cultural, 2020), respetivamente.....	11
Figura 1.8 - Exemplos correntes de vigas mistas aço-betão (Gonçalves N. C., 2013).....	12
Figura 2.9 - Exemplo de viga mista alveolada com instalações (Neto, 2014)	12
Figura 2.10 - Solução mista do tipo Steel-Joist, sem painel interior (Warehouse, 2014)	13
Figura 2.11 - Solução mista pré-esforçada – Ponte de Condet – Indonésia (Nelsen & de Souza, 2012)	13
Figura 2.12 - a) Laje mista maciça; b) Laje mista nervurada (Vasconcellos, 2006)	14
Figura 2.13 - Conexões chapa-camada de betão (Gonçalves J. R., 2016).....	15
Figura 2.14 - Corte transversal laje mista slim-floor (ArcelorMittal, 2013)	16
Figura 2.15 - Tipos de interação aço-betão (Alva & Malite, 2005)	17
Figura 2.16 - Gráfico força-escorregamento em diferentes tipos de conectores de corte (Sales, 2014).....	18
Figura 2.17 - Exemplos de conectores de corte utilizados no mercado (Cruz, Valente, Veríssimo, Paes, & Fakury).....	18
Figura 3.1 - Curva Momento-Rotação (de Almeida, 2014)	28
Figura 3.2 – Definição de articulações para ligações articuladas/contínuas e para articulações semicontínuas, respetivamente, no Robot	28
Figura 3.3 - Características do apoio elástico no Robot	29
Figura 3.4 - Parâmetros para cálculo do fator crítico da estrutura	31
Figura 3.5 - Imperfeição de membros individuais- Tabela 6.5 da norma (CEN, EN1994-1-1, 2004).....	33
Figura 3.6 - Criação do caso de carga especial para ações das imperfeições, segundo o Robot.	34
Figura 3.7 - Classificação de banzos em elementos mistos parcialmente revestidos por betão. (Pimentel, 2013)	35
Figura 3.8 – Distribuição de tensões transversais no banzo de betão (Silva & Dias, 2018). ...	36
Figura 3.9 - Distribuições de tensões na largura da viga para definição de beff.....	37
Figura 3.10 - Definição de Le para o cálculo da largura efetiva (CEN, EN1994-1-1, 2004)...	38
Figura 4.1 – a) Secção mista; b) Secção mista homogeneizada em aço.....	47
Figura 4.2 - Modelos 3D para vigas simplesmente apoiadas	48

Figura 4.3 – Exemplo de atribuição dos dados da secção genérica, no ROBOT	49
Figura 4.4 - a) Planta de Vigas; b) Planta de Pilares	50
Figura 4.5 - Modelos de edifício misto	53
Figura 5.1 - Tensões normais na secção homogeneizada, segundo o cálculo manual para vigas S.A	58

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Comparação entre diferentes soluções estruturais, adaptado de (Calado & Santos, 2010)	20
Quadro 3.1 - Limites para redistribuição de momentos negativos, em percentagem do valor inicial – adaptado de (CEN, EN1994-1-1, 2004)	43
Quadro 4.1 - Materiais utilizados nas vigas S.A	46
Quadro 4.2 - Dados das secções para o cálculo manual	47
Quadro 4.3 – Cargas e pré dimensionamento da laje para um edifício misto.	51
Quadro 4.4 - Grupos de Vigas e Pilares, de acordo com as plantas da Figura 4.4	52
Quadro 4.5 - Cálculo e resumo das larguras efetivas.	54
Quadro 4.6 - Secções genéricas atribuídas ao modelo E2	55
Quadro 4.7 - Secções genéricas atribuídas ao modelo E3	56
Quadro 5.1 - Resultado manual para o momento fletor e flecha máxima em vigas S.A.....	57
Quadro 5.2 - Resultados para o Modelo A de vigas S.A.....	58
Quadro 5.3 - Resultados para o Modelo B de vigas S.A.....	59
Quadro 5.4 - Resultados para o Modelo C de vigas S.A.....	60
Quadro 5.5 - Resultados para o Modelo D de vigas S.A.....	60
Quadro 5.6 - Resultados para o Modelo E de vigas S.A.....	61
Quadro 5.7 - Resultados para o Modelo F de vigas S.A.....	61
Quadro 5.8 - Comparação dos resultados para vigas S.A.....	62
Quadro 5.9 - Resultados para o Modelo E1.....	63
Quadro 5.10 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E1	63
Quadro 5.11 - Resultados para o Modelo E2.....	64
Quadro 5.12 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E2	64
Quadro 5.13 - Resultados para o Modelo E3.....	64
Quadro 5.14 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E3	65
Quadro 5.15 - Resultados para o Modelo E4.....	65
Quadro 5.16 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E4	65

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Quando são referidas estruturas mistas em aço e betão, tratam-se de estruturas compostas por elementos construtivos nos quais são encontrados os dois materiais conjugados, funcionando solidariamente, aproveitando ao máximo o comportamento ideal de ambos materiais às diferentes solicitações, sendo possível otimizar a estrutura em diversos aspetos. (Calado & Santos, 2010)

Podemos encontrar soluções mistas principalmente em vigas e lajes, podendo também ser encontrado em pilares e nas ligações entre elementos, como exemplificado na Figura 1.1.

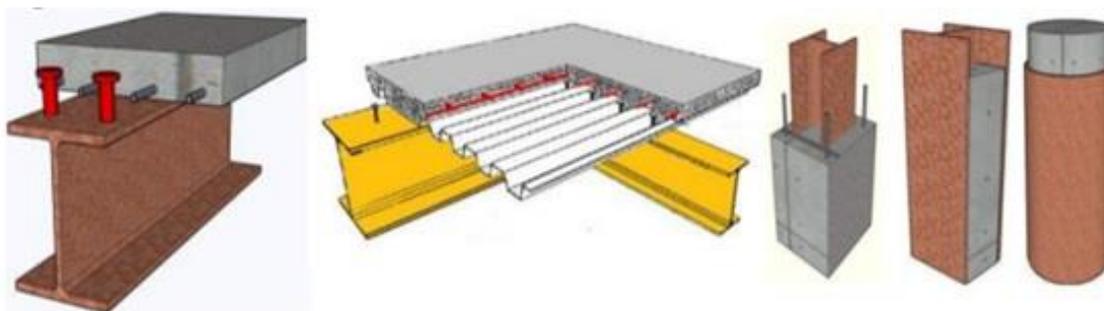


Figura 1.1 – Conectores de corte, laje/viga mista e pilares mistos, respetivamente (Barcelos & Milani, 2017)

A utilização deste tipo de estrutura traz diversos benefícios, sendo a maioria relacionados à vantagens econômicas, por exemplo pelo fato de ser possível um elevado grau de otimização da estrutura de uma obra em geral, levando em conta o melhor funcionamento dos diferentes materiais (Pimentel, 2013). A logística da obra, pela sua maior facilidade construtiva, também é relevante, pois além desta redução envolver vantagens econômicas, otimiza a duração e a sustentabilidade do empreendimento.

Em termos de desvantagens na utilização de estruturas mistas, a escassez de mão de obra especializada e a falta de conhecimento nesta área, fazem com que este não seja tão explorado quando comparado com soluções estruturais mais convencionais. A complexidade relacionada à modelação computacional de estruturas mistas aço-betão, tema central desta dissertação, está incluída nas desvantagens associadas à mão de obra e falta de conhecimento.

A partir dos anos 90, é notável o aumento do número de obras realizadas com estruturas mistas de aço e betão em Portugal e no resto do mundo (Calado & Santos, 2010), podendo ser encontrada esta temática em planos de estudo de algumas entidades de ensino superior. O motivo desta evolução está associado à elaboração das normas europeias para a construção civil, os Eurocódigos (Pimentel, 2013). Alguns exemplos de edifícios compostos por estruturas mistas de aço e betão localizados em Lisboa, são mostrados na Figura 1.2.



Figura 1.2 - Torre de Oriente (Elevo, 2020) e Torres de São Rafael e São Gabriel (A2P, 2020), respetivamente

1.2. Objetivos da dissertação

Esta dissertação dedica-se principalmente ao levantamento teórico e prático das dificuldades associadas à modelação e análise de estruturas mistas de aço e betão. A parte teórica se baseia principalmente no que é proposto pela regulamentação europeia no âmbito destas estruturas, e nos diferentes tipos de análise estrutural a se realizar nestes elementos, enquanto na prática são executadas e analisadas diferentes metodologias de modelação estrutural, através do software comercial *Robot Structural Analysis*. A eficiência das metodologias utilizadas é baseada principalmente na confiança/exatidão dos cálculos computacionais quando comparados com o cálculo manual, porém o trabalho despendido na modelação em causa também pode vir a ser bastante importante na avaliação desta eficiência.

A pesquisa bibliográfica para elaboração deste documento contém as principais características dos elementos utilizados nas modelações realizadas junto de informações acerca do comportamento mecânico destes elementos quando solicitados. Também são exemplificadas as soluções mais convencionais que compõem a família das estruturas mistas além de compará-las com as soluções mais utilizadas atualmente, assim como as principais vantagens e desvantagens associadas à utilização deste tipo de estrutura.

No fim, o intuito desta dissertação é encontrar a metodologia mais eficiente para a modelação computacional de estruturas mistas, destinado a estudantes ou profissionais da área de projeto.

O objetivo pessoal da elaboração desta tese é o estudo das estruturas mistas para melhor compreensão acerca do seu comportamento, principalmente em projeto de edifícios, tendo em conta os pormenores impostos pela regulamentação e as dificuldades que a modelação computacional pode trazer.

1.3. Estrutura da dissertação

O presente documento é composto por 6 capítulos principais, que são compostos por diferentes subcapítulos.

O primeiro capítulo contém a introdução do tema abordado pela dissertação onde é feito um breve levantamento de informações importantes sobre as estruturas mistas, além de focar no objetivo da realização de uma tese com esta temática. Também é explicada a estrutura do documento (presente subcapítulo) e por fim é relacionada toda a regulamentação utilizada para cumprimento dos pormenores de modelação.

No segundo capítulo está a primeira parte da revisão bibliográfica. Primeiramente é feito um enquadramento histórico do estudo e da utilização das estruturas mistas em Portugal e no mundo. Posteriormente, são relacionadas as diferentes soluções estruturais mistas exploradas atualmente no mercado, no que diz respeito a vigas e lajes, contendo informações sobre os conectores de corte presentes na interface dos dois materiais nestes elementos. Por fim é feita uma comparação das estruturas convencionais (puramente aço ou betão) com as estruturas mistas em aspetos importantes como o económico a sustentabilidade, levantando em conta as principais vantagens e desvantagens na utilização de estruturas mistas de aço-betão.

No terceiro capítulo está a parte teórica mais importante desta dissertação. Primeiramente, são feitas considerações breves sobre o dimensionamento deste tipo de estruturas para que seja mais bem compreendida as análises realizadas mais à frente. Há também dois subcapítulos dedicados a levantar os principais pormenores considerados na modelação/análise realizada nos capítulos posteriores. Estes pormenores são na sua maioria aquilo que a norma EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) exige acerca destes assuntos.

No quarto capítulo são apresentados todos os modelos utilizados nas diferentes metodologias, enquanto a apresentação e análise dos resultados obtidos para as respetivas modelações são

realizadas no quinto capítulo. Por fim, no sexto capítulo, são apresentadas as considerações tiradas com realização desta dissertação.

1.4. Regulamentação

Na modelação, deve ser levado em conta os diferentes tipos de solicitação, a variabilidade dos materiais e os defeitos provenientes da construção para poder reduzir a probabilidade de falha da estrutura durante seu tempo de vida. Estudos sobre este assunto foram iniciados em 1950 e resultaram na incorporação dos antigos fatores de segurança para os materiais e carregamentos, sendo o início da filosofia do dimensionamento para os estados limites (Johnson, 1994).

A primeira aplicação desses estudos se deu no Reino Unido em 1972 com códigos no âmbito do betão e são utilizados até hoje para o dimensionamento de estruturas. O trabalho a partir da elaboração de códigos internacionais para regras de dimensionamento/análise de estruturas começou após a Segunda Guerra Mundial, primeiramente para o betão e posteriormente para o aço. O primeiro código internacional no âmbito das estruturas mistas veio com a criação do *Joint Committee on Composite Structures*, em 1972, onde foi elaborado o Model Code, lançado em 1981. (Johnson, 1994)

Em 1982 a *Comissão Europeia* iniciou a elaboração dos códigos internacionais hoje conhecidos como EUROCODES. Os documentos elaborados entraram em vigor nos 12 países que pertenciam à *Comunidade Económica Europeia (EEC)* na altura, até que em 1990 os países pertencentes à *Associação Europeia de Livre Comercio (EFTA)* aderiram à causa, passando então a responsabilidade da *EFTA* para o *Comité Européen Normalisation (CEN)*, órgão responsável pelos atuais Eurocódigos. (Johnson, 1994)

Existem hoje 9 Eurocódigos divididos em cerca de 50 partes, abrangendo diversas áreas da construção e suas respetivas regras, e estão em vigor em 19 países. As normas utilizadas para elaboração desta dissertação são as citadas abaixo:

- Eurocode 0 (EN 1990): Basis of design; (CEN, EN1990, 2002)
- Eurocode 1 (EN 1991): Actions in structures. Parts 1-7: General rules and gravity and impressed loads, fire, snow, wind, temperature, actions during construction and accidental actions.; (CEN, EN1991-1-(1-7), 2002)
- Eurocode 2 (EN 1992): Part 1.1, Design of concrete structure; General rules and rules for buildings; (CEN, EN1992-1-1, 2004)
- Eurocode 3 (EN 1993): Part 1.1, Design of steel structures; General rules and rules for buildings; (CEN, EN1993-1-1, 2005)

- Eurocode 4 (EN 1994): Part 1.1, Design of composite steel and concrete structures; General rules and rules for buildings. (CEN, EN1994-1-1, 2004)

A mais importante para a elaboração deste trabalho é sem dúvida a norma EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). Falando de resistência de elementos, este código é utilizado apenas quando estão sendo tratados requisitos associados à resistência última, utilização, durabilidade e resistência ao fogo. Requisitos de isolamento térmico e acústico, por exemplo, não são tratados na presente norma (Calado & Santos, 2010), e é nela que se encontram os pormenores associados à modelação para análise estrutural, assunto base desta tese. É evidente a ligação que a EN 1994 tem com as normas EN 1992 (CEN, EN1992-1-1, 2004) e EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005), isto pelo fato das estruturas mistas conjugarem ambos os materiais sobre os quais estes códigos se aplicam.

As normas EN 1990 (CEN, EN1990, 2002) e EN 1991 (CEN, EN1991-1-(1-7), 2002) são utilizadas na fase de cálculo das ações e atribuição destas sobre a estrutura que se pretende analisar. A primeira em relação às bases de cálculo e a segunda em relação às ações e como estas são aplicadas em uma estrutura.

2. ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1. Enquadramento histórico

Como já mencionado, um elemento estrutural é considerado misto quando existe mais de um material funcionando solidariamente em sua secção transversal, ou seja, ambos contribuindo para a resistência global do elemento estrutural. Dependendo da posição do material na composição do elemento, é possível buscar suas principais características resistentes, otimizando o funcionamento da estrutura de modo a trazer diversas vantagens que justificam a sua utilização.

Este conceito existe há muito tempo no universo da construção civil, e apesar do campo das estruturas mistas não ser tão evoluído e conhecido, quando comparado com as estruturas de betão ou puramente metálicas, é notável a evolução que houve nesta área durante o último século, fruto de muitos estudos em diferentes partes do mundo.

Atribuem-se as primeiras utilizações de elementos mistos aos Assírios, Gregos e Romanos. Estas civilizações antigas usavam de diferentes matérias para unir as suas melhores características, com um conceito semelhante ao atual sobre estruturas mistas. Os Assírios usavam tijolos de barro forrados com palha visando um melhor isolamento acústico enquanto os Gregos e Romanos revestiam o interior de paredes com outros materiais com o mesmo objetivo (Calado & Santos, 2010).

As primeiras utilizações de estruturas mistas como as que conhecemos hoje, vieram principalmente do Reino Unido, com *Howe* e *Thomas e Pratt*. Ambos realizando estruturas compostas por madeira e ferro forjado dispostas em treliças, diferenciadas apenas na posição que se encontrava o ferro forjado. Naquela época este tipo de estrutura era muito utilizada em pontes, como indicado na Figura 2.1, podendo ser encontradas até hoje em zonas rurais da Inglaterra (Calado & Santos, 2010).



Figura 2.1 - Ponte de Coalbrookdale (Inglaterra) (Structurae, n.d.)

Os primeiros estudos no âmbito das estruturas mistas são atribuídos à *Melan*, engenheiro austríaco que realizou uma série de ensaios em vigas com secção em “I” envoltas por betão, mas sem o conceito da conexão por contato (que futuramente melhoraria o funcionamento global), sendo o atrito a única interação entre os dois materiais. Estes estudos serviram basicamente para estudar a influência que o betão exercia nestas vigas em relação ao comportamento quando em situação de fogo. Modelos com este conceito foram patenteados em 1893 e utilizados na época em construções de pontes em arco e em pavimentos (Pimentel, 2013).

Outras antigas utilizações de estruturas mistas consideradas próximas das utilizadas atualmente são atribuídas à *Melan Bridge* (tecnologia de *Jospeh Melan*), indicada na Figura 2.2, e ao edifício *Methodist Building*, ambos encontrados nos Estados Unidos, datados de 1894 (Nethercot, 2003) (De Nardin, 1999). Em ambos os casos foram usadas vigas metálicas envolvidas por betão estrutural, porém com o principal intuito de trazer melhor comportamento em situações de incêndio e corrosão a estes elementos, como estudado pelo engenheiro austríaco.



Figura 2.2 - Melan Arch Bridge (Iowa, USA) (Bridgehunter.com, n.d.)

Ainda no âmbito das vigas mistas, foram feitos estudos importantes durante os anos 20, no Canadá pela *Dominion Bridge Company* em 1922, além de ensaios realizados no Reino Unido pelo *National Physical Laboratory* em 1925 (Calado & Santos, 2010). Na mesma década, é patenteada em 1926 por *Julius Kahn*, engenheiro americano, uma metodologia muito importante para a evolução do conhecimento no âmbito das estruturas mistas. *Kahn* inventou um tipo de viga em que os banzos superiores eram recortados e levantados para poder existir uma conexão mais efetiva entre os materiais utilizados, trazendo maior rigidez global ao elemento e um comportamento solidário, mais próximo da ideia atual de estrutura mista. A metodologia associada ao engenheiro é mostrada na Figura 2.3 (Nethercot, 2003).

Foi na Suíça nos anos 30 que se consolidaram os estudos sobre as conexões mecânicas de corte entre os materiais em causa. Foram realizados estudos sobre vigas metálicas nas quais eram soldados varões metálicos em espiral para trazer mais rigidez ao elemento estrutural quando betonado (Figura 2.4), mesmo conceito utilizado no modelo de *Kahn* (Calado & Santos, 2010).

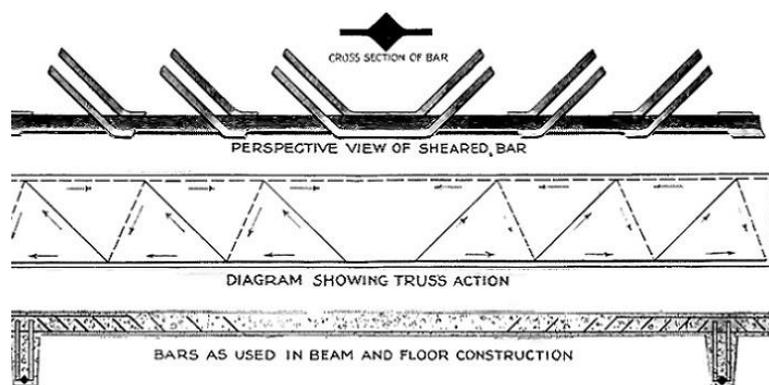


Figura 2.3 - Metodologia de Julius Kahn para vigas mistas (Structure Magazine, 2013)

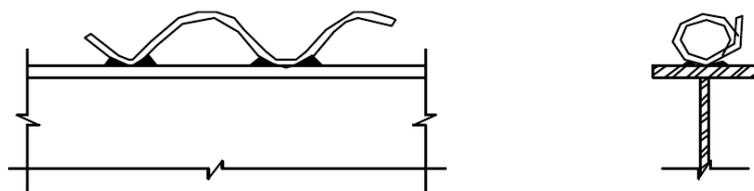


Figura 2.4 - Conectores de corte com varões em espiral (Tristão, 2002)

Com o aumento no número de estudos e na utilização deste tipo de estrutura, principalmente nos Estados Unidos, Canadá e Inglaterra, foram descobertos ao longo dos anos, cada vez mais vantagens na utilização de estruturas mistas, e com isso foi necessária a elaboração de códigos que regulamentassem a utilização e tudo que envolvia este tipo de estrutura. Em 1930 foi

elaborado pelo *New York Building Code*, o primeiro código americano que abrangia as estruturas mistas, sendo incorporado ao código nacional oficial elaborado pelo *American Association of State Highway Officials (AASHO)* em 1944 (Marconcin, 2008).

No âmbito das lajes mistas, a utilização de chapas metálicas para resistência existe desde os anos 20. Se trata de um tipo de chapa resistente, tendo o betão apenas como nivelador do piso e como protetor em caso de fogo e corrosão (Pimentel, 2013). Foi nos anos 50 que houve um maior avanço nos estudos e na utilização deste tipo de laje, primeiramente eram utilizadas chapas perfiladas que contavam com uma rede eletrossoldada como conexão entre o betão (conhecidas como *Cofar*), sendo sua resistência razoavelmente comparável com a resistência de uma laje feita de betão armado, para posteriormente, em 1961 patentear a utilização de chapas trapezoidais, excluindo a utilização de rede eletrossoldadas para a conexão. Este tipo de laje mencionada por último é considerada a precursora das utilizadas atualmente para lajes mistas, conhecidas como *Hibond* (Figura 2.5), e foram patenteadas pela *Inland-Reyson Company* (Pimentel, 2013).

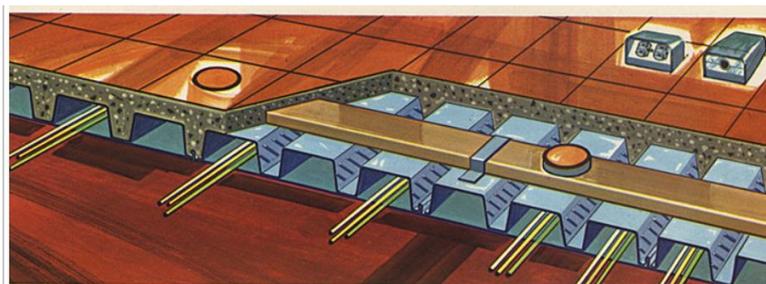


Figura 2.5 - Chapa metálica do tipo Hibond (Adsausage, n.d.)

Nos anos 50/60 ainda haviam muitas descobertas a serem feitas, principalmente no que diz respeito à solidarização mecânica entre os materiais. Com o tempo o betão parou de servir apenas para aumentar a durabilidade da estrutura e passou a tomar a função resistiva do elemento estrutural. O avanço nos estudos sobre os conectores foi essencial para alavancar a utilização de estruturas mistas no mercado. Agora com um melhor funcionamento estrutural, o grau de otimização das estruturas evoluiu fortemente, trazendo uma grande busca pelo conhecimento e mais interesse sobre estruturas mistas durante os anos 80.

No que diz respeito a pilares mistos, há alguns estudos considerados os precursores na investigação em torno destes elementos estruturais, realizados principalmente nos Estados Unidos e no Canadá (Nethercot, 2003).

Com a descoberta de novas vantagens, juntamente com a elaboração dos regulamentos, as técnicas de dimensionamento e análise de estruturas mistas foram sendo cada vez mais aperfeiçoadas até moldar o cenário atual. Hoje em dia, este tipo de estrutura é bastante utilizado em edifícios de alta envergadura, por se tratar de estruturas mais versáteis e otimizadas, e em pontes mistas, pelos mesmos motivos e outros que serão tratados mais à frente.

O gráfico contido na Figura 2.6 mostra uma linha do tempo que contém os edifícios construídos na Europa com estruturas mistas a partir de 1980 até os dias atuais (segundo a base de dados do site *Skyscraper Center* (The Skyscraper Center, n.d.)), assim como um mapa das suas localizações, na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** Após a leitura deste capítulo não é de se espantar que a maioria deles se encontre no Reino Unido.

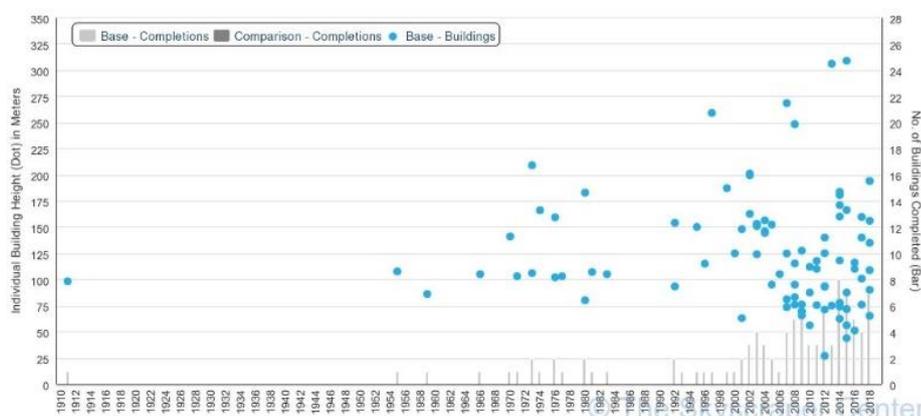


Figura 2.6 - Construção de edifícios mistos na Europa desde 1980

Antes de 2000/2004, época da construção das Torres de São Rafael e São Gabriel em Lisboa, as obras com estruturas mistas em Portugal se limitavam a pequenos edifícios ou parques de estacionamento, enquanto hoje já existem alguns edifícios, pontes e viadutos utilizando estas soluções, como mostra a Figura 2.7.

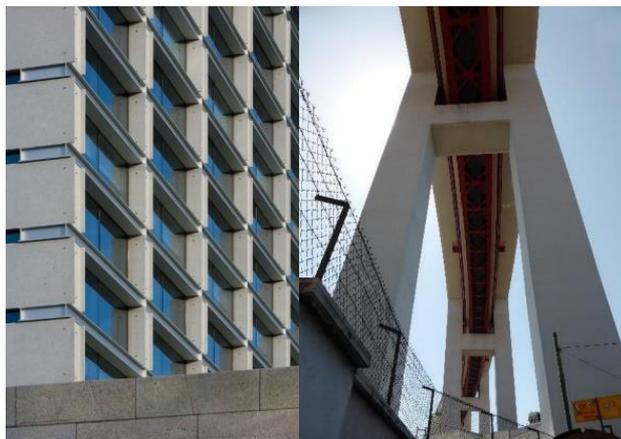


Figura 2.7 - Torre Burgos (Porto) (Portuguese Matters, 2016) e Tabuleiro ferroviário da ponte 25 de Abril (Lisboa) (Patrimônio Cultural, 2020), respetivamente

2.2. Caracterização das soluções convencionais

2.2.1. Vigas mistas

As vigas são os elementos mais estudados e utilizados em projetos de edifícios mistos e estão diretamente relacionados com o funcionamento global da estrutura pela sua ligação com os outros elementos. São também os elementos com mais diversificação neste mercado, algumas variações com mais utilização e outras com menos.

O funcionamento das vigas mistas está diretamente relacionado ao funcionamento dos banzos de betão devido à sua conexão mecânica através dos conectores de corte. Trata-se de perfis metálicos laminados, soldados ou tubulares geralmente à tração trabalhando solidariamente com o banzo de betão proveniente da laje. Estes perfis podem ser revestidos por betão ou não, sendo estes primeiros os menos suscetíveis à encurvadura lateral devido ao efeito de contraventamento que o betão estrutural exerce sobre o aço. As vigas, que são mais usuais na forma de perfis “I” ou “H”, podem apresentar monossimetria ou bissemetria em torno de seu eixo principal, o que muda completamente o seu comportamento dependendo da solicitação em causa.

A Figura 2. mostra algumas soluções correntes em vigas mistas, contendo também os diferentes tipos de laje, podendo ser maciça ou nervurada por exemplo, assunto tratado mais a frente.



Figura 2.8 - Exemplos correntes de vigas mistas aço-betão (Gonçalves N. C., 2013)

A construção com elementos mistos permite a utilização de perfis metálicos com menor altura, diminuindo com isso a altura total do edifício. Como a limitação da altura dos edifícios é frequentemente imposta pela regulamentação, utilizar soluções mistas como as vigas alveoladas pode ser muito interessante. Estes elementos possuem aberturas na alma do perfil metálico e vem sendo muito utilizada atualmente pela sua versatilidade e pelos fatores económico e visual da obra em geral. Apesar da alma destes perfis ser maior do que de perfis convencionais, a altura do pé-direito pode ser poupada pela possibilidade de passar tubagens ou outras instalações através dos buracos presentes na sua alma, como mostrado na Figura 2.97.

Quando a altura reduzida é somada andar por andar, às vezes é possível obter um piso adicional, respeitando a altura máxima do edifício e obtendo custos interessantes de obra, relacionados a maior exploração da empreendimento (Neto, 2014).



Figura 2.97 - Exemplo de viga mista alveolada com instalações (Neto, 2014)

Outro tipo de solução interessante, mas não tão utilizada, são as vigas do tipo treliça mista ou *Steel-Joist* (Figura 2.8). As treliças mistas são uma alternativa bastante eficiente para vencer grandes vãos. Geralmente são construídas com perfis tipo cantoneira e em grande parte dos casos possui um painel com aberturas no seu interior. Este tipo de painel tem como objetivo

principal possibilitar a passagem de dutos, dificultada nos quadros com a presença de diagonais (Trindade, Fernandes, & Júnior, 2017), assim como nas vigas alveoladas.

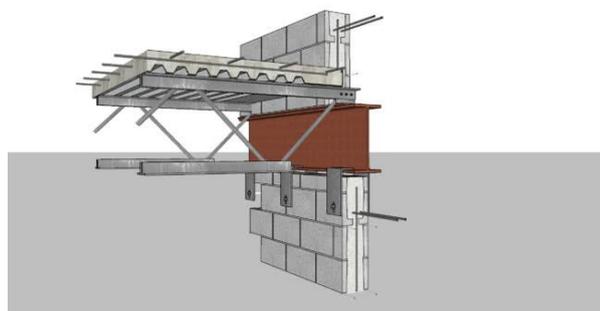


Figura 2.80 - Solução mista do tipo Steel-Joist, sem painel interior (Warehouse, 2014)

As vigas mistas com pré-esforço externo, mostradas na Figura 2.9, também são soluções exploradas no mercado. A técnica de pré-esforço é comumente utilizada em estruturas que necessitam vencer grandes vãos, normalmente em obras de grande porte e é muito presente em elementos de betão armado. Entre as vantagens do pré-esforço externo está a facilidade de inspeção e manutenção, durante e após a aplicação do pré-esforço pelo fato dos cabos serem dispostos fora da área ocupada pela seção transversal da estrutura. Entretanto, algumas desvantagens estão relacionadas à exposição dos cabos, como a influência ambiental e as possíveis vibrações que os mesmos podem sofrer, mas que podem ser solucionadas com a proteção e a redução do comprimento livre do cabo, respetivamente (Nelsen & de Souza, 2012).



Figura 2.91 - Solução mista pré-esforçada – Ponte de Condet – Indonésia (Nelsen & de Souza, 2012)

As vigas mistas são separadas em 2 grupos em relação à sua análise e funcionamento. As vigas simplesmente apoiadas, que contam apenas com momentos positivos, e as vigas contínuas, que contam também com a presença de momentos negativos na zona dos apoios.

As vigas simplesmente apoiadas são consideradas mais simples e com isso mais baratas de realizar, por normalmente obterem esforços estaticamente determinados, ou seja, sua determinação, em grande parte dos casos, não é influenciada por fatores como a fissuração do betão, pelo fato deste normalmente se encontrar em compressão ao longo de quase toda a sua altura. Apesar do betão, na maior parte das situações se encontrar em compressão, existe uma certa parcela que pode se encontrar em tração dependendo da geometria da secção transversal. O fato do betão normalmente trabalhar em compressão, além de diminuir as dificuldades existentes na análise do betão tracionado, faz com que o dimensionamento do perfil metálico da secção em causa não seja condicionado pela encurvadura lateral (quando não betonados), pelo fato destes não estarem funcionando em altas compressões.

As soluções contínuas geralmente são mais esforçadas nas zonas junto aos pilares internos, pontos nos quais o betão se encontra normalmente tracionado, fazendo com que seja mais complexa a sua análise e execução. Nestas zonas, as não-linearidades do betão devem ser controladas de forma precisa. Apesar disso, a utilização deste tipo de solução traz mais robustez para a estrutura em si. As vigas contínuas possuem uma maior frequência própria quando comparadas com as simplesmente apoiadas, diminuindo a vibração quando utilizadas. Nestes casos normalmente são utilizados perfis metálicos de maior altura de forma a aumentar a relação vão/altura para limitar a deformação nas zonas em que isso seja necessário.

2.2.2. Lajes mistas

As lajes mistas podem ser encontradas no mercado em diferentes disposições, sendo as suas principais diferenciações a geometria e o funcionamento das chapas de aço colaborante existente na interface dos elementos que a compõem. As lajes maciças são dispostas com varões de aço nas duas direções principais, com o funcionamento semelhante ao de uma laje de betão sem a presença do perfil metálico, enquanto as lajes nervuradas contam com a presença da chapa de aço colaborante, funcionando unicamente na direção das nervuras da chapa. Os dois exemplos citados são mostrados na Figura 2.10.

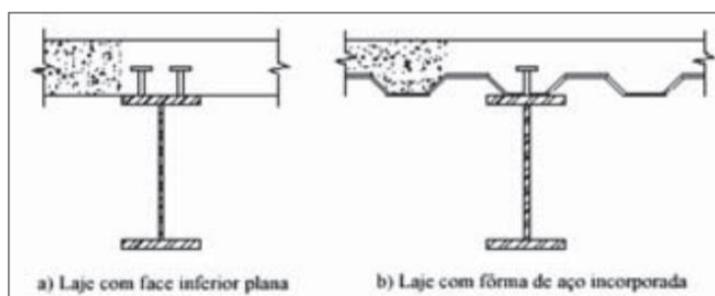


Figura 2.102 - a) Laje mista maciça; b) Laje mista nervurada (Vasconcellos, 2006)

A utilização mais comum no mercado atual é a das lajes nervuradas com chapa colaborante por trazerem vários benefícios e facilidades à obra. Estas chapas servem como cofragem para a betonagem da laje, além de excluir a necessidade de escoramento e servir como uma segura plataforma de trabalho em obra.

Em ambos os tipos mencionados, são encontradas armaduras de aço na camada de betão. As armaduras são dispostas na face superior das lajes nervuradas, e em ambas as faces das lajes maciças. Focando apenas nas lajes nervuradas, como normalmente o elemento que funciona à tração é o perfil metálico, estas armaduras servem basicamente para distribuir os esforços pontuais aplicados no plano da laje e para controlar a fendilhação do betão em zonas onde há pequenas trações. Em zonas onde é predominante o momento fletor negativo, ou seja, betão à tração e perfil metálico à compressão, estas armaduras superiores têm a função de armadura principal da estrutura, resistindo a esses esforços. A aderência das chapas com a camada de betão é realizada através das nervuras, ou bossas/entalhos presentes nestas chapas e exemplificada na Figura 2.11 (Calado & Santos, 2010).

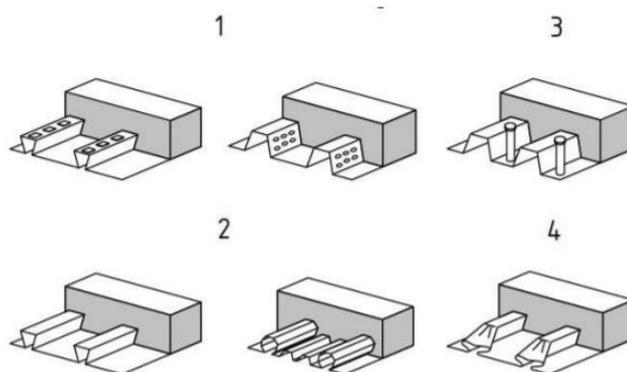


Figura 2.113 - Conexões chapa-camada de betão (Gonçalves J. R., 2016)

Os vários meios de conexão mostrados na Figura 2.11 não excluem a utilização de outros tipos de conexão entre estes dois elementos:

- Interligação mecânica assegurada pelas saliências da chapa perfilada (bossas);
- Interligação por atrito através de perfis com forma geométrica reentrante;
- Amarração de extremidade através de pernos de cabeça soldados ou por outro tipo de conexão local do betão ao aço, somente combinada com 1) ou 2);
- Amarração de extremidade assegurada através da deformação das nervuras da chapa perfilada, combinado com 2). (Gonçalves J. R., 2016)

Além dos tipos mencionados acima, existe a chapa com perfil do tipo alto, utilizada na conceção de lajes do tipo Slim-Floor (Figura 2.12). No geral, se trata de uma solução mista onde a laje de betão é apoiada sobre o banzo inferior do perfil metálico, por isso a necessidade de uma chapa com perfil mais alto. O perfil em causa é normalmente um perfil do tipo alveolado, ou seja, com furos na alma, para permitir a passagem da armadura essencial para a resistência na direção perpendicular às nervuras e distribuição de esforços. Esta solução, no geral, ainda está em desenvolvimento, não existindo muita informação acerca dela, muito menos sua presença em normas internacionais. Acredita-se que será muito utilizada no futuro na construção mista por trazer benefícios económicos e visuais uma vez que é possível reduzir o pé direito, reduzir a altura da laje e evidentemente por ter melhor aspeto que uma laje mista normal.

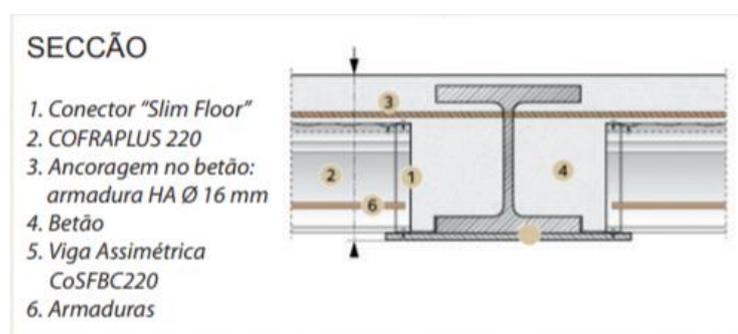


Figura 2.124 - Corte transversal laje mista slim-floor (ArcelorMittal, 2013)

2.2.3. Conectores de corte

A presença dos conectores de corte na interface aço-betão existente nas vigas/lajes mistas é essencial para o bom funcionamento da mesma e a resistência/rigidez destas conexões está diretamente relacionada com o comportamento das estruturas mistas pois estes são responsáveis pelas forças de interação entre os dois materiais. A existência de esforço transversal e de flexão nas vigas gera esforços de escorregamento entre os dois materiais, resistidos pelos conectores de corte e relacionados com a distribuição de tensões/extensões na secção transversal dos elementos estruturais.

A não existência da conexão de corte significa que a única interação entre os dois materiais é o atrito, logo, não se comportando como estrutura mista. A consequência disso é a não existência de uma distribuição elástica linear de tensões na secção transversal mista, podendo causar plastificação do perfil metálico ou esmagamento do banzo de betão, dependendo da ocasião. Esta distribuição de tensões na secção gera esforços de tração e compressão em ambos os materiais, desconsiderando o motivo principal quando se utiliza soluções deste tipo.

Os conectores de corte podem ser diferenciados em dois aspetos principais: O seu grau de conexão (interação nula, parcial ou total (Figura 2.13)) e o seu comportamento quando solicitados (rígido ou flexível). Os conectores de interação nula são os que são insuficientes no que diz respeito a resistência dos esforços de escorregamento, ou seja, fazem o elemento se comportar como se as duas matérias estivessem funcionando separadamente. As conexões são consideradas parciais quando ocorre escorregamento relativo ao nível da ligação aço-betão, e por isso existem pequenas descontinuidades no diagrama de tensões/extensões. Em consequência, a seção transversal apresenta dois pontos de tensão nula, afetando a distribuição do fluxo de corte longitudinal na conexão e a deformabilidade das vigas (Alva & Malite, 2005). Se o número de conectores for o bastante para resistir ao corte, mesmo após sofrerem deformação, permitindo a viga a chegar na sua resistência máxima e obtendo escorregamento mínimo, é considerada uma conexão de interação total (Calado & Santos, 2010).

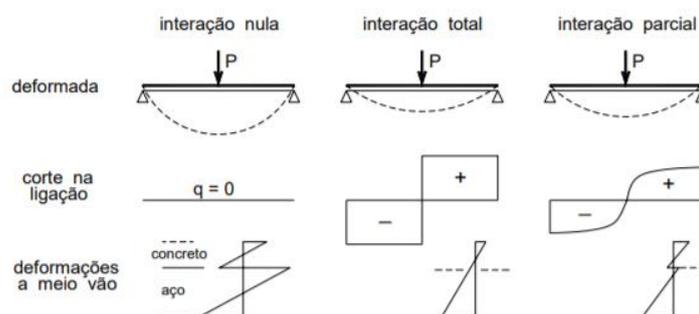


Figura 2.135 - Tipos de interação aço-betão (Alva & Malite, 2005)

O gráfico da Figura 2.14 mostra a relação força-escorregamento nos conectores de corte quando solicitados. Conectores rígidos são aqueles que apresentam características frágeis na sua rotura, sem a possibilidade de deformação antes de romper, e os conectores flexíveis são aqueles que apresentam rotura dúctil e possuem grande capacidade de deformação ainda resistindo (da Silva, 2013) aos esforços induzidos pelo escorregamento existente.

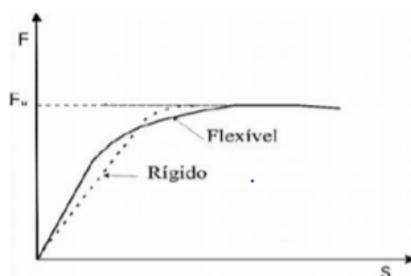


Figura 2.146 - Gráfico força-escorregamento em diferentes tipos de conectores de corte (Sales, 2014)

Um fenómeno importante quando se trata da conexão de corte em vigas/lajes mistas é relacionado ao deslocamento entre os dois materiais devido à solicitação destes, conhecido como “uplift”. Este efeito é consequência da torção no elemento, da presença de elementos com secção variável no seu comprimento ou da existência de cargas suspensas em um dos dois materiais, mas normalmente não condiciona o dimensionamento, por contabilizar por volta de 10% dos esforços exercidos pelo escorregamento (Calado & Santos, 2010).

A tipologia e a forma dos conectores utilizados são escolhidas de forma a resistir aos esforços induzidos na conexão aço-betão. Os conectores podem ser do tipo soldados ou cravados, cada um com suas vantagens e desvantagens, sendo mais utilizado atualmente o do tipo “Stud” por ser muito eficiente e ser o único no domínio da EN1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). Exemplos de conexões de corte em vigas/lajes mistas são mostrados na Figura 2.15.

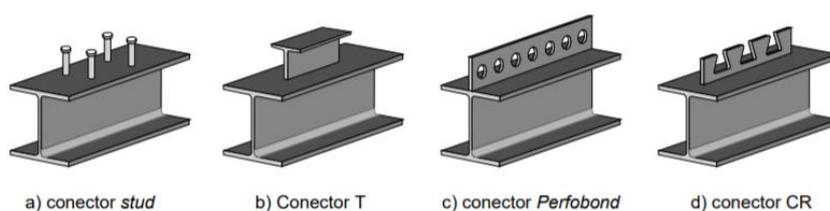


Figura 2.157 - Exemplos de conectores de corte utilizados no mercado (Cruz, Valente, Veríssimo, Paes, & Fakury)

Os conectores soldados do tipo “stud” são eficientes e vantajosos por apresentarem rápida execução em obra e terem baixa interação com as armaduras longitudinais presentes no banzo de betão. Sua máxima dimensão no mercado é de 20 mm, porém normalmente são utilizados diâmetros menores do que este em obra (Calado & Santos, 2010). Lajes betonadas in-situ ou pré-fabricadas, colocadas com facilidade quando necessário, podem ser dispostas sobre este

tipo de conectores. Em conectores deste tipo, normalmente são dispostas armaduras em varão por baixo de sua cabeça, com o intuito de distribuir os esforços longitudinais provenientes do escorregamento existente entre os materiais.

Os conectores cravados, por exemplo, o conector em Cantoneira (ou U laminado), apesar de ser menos resistente, tem como ponto positivo não necessitar de energia elétrica em obra, além do seu controlo ser visual e imediato e necessitar de muito menos equipamento para sua colocação quando comparado com os conectores soldados.

Outro tipo de conector muito utilizado em obras de grande porte é o do tipo “Perfobond”, pertencente a família de conectores de chapa contínua. O “Perfobond” foi criado com o intuito de não permitir o atrito entre o aço e o betão e ao mesmo tempo só envolver deformações elásticas para cargas de serviço (Cruz, Valente, Veríssimo, Paes, & Fakury). Quando há presença de escorregamento entre os materiais, o betão dentro dos furos do conector trabalha como um pino virtual dentro da laje, proporcionando resistência ao corte longitudinal e evitando a separação entre a laje e o perfil metálico. Conectores deste tipo são utilizados em pontes, por exemplo, por se tratar de uma estrutura que necessita de mais rigidez pelas ações que nela existe.

2.3. Vantagens e desvantagens na utilização das estruturas mistas

Quando comparadas soluções estruturais quanto ao seu funcionamento, as estruturas mistas têm alguns pontos positivos que as colocam em situações favorecidas em relação a estruturas de betão armado, ou estruturas puramente metálicas.

Estes pontos positivos existem em diferentes fases do projeto, desde a construção até a exploração da estrutura em si. A comparação com outras soluções estruturais pode ser feita, por exemplo, em relação a custos, questões arquitetónicas, segurança, facilidade na construção/manutenção, sendo que cada um desses fatores pode influenciar outros fatores comparativos, como o custo da obra. Quando se trata da fase construtiva de uma estrutura mista aço-betão, são vantagens:

- Possibilidade de diminuição/eliminação da utilização de cofragens e escoramentos dependendo do elemento estrutural em causa. No caso de lajes mistas com chapas colaborantes, as cofragens inferiores podem ser desconsideradas pelo fato da própria chapa exercer a mesma função. No caso das lajes pré-fabricadas, a utilização de cofragens também é excluída em obra. Estes elementos também são utilizados como uma eficiente plataforma de trabalho em obra (Fabrizzi, 2007);

- Maior rapidez na execução da obra por diversos fatores, como por exemplo a menor quantidade de betão utilizada, diminuindo os tempos necessários de espera para obtenção da resistência global (Fabrizzi, 2007). Mesmo no caso das lajes maças, o seu melhor funcionamento estrutural possibilita a utilização de soluções com menores dimensões;
- Utilização das chapas metálicas permite a realização de vários pisos simultaneamente.

Os fatores acima mencionados são relacionados com a diminuição do custo global da obra por diminuir os gastos com mão-de-obra (rapidez na execução) e diminuir os gastos com cofragens, evidentemente.

Outro fator que diminui o custo global da obra, mas agora na fase de exploração do edifício, é a facilidade na manutenção, ou na alteração deste tipo de estrutura. As estruturas mistas, assim como as estruturas puramente metálicas, têm este ponto positivo por serem facilmente removidas ou substituídas devido aos tipos de ligações utilizados. A realização de aberturas para passagem de instalações através de elementos estruturais planos como lajes e paredes estruturais, também são realizadas com mais facilidade quando comparadas com estruturas de betão armado, pelo fato de existir menos varões dispostos em uma área delimitada, diminuindo também o custo com mão-de-obra futuramente (Calado & Santos, 2010).

Através de estudos numéricos é possível comparar vigas/colunas em estruturas mistas, metálicas e de betão armado. Em elementos estruturais com dimensões semelhantes, as estruturas mistas apresentam maior rigidez e maior resistência, principalmente nas vigas. Além disso, em estruturas sujeitas às mesmas cargas, é possível utilizar menores secções e conseqüentemente menos material. Estes fatores, como outros mencionados, também fornecem uma redução no custo global e maior possibilidade de verificação da segurança da estrutura. No quadro 2.1 são comparadas vigas/colunas dos 3 tipos em causa, considerando como o valor de referência, a resistência, rigidez e peso próprio das estruturas mistas (Calado & Santos, 2010).

Quadro 2.1 - Comparação entre diferentes soluções estruturais, adaptado de (Calado & Santos, 2010)

Vigas			
Secção	Resistência à flexão	Rigidez à flexão	Peso Próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão Armado	74%	58%	124%
Aço	59%	39%	100%
Colunas			
Secção	Resistência à comp.	Rigidez à comp.	Peso Próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão Armado	88%	68%	80%
Aço	73%	65%	30%

No caso das vigas, é possível obter maior resistência/rigidez com um peso próprio inferior. Já no caso das colunas, o peso próprio tem um valor superior, porém a diferença na resistência/rigidez amenizam esta disparidade, evidenciando o fato das estruturas mistas serem estruturalmente mais eficientes (Calado & Santos, 2010).

Outro ponto que pode ser mencionado neste subcapítulo é a influência da utilização de estruturas mistas para situações de fogo e corrosão. O betão que envolve as chapas e perfis em soluções mistas protegem estes elementos da ação do fogo e da corrosão, fornecendo melhor comportamento da estrutura em relação a esses fatores, aumentando a durabilidade da estrutura e diminuindo custos de manutenção no caso da corrosão (Cordeiro, 2013).

Como mencionado anteriormente, é possível ter soluções com menores dimensões, o que é um ponto positivo quando se trata de questões arquitetónicas. A estrutura mista em si tem melhor aspeto do que as estruturas de betão armado, e as menores dimensões também geram um espaço mais amplo e agradável para os utilizadores, além de serem mais versáteis tendo em vista a possibilidade de uma conceção estrutural mais complexa (Fabrizzi, 2007).

Tratando de desvantagens, é lembrado o que foi dito no subcapítulo 1.1. A falta de mão de obra e conhecimento específico no âmbito das estruturas mistas é o que mais se percebe no mercado destas soluções atualmente. Além disso, as dificuldades relacionadas com a modelação, também evidenciam o fato de não haver o aprofundamento que estes tipos de soluções deveriam ter atualmente, apesar dos benefícios económicos.

3. ANÁLISE, MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO

3.1. Introdução

A análise e o dimensionamento de estruturas mistas de aço e betão são considerados mais complexos, quando comparados com os de estruturas usuais, pois devem considerar não-linearidades dos dois materiais utilizados. Como exemplo de não-linearidades no âmbito das estruturas metálicas, é de suma importância levar em conta os fenômenos de instabilidade global e local, além da influência do comportamento das ligações entre os elementos. No caso do betão, não-linearidades como a fendilhação do betão tracionado, assim como os efeitos da fluência/retração, também devem ser levados em conta, por exemplo.

Para se fazer a análise e o dimensionamento, o primeiro passo é modelar corretamente a estrutura, de modo a obter uma simulação confiável do seu comportamento real. Diversos pormenores devem ser considerados na modelação de estruturas mistas, como por exemplo, a utilização de uma largura efetiva do banzo de betão para se considerar os efeitos do “Shear-Lag” e a atenção à excentricidade entre os eixos dos diferentes elementos que compõem uma secção, entre outros explicados nos seguintes subcapítulos.

Como esta dissertação foca principalmente na modelação e comparação de resultados obtidos através de análises elásticas, não serão aprofundados importantes critérios de modelação/dimensionamento como a influência do faseamento construtivo, a consideração dos efeitos da temperatura e a influência dos graus de conexão, tendo em vista que estas particularidades são voltadas principalmente ao dimensionamento plástico, à análise de estados limites de serviço, ou à análise não linear.

Neste capítulo, basicamente será explicado o que a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) cita para a correta análise e modelação das estruturas mistas, direcionando estes assuntos à modelação computacional através do software *Robot Structural Analysis*, sempre que possível. Além disso, são tidos em consideração alguns pontos importantes para a análise de elementos mistos, mas que são relacionados nas normas EN 1992 (CEN, EN1992-1-1, 2004) e EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005).

3.2. Dimensionamento

O dimensionamento de estruturas mistas de aço e betão é baseado na teoria da resistência dos materiais e suas verificações de segurança são feitas comparando-se os esforços obtidos da modelação com os esforços resistentes da secção em causa. Esses esforços resistentes dependem do tipo de análise que é efetuada para a secção, que por sua vez depende da classificação desta, assim como nas estruturas metálicas. Estes métodos de análise são separados principalmente em análise elástica e plástica e as secções são classificadas de acordo com sua capacidade de rotação, assuntos tratados mais à frente.

Após a correta modelação da estrutura e classificação das secções, pode-se realizar a análise estrutural. As verificações de resistência são feitas de acordo com a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), mais precisamente nos capítulos 6 - para Estados Limites Últimos, 7 - para Estados Limites de Serviço, 8 - para verificações em ligações mistas e 9 - para verificações em lajes mistas com chapa colaborante. Estas verificações são feitas para esforços específicos atuando unicamente, ou para interações de esforços. Como o dimensionamento de estruturas não é o foco desta dissertação, os métodos de verificação não serão aprofundados.

3.3. Métodos de análise global

3.3.1. Termos gerais

Como já mencionado, a análise efetuada depende diretamente da classe da secção mista. Desta forma, é aceitável dizer que a metodologia utilizada é condicionada pelo efeito de encurvadura local dos elementos comprimidos, por este efeito ser traduzido à estrutura através da classificação das suas secções.

Os aspectos de modelação que serão citados nos seguintes subcapítulos, devem ser levados em conta, ou desprezados, sempre que justificável. Segundo a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), o efeito de “shear-lag”, assim como as não-linearidades do betão, deve ser considerado na análise global independentemente do Estado Limite que é verificado. Enquanto isso, se é efetuada uma verificação de Estado Limite Último, sem ser relacionado à fadiga, pode ser desprezada a influência dos graus de conexão, assim como os efeitos da temperatura e faseamento construtivo.

A EN 1990 (CEN, EN1990, 2002) define todos os métodos de análise estrutural que são possíveis efetuar para simular o comportamento de uma estrutura (Calado & Santos, 2010), sendo direcionados às estruturas mistas as seguintes metodologias de análise:

- Análise elástica linear;
- Análise rígido-plástica;
- Análise não-linear.

3.3.2. Análise global elástica linear

Este tipo de análise é usado para definir os efeitos provocados pelas ações nas estruturas, independentemente da análise efetuada para definir a resistência do elemento em causa. Ou seja, a análise elástica linear pode ser realizada para todas as classes de secções, fazendo com que esta metodologia seja a mais comum, se tratando de análise estrutural.

Em termos gerais, a análise elástica baseia-se na hipótese de que a relação tensão-deformação dos materiais é linear (Calado & Santos, 2010), ou seja, a distribuição de tensões normais na secção também é linear, segundo a lei de Hook, expressão (3.1), que relaciona tensões e extensões através do módulo de elasticidade (Pimentel, 2013).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

Vale lembrar que para realizar uma análise elástica em secções que contêm materiais de diferentes módulos de elasticidade, é necessário que seja feita a sua homogeneização, de forma a efetuar a análise considerando que a secção em causa funciona como se fosse composta apenas por um material. Este processo consiste em afetar as dimensões paralelas ao eixo neutro de um dos materiais, por um coeficiente “*n*” de homogeneização, fazendo com que a área resultante seja equivalente à área que este primeiro material teria, caso obtivesse o módulo de elasticidade do outro (da Silva, 2013). Este coeficiente “*n*” é o quociente entre os módulos de elasticidade do material no qual se deseja homogeneizar a secção, e o outro material, respetivamente.

Para se realizar uma correta análise elástica linear, os principais pormenores de modelação estrutural são os relacionados ao efeito de “shear-lag” e à influência causada na estrutura pelos efeitos da fluência/retração e fendilhação do betão.

No subcapítulo 3.4.7 é explicado tudo que se refere ao “shear-lag” em vigas mistas, assim como a método considerado para contorná-lo na modelação através da definição de uma largura efetiva para o banzo de betão, e no subcapítulo 3.4.8 é explicado como considerar os efeitos da fluência/retração do betão em vigas mistas carregadas por longas durações, através da alteração do coeficiente de homogeneização.

Dos pormenores mencionados, o mais trabalhoso de se considerar está relacionado ao betão fendilhado. Este geralmente é aplicado às zonas correspondentes aos momentos flectores negativos do diagrama de momentos das vigas contínuas, por ser nestas situações que o banzo de betão se encontra tracionado. Para contornar esta não-linearidade, a rigidez de flexão de algumas partes da viga contínua é alterada, de acordo com o que é indicado no subcapítulo 3.4.9.

No que se refere à fendilhação do betão, a análise elástica linear é ramificada em duas, ambas explicadas no subcapítulo 3.4.9: “análise não-fendilhada” e “análise fendilhada”.

3.3.3. Análise rígido-plástica

A análise plástica, em termos gerais, despreza a deformação elástica dos materiais, assumindo que a relação tensão-deformação é perfeitamente plástica (Calado & Santos, 2010). Deste modo, a secção tem uma distribuição de tensões normais constante ao longo de sua altura.

Uma vez que esta metodologia é utilizada para resolver estruturas hiperestáticas, é assumida a formação de rótulas plásticas em secções que possuam capacidade de rotação sem a diminuição da sua resistência plástica em termos de momentos flectores. Conforme são formadas as rótulas plásticas, é feita a redistribuição de momentos para ser realizada a análise do resto da estrutura até que seja atingido o seu mecanismo de colapso (Calado & Santos, 2010).

Segundo a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), as colunas não possuem capacidade de rotação suficiente e vigas mistas que sofrem variação de secção ao longo do seu comprimento, são compreendidas no que indica a secção 5.6 da EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005).

A referida análise é voltada principalmente às secções das Classes 1 e 2, como é explicado no subcapítulo 3.4.6. Porém, a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) cita diversos pormenores que devem ser respeitados de modo a realizar uma análise rígido-plástica correta. Estas restrições dizem respeito às situações em que se pode realizar esta análise e aos pormenores relacionados à secção em que se forma rótula plástica, além das condições para assegurar, para além da classificação, que a secção do elemento em causa possui capacidade de rotação suficiente, sem que haja a redução da sua resistência.

Tais restrições, que são encontradas na secção 5.4.5 desta norma, não serão aprofundadas nesta dissertação pelo fato desta não conter nenhum dimensionamento, além de ser efetuado apenas análises elásticas na comparação do comportamento das diferentes modelações abordadas mais à frente.

3.3.4. Análise não-linear

Este tipo de análise estrutural é a menos sondada pela norma por ser menos frequente e mais avançada, quando comparada com as outras mencionadas. A denominação “não-linear” está relacionada com a não-linearidade no comportamento dos materiais e às incertezas que envolvidas com a rotura destes (Calado & Santos, 2010), além da não-linearidade geométrica do elemento.

Na EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), esta metodologia de análise para estruturas mistas é abrangida pelas seções 5.7 da EN 1992 (CEN, EN1992-1-1, 2004) e 5.4.3 da (CEN, EN1993-1-1, 2005). A norma diz também que a influência dos graus de conexão entre os materiais deve ser considerada, assim como a possibilidade de aplicar esta análise à configuração deformada da estrutura em causa.

3.3.5. Análise para Estados Limites de Serviço

Como já mencionado no subcapítulo 3.2, as verificações em relação aos estados limites de serviço são compreendidas no capítulo 7 da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). Porém, também não serão aprofundadas pelo fato da presente dissertação não focar em quaisquer tipos de dimensionamento.

Estas verificações são baseadas nos critérios indicados pela EN 1990 (CEN, EN1990, 2002), e devem ser realizadas através da comparação dos limites impostos pelo regulamento, com o comportamento da estrutura após ser realizado uma análise elástica linear. É válido lembrar que para realizar uma análise elástica, devem ser considerados diversos pormenores de modelação que serão explicados no subcapítulo 3.4.

Aspetos como os efeitos da fendilhação do betão podem ser considerados de forma diferente caso esteja sendo realizada uma análise em termos de estados limites de serviço. Além disso, para este tipo de análise, pormenores como o faseamento construtivo e a influência dos graus de conexão entre os materiais são muito importantes e devem ser considerados segundo o indicado na presente norma.

3.4. Modelação

3.4.1. Modelação das ligações

Quando se trata de uma análise teórica do funcionamento de estruturas reticuladas, a influência das ligações na avaliação dos esforços pode geralmente ser desprezada, desta forma é atribuída

continuidade em estruturas em que há transmissão de momentos fletores, e não continuidade em estruturas nas quais o momento de extremidade é nulo, como no caso das vigas simplesmente apoiadas. Porém, na realidade o funcionamento das ligações muitas vezes se difere da análise teórica realizada, sendo necessária a correta modelação destes elementos, principalmente se tratando de elementos nos quais existe transmissão de momentos fletores.

A EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005) classifica as ligações entre os elementos metálicos em 3 grupos:

- Articuladas
- Contínuas
- Semicontínuas

As ligações articuladas e contínuas são as utilizadas em análises teóricas, como anteriormente mencionado, sem transmissão de momentos fletores e com transmissão desses esforços, respetivamente. São nas ligações semicontínuas que se deve levar em conta o correto funcionamento do elemento de ligação.

Na fase de modelação/análise é aceitável atribuir um comportamento estimado para as ligações pelo fato destes elementos ainda não terem sido dimensionados. Depois de dimensionadas as ligações, se o comportamento estimado não estiver em conformidade com o real, a estrutura deve ser recalculada até a convergência do processo (Simões, 2007).

O comportamento dos diferentes tipos de ligação está relacionado à sua rotação em relação ao momento atuante e à sua rigidez, como indicado no gráfico da Figura 3.1. Com base na curva momento-rotação de uma ligação metálica, definem-se a rigidez rotacional (S_j), o momento resistente ($M_{j,Rd}$) e a capacidade de rotação ($\phi_{j,R}$), propriedades principais destes elementos (Simões, 2007).

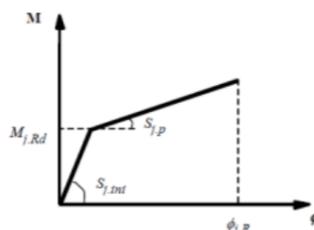


Figura 3.1 - Curva Momento-Rotação (de Almeida, 2014)

Para traduzir o correto funcionamento das ligações em um modelo computacional realizado em software de cálculo, a melhor opção é inserir uma mola com rigidez rotacional correspondente à rigidez real da ligação. No caso do *Robot Structural Analysis*, software utilizado na elaboração dessa dissertação, é possível atribuir a correta articulação na extremidade dos elementos estruturais, podendo alterar os graus de liberdade do elemento de acordo com o funcionamento da ligação articulada/contínua, ou então inserir coeficientes para as articulações elásticas às ligações semicontínuas de acordo com a conclusão tirada após o dimensionamento, como mostra a Figura 3.2. Quando o cálculo é feito manualmente, além de se utilizar uma ligação com mola, uma ligação semicontínua pode ser traduzida por um trecho de viga de comprimento previamente calculado de modo a obter a rigidez equivalente à ligação em causa (Simões, 2007).

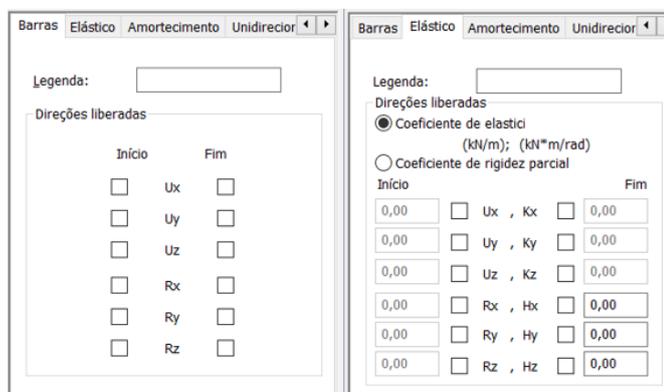


Figura 3.2 – Definição de articulações para ligações articuladas/contínuas e para articulações semicontínuas, respetivamente, no Robot

3.4.2. Interação terreno-estrutura

Os esforços aos quais uma estrutura está submetida são fortemente influenciados pelo comportamento do solo onde ela se situa, por isso desprezar efeitos causados pela deformação deste solo geralmente resulta em problemas muito graves.

Existem diversos motivos relacionados a erros de cálculo e patologias em fundações, que podem ser erros na execução da fundação, na caracterização do solo ou até o eventual desprezo de assentamentos diferenciais em zonas nas quais este efeito não deve ser desprezado. As existências desses erros normalmente desconsideram esforços adicionais existentes na estrutura, comprometendo diretamente o seu funcionamento, e por isso a sua modelação deve ser feita levando em conta a correta interação da estrutura com o solo no qual ela está assentada.

Para levar em conta os efeitos causados pela deformação do solo devido a presença da estrutura, o correto é criar através do programa de cálculo, apoios elásticos, pontuais ou lineares, com a rigidez equivalente à rigidez do solo em causa, como na Figura 3.3. São utilizados apoios pontuais para sapatas isoladas e apoios lineares para paredes resistentes, ou vigas de fundação.

Legenda: Solo

Coeficiente de elasticidade constante

Direções fixas:	Coeficientes de elasticidade:
<input checked="" type="checkbox"/> UX	KX = 0,00 kN/m
<input checked="" type="checkbox"/> UY	KY = 0,00 kN/m
<input type="checkbox"/> UZ	KZ = 0,00 kN/m
<input checked="" type="checkbox"/> RX	HX = 0,00 kN*m/Deg
<input checked="" type="checkbox"/> RY	HY = 0,00 kN*m/Deg
<input checked="" type="checkbox"/> RZ	HZ = 0,00 kN*m/Deg

Figura 3.3 - Características do apoio elástico no Robot

3.4.3. Excentricidade dos eixos

O fato de existir mais de um material em uma secção mista, pode fazer com que a modelação computacional seja mais desafiadora devido à diferença na localização do centro de gravidade dos dois materiais. A excentricidade do eixo de um dos materiais em relação ao eixo do elemento que está sendo analisado pode induzir erros no cálculo da estrutura, introduzindo

esforços que não existem, ou negligenciando esforços condicionantes para o dimensionamento da secção.

No caso das vigas mistas, a modelação pode ser feita de diversas formas, sendo uma delas, a modelação de uma viga metálica separada de uma laje de betão, como dois elementos separados, por exemplo. A posição na qual a laje se encontra em relação ao eixo da viga é de suma importância para a fiabilidade dos resultados obtidos. Uma pequena distância entre os eixos induz esforços axiais muito grandes, que podem vir a causar problemas futuros, caso o dimensionamento deste elemento não seja feito de forma correta. Existe também, por exemplo, a possibilidade de modelar os dois materiais juntos de forma que a posição do centro de gravidade da secção modelada seja equivalente à posição que o eixo neutro passa na secção mista real.

A posição do eixo dos elementos também é relevante quando se trata da aplicação das cargas e principalmente da transmissão das mesmas entre diferentes elementos. No caso das vigas mistas modeladas com os dois materiais separadamente, em uma situação em que as cargas são aplicadas no plano da laje de betão e transmitidas para as vigas metálicas, uma pequena diferença entre a posição dos elementos no modelo e a posição dos elementos na realidade, pode afetar os resultados da análise.

Para pilares, o problema relacionado à excentricidade entre os eixos dos elementos geralmente não existe pelo fato dos dois materiais compartilharem o mesmo centro de gravidade na maioria das vezes. Deste modo, a aplicação das cargas é realizada no eixo baricêntrico dos dois materiais, assim como a transmissão de esforços de outros elementos para os pilares.

3.4.4. Estabilidade

Os efeitos das ações em uma estrutura podem ser determinados por análise de 1ª ordem, ou por análise de 2ª ordem. A primeira não considera os efeitos causados pela deformação da estrutura, ou seja, utiliza a geometria inicial da mesma, enquanto a segunda leva em conta as influências da deformação causada pelas ações existentes.

Se a deformação na estrutura causar um aumento considerável nos esforços ou compromete o seu funcionamento original, os seus efeitos devem ser levados em conta, ou seja, deve ser realizada uma análise de 2ª ordem. Este aumento é traduzido pela razão entre os esforços existentes na estrutura indeformada e os esforços existentes após a sua deformação, bastando se realizar uma análise de 1ª ordem caso esta razão seja inferior a 10%.

A condição citada acima é verificada caso o α_{cr} da estrutura seja superior a 10, sendo este parâmetro o fator ao qual a carga atuante na estrutura deveria ser multiplicada para que fosse causada uma instabilidade elástica na mesma. O α_{cr} do pórtico de uma estrutura é determinado pela expressão (3.2), no âmbito da EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005), e com todos os parâmetros com melhor visualização através da Figura 3.4.

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{ed}}{V_{ed}} * \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \quad (3.2)$$

- H_{ed} - Valor de cálculo da carga horizontal total;
- V_{ed} - Valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso;
- $\delta_{H,Ed}$ - Deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais, aplicadas a nível de cada piso;
- h - Altura do piso.

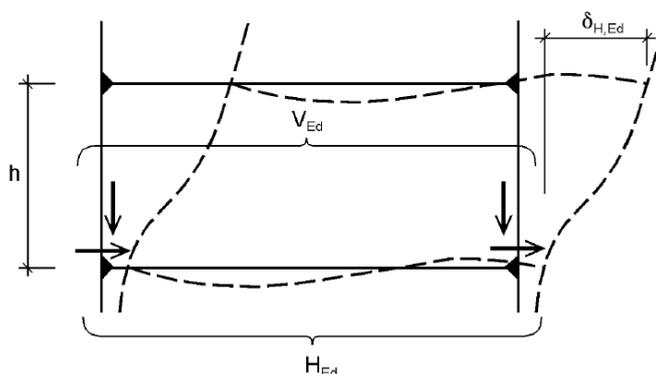


Figura 3.4 - Parâmetros para cálculo do fator crítico da estrutura

É válido lembrar que as ações devido a imperfeições introduzem esforços de 1ª ordem na estrutura e caso seja necessário levar em conta os efeitos causados pela deformação da estrutura, a EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005) determina que essa consideração é feita indiretamente através da amplificação das cargas horizontais, das cargas referentes às imperfeições e de todos os outros possíveis efeitos de 1ª ordem devido a deslocamentos laterais, pelo fator calculado pela expressão (3.3), caso o α_{cr} seja superior a 3. Para α_{cr} inferiores à 3, deve se realizada uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (3.3)$$

Se for realizado o tipo adequado de análise na estrutura em causa, a sua estabilidade global é assegurada. Além disso, no caso de edifícios, caso sejam considerados esforços de 2ª ordem na análise global da estrutura, é dispensada a verificação de estabilidade dos seus elementos individuais. Os softwares de cálculo estrutural geralmente determinam o parâmetro α_{cr} e consideram os efeitos de 2ª ordem, caso seja necessário.

No âmbito das estruturas mistas, as não-linearidades relacionadas ao funcionamento do betão, por exemplo a fendilhação e a fluência, devem ser consideradas na análise de estabilidade, assim como o comportamento das ligações.

3.4.5. Imperfeições

As imperfeições estão presentes nas estruturas e em alguns casos devem ser levadas em consideração na modelação, pois introduzem esforços indiretos significantes. Estas imperfeições estão relacionadas às propriedades do material, como as tensões residuais devido ao processo de fabrico do aço, por exemplo, ou às propriedades geométricas dos elementos estruturais, como a não retilinearidade dos elementos comprimidos, ou pequenas excentricidades nas ligações entre os diferentes membros da estrutura.

Além da sua natureza, as imperfeições são diferenciadas em como elas são consideradas na análise da estrutura. Globais, quando a análise é feita em pórticos, ou locais, quando a análise é feita em membros individualmente.

Segundo a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), as imperfeições podem ser ignoradas quando a análise realizada é de 1ª ordem, ou quando é realizada uma análise de 2ª ordem na qual a condição da expressão (3.4) é verificada.

$$\bar{\lambda} \leq 0.5 * \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed}}} \quad (3.4)$$

Sendo $\bar{\lambda}$ a esbelteza relativa, calculada pela expressão (3.5).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.5)$$

- $N_{pl,Rk}$ - Valor característico da resistência plástica de compressão, definido pela expressão (6.30) da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004);

- N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço atuante de compressão;
- N_{cr} – Esforço axial elástico crítico de acordo com o modo de encurvadura aplicado, calculado utilizando a rigidez efetiva de flexão $(EI)_{eff}$ e definido pela expressão (6.40) da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004).

Ainda no campo das estruturas mistas, as imperfeições devem ser sempre consideradas nas verificações de flexão composta, reta ou desviada. A consideração das ações devido às imperfeições é feita de acordo com o subcapítulo 5.3.2 da EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005) para o caso de análise global em pórticos, e segundo a tabela 6.5 da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), indicada na Figura 3.5, para membros individuais em compressão. É importante ressaltar que estas ações devem atuar unicamente na direção em que os efeitos produzidos na secção são os mais desvantajosos, podendo variar dependendo do caso de cargas utilizado.

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
 concrete encased section		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
 partially concrete encased section		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
 circular and rectangular hollow steel section	$\rho_s \leq 3\%$	any	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	b	$L/200$
 circular hollow steel sections with additional I-section		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
 partially concrete encased section with crossed I-sections		any	b	$L/200$

Figura 3.5 - Imperfeição de membros individuais- Tabela 6.5 da norma (CEN, EN1994-1-1, 2004)

No caso do *Robot*, o melhor jeito de considerar as imperfeições na modelação computacional é calcular separadamente os coeficientes de imperfeição para cada caso de carga, e atribuí-los de acordo com a direção atuante como cargas especiais, como indica a Figura 3.6. Desta forma, se as cargas verticais forem alteradas, as imperfeições são atualizadas automaticamente.

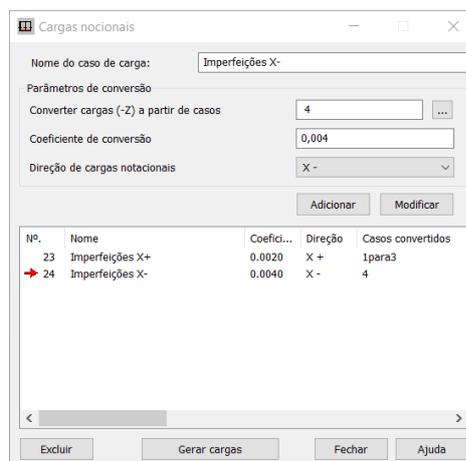


Figura 3.6 - Criação do caso de carga especial para ações das imperfeições, segundo o Robot.

3.4.6. Classificação das secções

A encurvadura local que pode existir nos membros metálicos é um efeito muito importante, em se tratando de elementos comprimidos, e sua consideração é essencial para realizar uma análise bem feita. Segundo a EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005), este efeito está relacionado com a geometria da secção transversal do elemento, assim como a sua capacidade de atingir a plastificação/cedência sem que ocorra a encurvadura total, sendo estas classificadas em:

- Classe 1 - Secções em que podem se formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para se realizar uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 - Secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação seja limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 - Secções que apresentam a tensão de cedência na fibra mais afastada, calculada através de uma distribuição elástica, porém a encurvadura local impede que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4 - Secções em que ocorre encurvadura local sem que seja atingida a sua tensão de cedência em qualquer parte.

No âmbito das estruturas mistas, a classificação das secções é feita para os diferentes membros da secção transversal, sendo atribuída à secção, a classificação mais desfavorável entre os seus membros, assim como nas estruturas metálicas. No caso dos elementos mistos, o eixo neutro de flexão não passar pelo centro de gravidade do perfil metálico e poder existir armaduras de tração no banzo de betão, fazem com que a classificação destes elementos, quando solicitados somente à flexão, seja diferente da classificação dos membros puramente metálicos nesta condição.

A classificação da alma do perfil metálico de elementos mistos é realizada através da seção 5.6 da EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005), sendo possível efetuar análise plástica nos cálculos de resistência em secções das Classes 1, 2 ou 3, enquanto a análise elástica é realizada apenas para secções da Classe 4. A EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) indica que deve-se realizar análise plástica também para secções da Classe 3 pelo fato da classificação da alma do perfil depender da sua distribuição de tensões, e esta depender da sua classificação, sendo ambígua a escolha da análise a realizar. Desta forma, quando é assumida uma distribuição plástica de tensões, se tem certeza quanto à classificação da alma (Calado & Santos, 2010).

Se o banzo comprimido do elemento em causa, for das Classes 1 ou 2, e sua alma da Classe 3, é necessário assumir uma área efetiva, da Classe 2, para esta alma através do “método do buraco na alma”, definido na seção 6.2.2.4 da EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005). A classificação do banzo dos elementos não revestidos por betão também é realizada de acordo com a EN 1993 (CEN, EN1993-1-1, 2005), enquanto para elementos parcialmente revestidos por betão, a classificação é realizada de acordo com a Figura 3.7. Para estes casos, o betão armadura deve conter varões na direção longitudinal ao elemento, além de ser necessário respeitar os pormenores indicados na seção 5.5.3 da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), relacionados à conexão mecânica entre os dois materiais e suas respectivas dimensões.

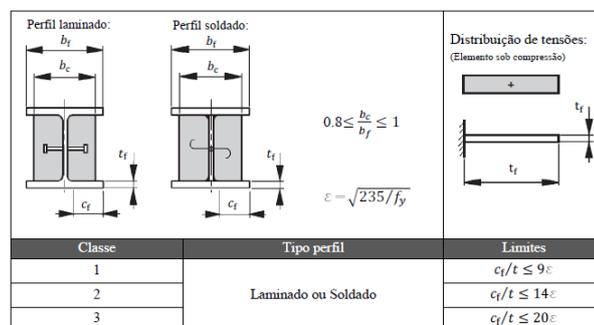


Figura 3.7 - Classificação de banzos em elementos mistos parcialmente revestidos por betão.
(Pimentel, 2013)

Nos casos que o betão é considerado fissurado, é necessário garantir a capacidade de rotação da secção mista sem que as armaduras colapsem, e por isso a quantidade de varões presente nesta zona, em secções das Classes 1 e 2, é condicionada por uma área mínima e pela ductilidade do aço utilizado. A área mínima de aço é definida pela expressão (5.7) da EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004), além das armaduras só entrarem para os cálculos de classificação se a ductilidade do aço em causa for da Classe B ou C. Se o banzo de betão contar com a presença de redes eletrossoldadas, estas só alteram a classificação da secção, caso sua ductilidade seja

considerável, como acontece no caso de redes para conter a fissuração do betão. Para a classificação das secções, o betão tracionado deve ser desprezado, e os esforços utilizados são os de dimensionamento.

A classificação das secções não altera muito a modelação das estruturas mistas, sendo correto realizar o pré dimensionamento dos elementos e atribuir estes ao modelo computacional. Após o cálculo através do software, é necessário verificar a resistência do elemento sabendo a classificação real de acordo com os esforços obtidos na modelação, alterando as secções caso se justifique, até que se obtenha a convergências das soluções.

Em projetos de edifícios mistos, o mais usual é buscar a utilização de secções das Classes 1 e 2 pelo fato de seu dimensionamento poder se efetuado através de análises plásticas, além do limite para redistribuição dos momentos flectores serem maiores quando comparados com os limites para as secções das Classes 3 ou 4 (Calado & Santos, 2010).

3.4.7. Largura efetiva e o efeito “Shear-Lag”

A deformação por corte existente no plano da secção transversal diminui de acordo com o aumento da distância que os pontos analisados se encontram do eixo de transmissão das forças (zona dos conectores). A variação de deformação causa uma não-uniformidade na distribuição de tensões ao longo da largura da viga mista, sendo este fenómeno mais relevante quanto maiores forem as distâncias até o eixo do elemento, como mostra a Figura 3.8.

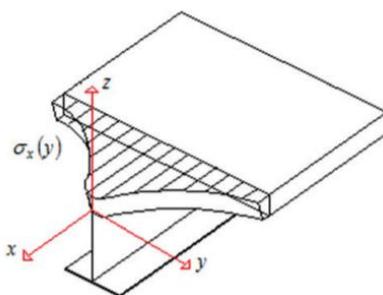


Figura 3.8 – Distribuição de tensões transversais no banço de betão (Silva & Dias, 2018).

Como a distribuição de tensões nas vigas mistas são consideradas não uniformes, não é correto assumir que estes elementos são compatíveis com a hipótese da conservação das secções planas após a sua deformação (Calado & Santos, 2010), por isso, não levar em conta os efeitos causados pelo “shear-lag” pode introduzir erros consideráveis na análise.

Para poder assumir uma distribuição de tensões uniforme ao longo do banzo de betão, e com isso a hipótese mencionada acima, é admitido uma largura efetiva b_{eff} , para ser utilizada nos cálculos destes elementos, ao invés de utilizar a largura real de influência. A determinação mais prática e eficiente da largura efetiva se baseia em assumir uma distribuição retangular de tensões centrada na zona de maior tensão e com a largura efetiva b_{eff} , de modo a obter uma área equivalente à área ocupada pela distribuição real de tensões, ao longo da largura de influência B da viga em causa ($A_{ACDEF} = A_{GHJK}$ na Figura 3.9).

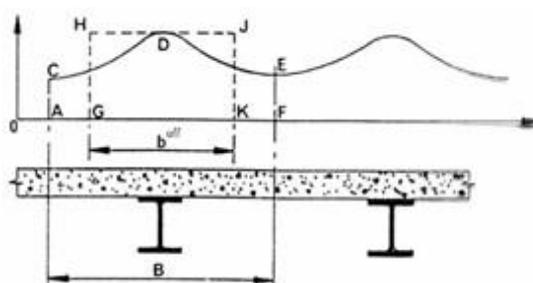


Figura 3.9 - Distribuições de tensões na largura da viga para definição de b_{eff} .

Segundo (Pimentel, 2013), a definição da largura de efetiva é influenciada pelos seguintes parâmetros:

- Geometria da estrutura: comprimento do vão e largura de influência;
- Condições de apoio: viga simplesmente apoiada, encastrada ou em consola;
- Tipo de carregamento: carga concentrada ou distribuída;
- Existência, ou não, de reforços longitudinais e transversais na laje de betão;
- Tipo de análise efetuada: análise elástica ou plástica.

A EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) define o cálculo das larguras efetivas que devem ser assumidas nas diferentes zonas ao longo do comprimento da viga. Este cálculo depende da zona analisada (apoios intermédios/extremos ou meio-vão) e das distâncias entre as secções de momento fletor nulo ao longo comprimento desta mesma zona, com melhor visualização através da Figura 3.10.

Para zonas de meio-vão e apoios intermédios, é utilizada a expressão (3.6), e para apoios externos é utilizada a expressão (3.7) com parâmetro β_i calculado através da expressão (3.8).

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (3.6)$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (3.7)$$

$$\beta_i = \left(0.55 + \frac{0.025 * L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1 \quad (3.8)$$

- b_0 - Distância entre o centro dos conectores de corte. $b_0 = 0$ para apenas uma linha de conectores e para análise de edifícios;
- b_{ei} - Valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma do perfil metálico, igual à $\frac{L_e}{8}$, porém não maior do que b_i ;
- b_i - Distância entre o centro do conector de corte mais extremo da viga e o ponto central do vão até a alma da viga adjacente. Para bordos livres, b_i é igual à distância até o bordo. Para análise de edifícios, b_i deve ser medido desde o centro da alma;
- L_e - Distância aproximada entre as secções de momento fletor nulo.

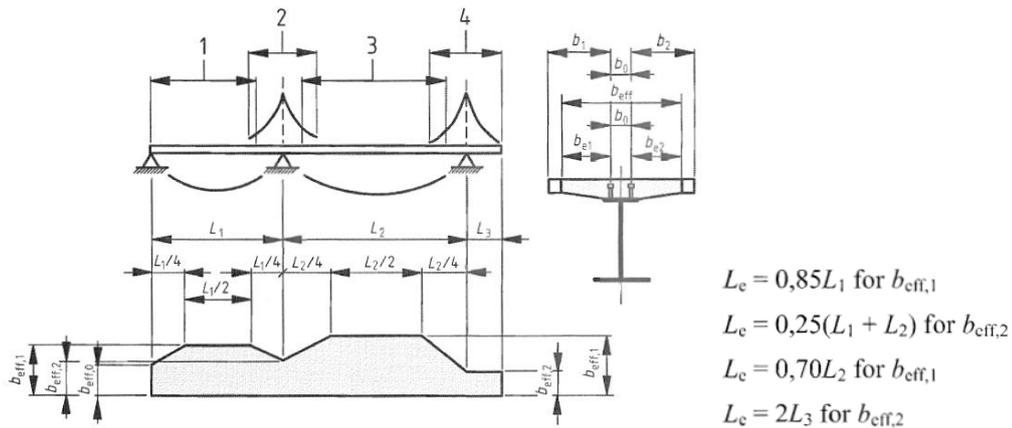


Figura 3.10 - Definição de L_e para o cálculo da largura efetiva (CEN, EN1994-1-1, 2004)

No caso de ser efetuada uma análise elástica, a influência o efeito de “shear-lag” sobre os resultados obtidos, é pequena, quando comparada com a influência causada pelo betão fendilhado (Calado & Santos, 2010), desta forma, a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) preconiza assumir um valor constante para a largura efetiva ao longo do comprimento de um vão, caso seja efetuada uma análise elástica, sendo este valor igual $b_{eff,1}$ para vigas apoiadas, e $b_{eff,2}$ para consolas (ver Figura 3.10).

Se através de cálculos for justificado assumir uma largura efetiva na modelação de estruturas mistas, isso deve ser feito imprescindivelmente, pelo fato de ser alterado o momento de inércia do elemento, e com isso a sua rigidez. A melhor forma de assumir as larguras efetivas na

modelação de estruturas mistas é realizar os cálculos explicados acima separadamente e modelar as vigas diretamente utilizando as larguras calculadas. Para a modelação de lajes mistas, o mais eficiente é modelar apenas uma viga mista assumindo uma largura de betão equivalente a largura efetiva calculada previamente.

3.4.8. Fluência/Retração do betão

Em termos gerais, a consideração dos efeitos da fluência do betão na análise de estruturas mistas é feita através da utilização de um coeficiente n_l de homogeneização para o betão, definindo pela expressão (3.9).

$$n_l = n \cdot (1 + \Psi_l \cdot \varphi_t) \quad (3.9)$$

- n - Coeficiente de homogeneização mencionado no subcapítulo 3.2 ($\frac{E_s}{E_{cm}}$ no caso de estruturas mistas aço-betão) para ações de curta duração;
- E_{cm} - Módulo de elasticidade secante do betão para ações de curta duração, definido nas secções 3.1.3 e 11.3.2 da EN 1992 (CEN, EN1992-1-1, 2004);
- φ_t - Coeficiente de fluência $\varphi_{(t,t_0)}$ em função da idade (t) do betão no momento considerado e da idade (t_0) do elemento quando este foi solicitado pela primeira vez, definido nas secções 3.1.4 e 11.3.3 da EN 1992 (CEN, EN1992-1-1, 2004). No caso da retração, a idade (t_0) do elemento quando solicitado pela primeira vez, geralmente é considerada 1 dia;
- Ψ_l - Fator multiplicador do coeficiente de fluência dependente do tipo de carregamento. Considerado 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efeitos primários/secundários de retração e 1,5 para elementos pré-esforçados.

A forma como estes efeitos são contabilizados pode variar dependendo de diversas condições impostas pela EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). No caso de elementos pré-esforçados com a idade do betão superior a 14 dias, ou elementos betonados por fases, a idade considerada no cálculo do coeficiente de fluência pode ser considerada um valor médio. Para lajes pré-fabricadas ou nas quais o pré-esforço é aplicado antes da conexão de corte entre os dois materiais se tornar efetiva, os valores utilizados no cálculo dos parâmetros de fluência/retração devem ser calculados a partir do momento que estas conexões passam a ser efetivas.

Caso seja realizada uma análise global de primeira ordem na estrutura de um edifício, sendo que sua utilização não é destinada ao armazenamento, ou que esta não possui elementos pré-esforçados, o módulo de elasticidade do betão utilizado no cálculo do coeficiente de

homogeneização para contabilização dos efeitos da fluência é o seu módulo efetivo de elasticidade ($E_{c,eff}$), considerado igual à $E_{cm}/2$ neste caso.

Em algumas situações, a distribuição global de momentos fletores de uma estrutura é afetada de forma significativa pela não-linearidade imposta pela fluência do betão, como é o caso das estruturas constituídas por elementos mistos e não-mistos. Nestes casos, os efeitos secundários da fluência devem ser considerados, exceto para análises globais de estados limites últimos de elementos pertencentes à Classe 1 ou 2. Para considerar estes efeitos secundários, o fator multiplicador Ψ_l utilizado é igual à 0,55.

Os efeitos da fluência/retração do betão podem ser desprezados no caso de secções da Classe 1 ou 2, onde é realizada uma análise em termos de estados limites últimos que não incluam a resistência do elemento à fadiga, ou que não seja necessário considerar a encurvadura lateral do mesmo.

Se for justificável, umas das formas de contabilizar a fluência do betão na modelação computacional de vigas/lajes mistas, é através do seu cálculo manual com o intuito de alterar a área da secção homogeneizada em aço. Isto pode ser interessante caso a metodologia de modelação computacional em causa envolva a atribuição de uma secção genérica ao elemento estrutural. Nos casos que necessitam, a retração do betão pode ser considerada na modelação através da introdução de uma ação correspondente à variação de temperatura que provocaria uma deformação equivalente à extensão causada no elemento, devido aos efeitos da retração.

3.4.9. Fendilhação do betão

A fendilhação do betão estrutural é um efeito frequentemente registado nos elementos em que este material se encontra tracionado. A influência da fendilhação do betão na distribuição de esforços e deformações, geralmente ocorre antes dos estados limites de serviço serem atingidos, o que afeta diretamente a posição do eixo neutro de flexão na secção. É essencial a consideração correta deste efeito na modelação, caso contrário, podem existir erros associados à classificação, distribuição de tensões e resistência aos estados limites últimos das secções em causa (Calado & Santos, 2010).

A consideração deste efeito deve ser feita já tendo em conta a largura efetiva do banzo de betão, assim como o efeito da fluência/retração do mesmo, e como mencionado no subcapítulo 3.3.2, a fendilhação divide a análise elástica linear em dois principais grupos:

- Análise não-fendilhada;
- Análise fendilhada.

Os dois tipos de análise se diferenciam pelo fato da primeira não considerar a fendilhação do betão, enquanto a segunda considera este efeito através da redução da rigidez de flexão dos elementos em algumas zonas determinadas.

3.4.9.1. Análise não-fendilhada

A análise efetuada é denominada como não-fendilhada quando não é realizada a redução da rigidez de flexão do elemento em causa, ou seja, os cálculos são realizados utilizando a rigidez de flexão real do elemento. Esta rigidez, $E_a I_1$, é função do momento de inércia da secção homogeneizada em aço (I_1), assumindo o banzo de betão como não-fendilhado e desprezando a existência de armaduras longitudinais nesta zona.

O betão é considerado não-fendilhado quando a tensão de tração, nas fibras mais afastadas do eixo neutro, é inferior ao dobro da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}), caso contrário, deve ser realizada uma análise fendilhada.

3.4.9.2. Análise fendilhada

A EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) determina duas metodologias para considerar a influência do betão fendilhado nas vigas mistas:

- Método geral;
- Método simplificado.

Para elementos isolados, deve ser utilizado o método geral. Este método consiste em atribuir uma rigidez de flexão reduzida ($E_a I_2$) para todas as zonas do elemento onde o betão está tracionado com tensões superiores ao limite mencionado anteriormente ($\sigma > 2f_{ctm}$). Esta rigidez pode ser utilizada para verificações de estados limites últimos, ou de serviço.

A rigidez é reduzida através da alteração do momento de inércia da secção real (I_1), homogeneizada em aço, para o momento de inércia (I_2) de uma secção também homogeneizada em aço, mas que despreza o banzo de betão tracionado e considera a existência das armaduras longitudinais nesta zona.

Na análise global de edifícios, pequenas alterações podem afetar completamente o funcionamento da estrutura, logo, realizar o método geral pode ser muito trabalhoso. Muitas vezes é necessário alterar a rigidez dos elementos diversas vezes até que a solução se encontre correta, sendo mais viável realizar o método simplificado nestes casos.

Este segundo método só é válido para vigas mistas com o banzo de betão localizado sobre o perfil metálico e sem a presença de pré-esforço, e consiste em focar nos apoios de vigas contínuas e nos seus vãos adjacentes. Sempre que a razão entre o comprimento destes vãos adjacentes (menor/maior) for pelo menos 0,6, deve-se reduzir a rigidez de flexão de 15% dos seus comprimentos, contando a partir do apoio, da mesma forma que é reduzida no método geral. Para as restantes zonas, é considerada a rigidez de flexão sem considerar o betão tracionado, dependendo da posição da linha neutra.

Na modelação computacional, a análise fendilhada é feita depois do pré-dimensionamento. Após uma primeira análise, são definidas as secções que se justifica a redução da rigidez, e estas devem ser calculadas separadamente para serem atribuídas nas respetivas zonas do modelo.

A alteração da rigidez de flexão de algumas zonas dos elementos, faz com que a distribuição de momentos ao longo da viga contínua também seja alterada. A diminuição da rigidez na proximidade dos apoios faz com que o momento fletor negativo presente nestas zonas diminua, gerando uma redistribuição de momentos ao longo da viga de forma a obter o equilíbrio no elemento.

3.4.10. Redistribuição de momentos fletores

A redistribuição de momentos em estruturas aproxima o momento fletor atuante do resistente nas zonas em que este momento é negativo, otimizando as secções que se encontram nessas condições. Consequentemente, os momentos fletores positivos aumentam de forma a equilibrar o elemento. Isto é interessante para vigas mistas pelo fato de ser mais fácil obter a resistência destes elementos para momentos positivos, quando comparada à resistência para momentos negativos (Calado & Santos, 2010).

A EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) define um limite para a redistribuição máxima de acordo com o tipo de análise, e a classe da secção em causa, como mostra o Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Limites para redistribuição de momentos negativos, em percentagem do valor inicial – adaptado de (CEN, EN1994-1-1, 2004)

Classe da secção transversal na zona de momento negativo	1	2	3	4
Para análise não-fendilhada	40	30	20	10
Para análise fendilhada	25	15	10	0

A norma ainda restringe a redistribuição de momentos flectores de acordo com o citado a seguir:

- Não redistribuir em análise de segunda ordem, ou em verificações de estados limites relacionados à fadiga;
- Em vigas parcialmente revestidas por betão, desprezar a contribuição deste para a resistência da secção, caso esta não possua capacidade de rotação suficiente;
- Não redistribuir em vigas com altura variável, vigas não contraventadas ou quando são utilizadas ligações semi-rígidas ou de resistência parcial;
- Não é necessário considerar encurvadura lateral.
- No caso de redistribuição do momento positivo em secções das Classes 1 ou 3, os limites são 10% para análise não-fendilhada, e 20% para análise fendilhada.
- Para aços de classe superior à S355, a redistribuição só pode ocorrer em secções da Classe 1 ou 2. Os valores máximos dessa redistribuição é 30% para análise não-fendilhada, e 15% para análise fendilhada;

3.4.11. Outros aspetos

Além dos citados acima, a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) abrange outros pormenores importantes como:

- A influência do faseamento construtivo de elementos mistos;
- A influência do grau de conexão entre os materiais;

- A contribuição dos efeitos da temperatura na análise global das estruturas mistas.

O faseamento construtivo é um aspeto que influencia severamente o dimensionamento elástico das vigas/lajes mistas. Como mencionado no subcapítulo 2.2.2, existe a possibilidade de utilizar, ou não, o escoramento no processo construtivo destes elementos, fazendo com que o seu carregamento seja diferente para cada situação. Para contornar os problemas relacionados a isso, a execução destes elementos pode recorrer ao betonamento por fases, ou a imposição de contra flechas, por exemplo.

Se tratando da influência dos graus de conexão, o escorregamento e a separação do betão em relação ao perfil metálico pode ser desprezado, caso não seja realizada uma análise não-linear, ou seja, para outros métodos de análise, é sempre considerado a conexão total entre os dois materiais.

Os efeitos da temperatura devem ser traduzidos ao modelo de cálculo através de uma variação de temperatura, segundo o que indica a EN 1991 (CEN, EN1991-1-(1-7), 2002). Este efeito só contribui para os resultados em análises de estados limites de serviço.

Quando se trata de estados limites últimos não relacionados à fadiga, os aspetos mencionados acima devem ser desprezados, enquanto considerações diferentes são tomadas quando se trata de estados limites de serviço.

Como mencionado no subcapítulo 3.1, estes pormenores são importantes para situações que não se encaixam nesta dissertação, desta forma, estes não serão considerados para as modelações e análises realizadas nos seguintes capítulos.

4. MODELOS PARA ANÁLISE

4.1. Vigas simplesmente apoiadas

4.1.1. Considerações iniciais

O intuito destas análises é comparar os resultados obtidos através de diferentes metodologias de modelação para vigas simplesmente apoiadas, com os obtidos através de uma análise manual, de modo a obter o mais eficiente para o cálculo computacional. Antes de apresentar a modelação e análise das vigas em questão, é necessário ter em conta algumas considerações iniciais para que os resultados sejam considerados válidos.

- A interação entre o aço e o betão é total, ou seja, não há escorregamento na interface dos dois materiais;
- A largura utilizada para a modelação da laje é considerada como efetiva em sua totalidade ($b = b_{eff}$), e com isso é admitida a conservação das secções planas após a deformação ao longo da peça (sem “shear-lag”);
- Se for utilizada laje mista com chapa perfilada, o betão na altura das nervuras da chapa deve ser desprezado independentemente do tipo da análise realizada.

É necessário diferenciar os dois tipos de flexão que podem existir em vigas mistas com apenas momentos positivos. A diferença se dá em relação a posição que o eixo neutro de flexão se encontra na secção transversal. Como é realizada uma análise elástica linear, o eixo neutro se encontrará no centro de gravidade da secção mista homogeneizada, podendo estar na zona do aço, ou na zona do betão.

Caso o eixo neutro da secção se encontre no banzo de betão, e com isso se tenha parte do betão tracionado, a resistência desse material a esse tipo de ação é desprezada, caso esteja sendo realizada uma análise fendilhada. Este tipo de análise é realizado nos modelos seguintes aos apresentados neste subcapítulo.

Após a comparação destas modelações, foram escolhidos os dois melhores métodos para serem atribuídos à modelação do edifício do subcapítulo 4.2. A escolha dos métodos foi feita de acordo com o que é apresentado nas conclusões do subcapítulo 5.1.3.

4.1.2. Materiais e ações

Nos modelos apresentados a seguir foram atribuídos os materiais e as ações indicadas no Quadro 4.1. Foi feita uma combinação manual segundo a norma EN1990 (CEN, EN1990, 2002) e atribuída apenas uma carga no software de cálculo para simplificar a modelação.

Quadro 4.1 - Materiais utilizados nas vigas S.A

Materiais		
Betão - C25/30	h = 0,2m	fcd (compressão) = 16,7 mPa
	beff = 2m	
Perfil IPE 300 - S355		f _{yd} = 308,7 mPa
Ações		
PP	Betão (kN/m ³)	25
	IPE 300 (kN/m)	0,414
RCP	(kN/m)	2
	(kN/m ²)	1
SOB	(kN/m)	4
	(kN/m ²)	2
Carregamento Combinado	(kN/m)	22,8
	(kN/m ²)	11,4

Foi assumida uma largura efetiva de 2 m para os banzos de betão presentes na laje maciça de 20 cm de espessura. Além disso, o perfil metálico IPE 300 com 7m de comprimento, foi pré-dimensionado para tensões de tração no vão da viga. Caso fosse utilizado uma solução de laje com chapa colaborante, deveria se ter em conta a possibilidade de desprezar parte do betão presente na secção transversal, o que reduziria o momento de inércia em causa, alterando os resultados.

4.1.3. Cálculo manual

Como se trata de uma secção com dois materiais de propriedades diferentes (Figura 4.1 (a)), o primeiro passo é a homogeneização desta secção em apenas um material. A homogeneização em aço é realizada como explica o subcapítulo 3.2, considerando o comportamento linear do betão, utilizando o coeficiente $n=6,77$. A escolha desta geometria resultou em uma secção mista com o eixo neutro localizado na zona do banzo de betão, como mostra a Figura 4.1 (b).

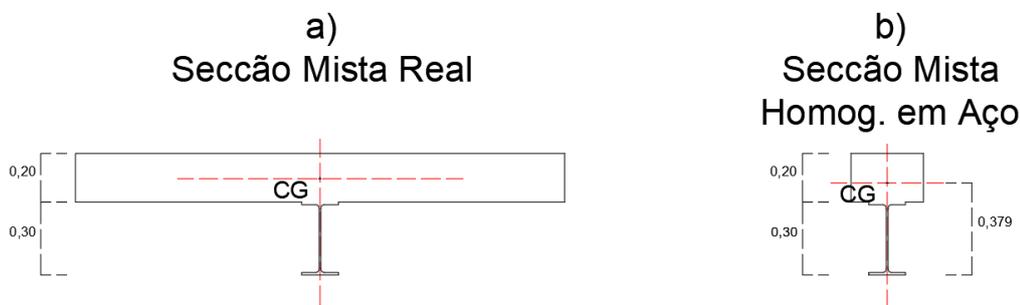


Figura 4.1 – a) Seccão mista; b) Seccão mista homogeneizada em aço

Foi realizada uma análise não-fendilhada, ou seja, foram considerados os dois materiais na totalidade para o cálculo das tensões e deformações, através dos dados fornecidos no Quadro 4.2. Vale lembrar que caso se estivesse realizando uma análise fendilhada, a área e o momento de inércia da secção transversal dependeriam da posição que a linha neutra se encontraria. O fato do betão tracionado, neste tipo de análise, ser desprezado, faz com que seja necessária a realização de um processo iterativo para encontrar a posição da linha neutra na altura da secção.

Quadro 4.2 - Dados das secções para o cálculo manual

Viga Homogeneizada em Aço	
Cgy (m) - medido desde à base	0,379
Iy (cm⁴)	58861
Atotal (cm²)	644,29

4.1.4. Cálculo computacional

Os modelos gerados para análise e comparação dos resultados, são os que se encontram na Figura 4.2.

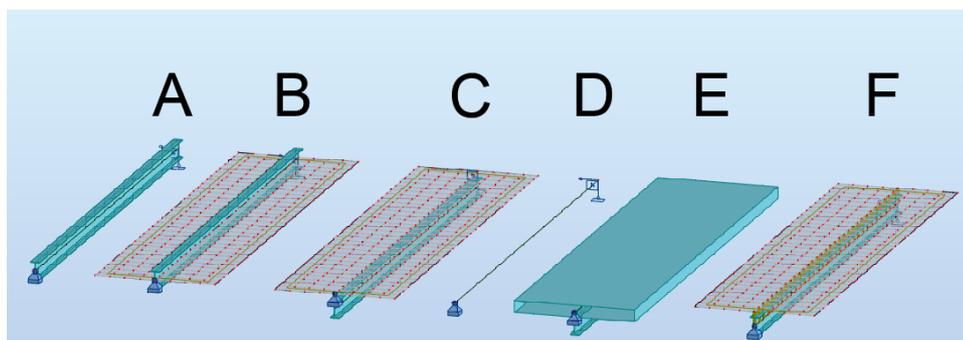


Figura 4.2 - Modelos 3D para vigas simplesmente apoiadas

- **A** - Modelação de viga metálica:

Uma viga puramente metálica com o carregamento equivalente ao de uma viga mista, ou seja, simulando a presença do betão através de cargas;

- **B** - Modelação de Viga S.A + Laje (no mesmo eixo):

Além do perfil metálico, foi modelada uma laje de betão na qual a carga é aplicada e então transmitida à viga. Neste caso, a viga e a laje compartilham o centro de gravidade e deste modo a transmissão da carga é feita diretamente para o centro de gravidade da viga. Além disso, a matriz de rigidez do elemento plano foi alterada de modo que o seu funcionamento fosse conjugado ao funcionamento do perfil metálico, assim como nos outros modelos em que a laje está presente (Modelos C e F), sendo então uma laje de funcionamento ortotrópico;

- **C** - Modelação de Viga S.A + Laje (com “offset”):

Assim como no caso B, a laje de betão recebe as cargas e as transmite à viga. Neste caso, é inserido um deslocamento no perfil metálico (“offset”) de forma que este se encontre na posição que ele realmente se encontraria em uma viga mista.

- **D - Secção Genérica:**

Nesta modelação são inseridos os parâmetros geométricos da secção desejada, assim como a posição do seu eixo longitudinal (exemplo na Figura 4.3). A geometria atribuída à secção é a mesma indicada no Quadro 4.2 para a viga mista homogeneizada em aço (tendo em vista que o material utilizado no modelo é o aço);

Legenda:	Secção Genérica	Cor:	Auto
Ax =	410,69	(cm ²)	vy = 14,8
Ix =	0,00		vpy = 14,8
Iy =	53986,60	(cm ⁴)	vz = 12,1
Iz =	2652,70		vpz = 37,9

Figura 4.3 – Exemplo de atribuição dos dados da secção genérica, no ROBOT

- **E - “Section Builder”:**

Neste método, antes de fazer qualquer tipo de análise é necessário criar uma secção específica na qual se deseja trabalhar. O interessante disto é que temos os dois materiais funcionando em conjunto, ou seja, a viga funcionando realmente como uma viga mista com dois materiais distintos;

- **F - “Rigid Links”:**

Este método consiste na modelação de vigas puramente metálicas e lajes de betão separadamente sem nenhum tipo de conexão, e distanciadas pela excentricidade real entre os eixos dos dois elementos, assim como no modelo C. Os dois materiais são conectados por vínculos rígidos (“rigid links”) ao longo de quantos pontos forem desejados. Neste caso foram atribuídos vínculos rígidos ao longo de todos os pontos da malha gerada para a laje em causa.

4.2. Edifício misto

4.2.1. Considerações iniciais e conceção estrutural

Após analisar as modelações anteriores, foram tiradas as conclusões apresentadas no subcapítulo 5.1.3 e definidas como as melhores modelações para vigas mistas, as que se

atribuem os dados de uma secção genérica ao elemento (modelo D para vigas simplesmente apoiadas) ou a que se modela a laje de betão como um elemento plano na sua posição real (“offset”) em relação ao perfil metálico (modelo C para vigas simplesmente apoiadas).

O edifício a ser analisado é regular, com 3 pisos de planta 28x28 m² e com pilares metálicos afastados por 7m, conectados por vigas contínuas no lado de maior inércia, e por vigas simplesmente apoiadas no lado de menor inércia. As vigas principais na direção de maior inércia dos pilares recebem as cargas da laje, e as descarregam direto nos pilares. Além disso, na metade do vão entre as vigas principais na direção de maior inércia, foram concebidas vigas secundárias que recebem parte da carga proveniente da laje, e as descarregam nas vigas principais na direção de menor inércia, e estas por sua vez as descarregam nos pilares, como mostram as plantas da Figura 4.4.

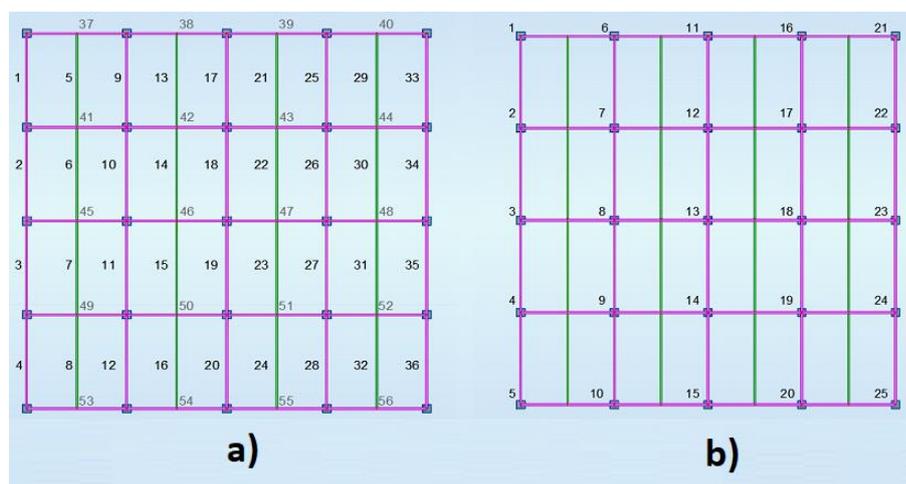


Figura 4.4 - a) Planta de Vigas; b) Planta de Pilares

Nos casos em que não se modela a laje de betão, a rigidez do modelo se distancia severamente da rigidez real, sendo necessário simular de alguma forma a rigidez global que o modelo apresentaria, caso as lajes fossem modeladas. Nestes casos, foram introduzidos elementos de barra transversais às vigas de forma a igualar a rigidez global do modelo com a rigidez real, visando compatibilizar os deslocamentos laterais dos pórticos, conforme se altera a secção destes elementos transversais até a convergência dos resultados. Foram assumidas barras de aço circulares ocas com 27 cm de diâmetro e 1 cm de espessura, como a solução perfeita para a simulação da rigidez da laje (deslocamentos equivalentes aos deslocamentos do modelo com laje).

Fora a simulação das lajes, foram introduzidos contraventamentos no edifício de modo a reduzir os deslocamentos totais dos pórticos para um valor aceitável e que não alteram a distribuição global de esforços. Em todos os modelos, o contraventamento utilizado foram barras circulares ocas com 18 cm de diâmetro e 1 cm de espessura na direção da menor inércia dos pilares (maiores deslocamentos).

4.2.2. Materiais, ações e pré dimensionamento

Os materiais são “inseridos” nos modelos do subcapítulo 5.1.2, assim como as ações, porém afetadas automaticamente por coeficientes de combinação, segundo o que preconiza a EN 1990 (CEN, EN1990, 2002). Para esforços e tensões nas vigas foi utilizada a combinação fundamental para ULS, enquanto para os deslocamentos foi utilizada a combinação quase-permanente para SLS.

O pré-dimensionamento das lajes, apresentado no Quadro 4.3, inicialmente foi realizado através de tabelas técnicas para lajes mistas do fornecedor O FELIZ, porém estas foram consideradas maciças na análise global de forma a simplificar a modelação e aproveitar os cálculos anteriormente realizados.

Quadro 4.3 – Cargas e pré dimensionamento da laje para um edifício misto.

Laje Mista – O Feliz				
Carga Característica		->	H60 - 1mm - h = 12cm	
Revestimento (kN/m ²)	1,00			Chapa (Aço S320GD+Z)
Paredes (kN/m ²)	1,50		Espessura Chapa (mm)	1
Sobrecarga (kN/m ²)	2,00		Espessura Laje (cm)	12
Total (kN/m ²)	4,50		PP Chapa (kN/m ²)	0,11
Vão - Contínua - 2 vãos (m)	3,50		PP Betão (kN/m ²)	2,1

Os restantes elementos estruturais foram separados em grupos de acordo com a carga que foi considerada para o pré-dimensionamento das secções. No caso das vigas, o pré dimensionamento dos perfis metálicos foi realizado tendo em conta as tensões máximas de tração, enquanto para os pilares foram levados em consideração os esforços axiais máximos, de acordo com modelos criados no software FTOOL. O pré-dimensionamento dos elementos também visou a possibilidade da realização de uma análise global de primeira ordem, com o intuito de simplificar a análise. Estes dados são apresentados no Quadro 4.4. As vigas contínuas serão posteriormente separadas em Externas e Internas, tendo em conta que a posição do tramo

em causa, em relação à geometria da estrutura, altera os cálculos quando se trata de larguras efetivas.

Quadro 4.4 - Grupos de Vigas e Pilares, de acordo com as plantas da Figura 4.4

Vigas		Secção IPE	Pilares		Secção HEA
A	1, 2, 3, 4, 33, 34, 35, 36	270	P1	1, 5, 21, 25	320
B	9, 10, 11, 12, 17, 18, 19, 20, 25, 26, 27, 28	270	P2	2, 4, 22, 24	320
C	5, 6, 7, 8, 13, 14, 15, 16, 21, 22, 23, 24, 29, 30, 31, 32	330	P3	3, 23	320
D	37, 38, 39, 40, 53, 54, 55, 56	400	P4	6, 20, 16, 15, 11, 10	320
E	41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52	400	P5	7, 9, 12, 14, 17, 19	320
			P6	8, 13, 18	320

4.2.3. Modelos

Dos pormenores de modelação explicados no subcapítulo 3.4, os levados em consideração na elaboração deste documento foram os relacionados à não linearidade do betão, como a fendilhação e a fluência/retração, e os relacionados à geometria, como a possibilidade de realizar-se uma análise de segunda ordem e a atribuição de larguras efetivas para as vigas. Os critérios não mencionados neste parágrafo foram desprezados pelo fato de serem indiferentes para o tipo de análise realizado, ou causarem o mesmo efeito global em todos os modelos, sendo desnecessária a sua consideração.

Como se trata de uma análise global, a rigidez dos elementos influencia diretamente a distribuição de esforços na estrutura, sendo possível assumir que as tensões existentes nos diferentes materiais, para os diferentes grupos de vigas, não são dependentes unicamente da geometria da secção transversal como anteriormente. Os 4 modelos criados (Figura 4.5) para análise e comparação se diferenciam pela rigidez das vigas e pela existência, ou não, da laje de betão, obtendo 4 distribuições diferentes de esforços, que serão analisadas posteriormente.

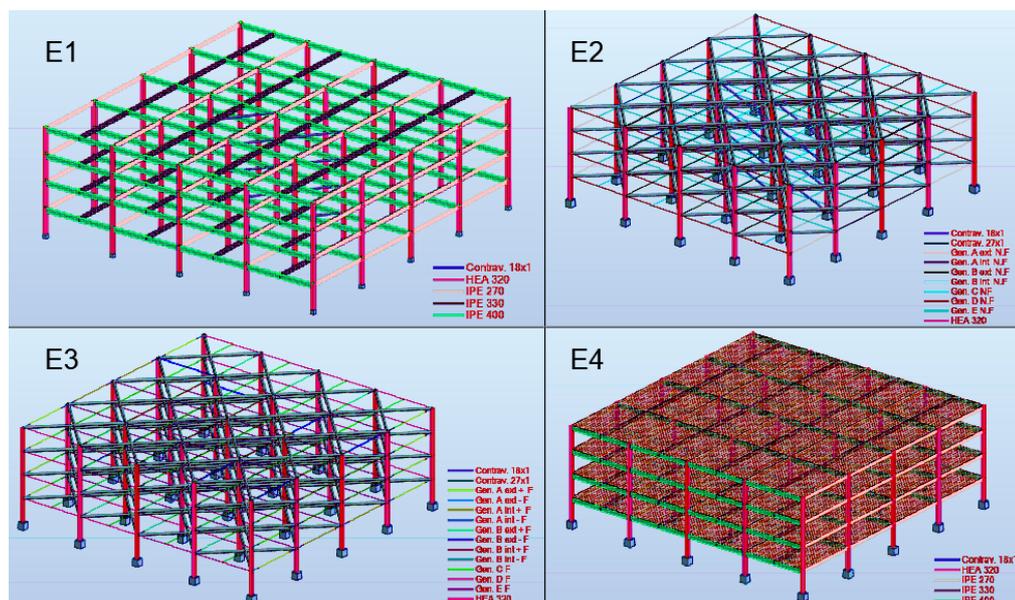


Figura 4.5 - Modelos de edifício misto

- **Modelo E1** – Perfis IPE sem modelação da laje de betão:

A distribuição de esforços neste tipo de modelação é a que menos se distancia da que foi assumida no pré-dimensionamento, por isso este modelo foi criado principalmente para que fosse utilizado como referência em termos de esforços nos elementos de vigas, e a partir disso comparar a distribuição de esforços das outras modelações.

- **Modelo E2** – Secção Genérica com inércia não-fendilhada:

O edifício do modelo E2 considera toda a secção mista das vigas para os cálculos estruturais, tendo em vista que é realizada uma análise não-fendilhada. Neste tipo de modelação, para que os resultados estejam corretos, é necessário levar em consideração as diferentes larguras efetivas para as vigas, através do cálculo explicado no subcapítulo 3.4.7. Além disso, em todo o comprimento dos tramos das vigas foi assumida a mesma secção genérica, tendo em vista que não há diferença entre o momento de inércia da secção para momentos positivos e para momentos negativos. As diferentes larguras efetivas são apresentadas no Quadro 4.5

Quadro 4.5 - Cálculo e resumo das larguras efetivas.

		Contínuas				Simplicemente Apoiada					Vigas	Beff (m)	
		A		B		C		D		E			
b0 (m) = 0		b1 (m)	1,75	b1=b2 (m)	1,75	b1=b2 (m)	1,75	b1 (m)	3,5	b1=b2 (m)	3,5	A Ext	0,744
		L1=L2 (m)	7,00	L1=L2 (m)	7,00	L (m)	7,00	L (m)	7,00	L (m)	7,00	A Int	0,613
Zona dos Apoios	Extremidade	Le (m)	3,50	Le (m)	3,50	Le (m)	7,00	Le (m)	7,00	Le (m)	7,00	B Ext	1,488
		be1 (m)	0,44	be1 (m)	0,44	be1 (m)	0,88	be1 (m)	0,88	be1 (m)	0,88	B Int	1,225
		be2 (m)	0,00	be2 (m)	0,44	be2 (m)	0,88	be2 (m)	0,00	be2 (m)	0,88	C	1,750
		β	0,563	β	0,563	β	-	β	-	β	-	D	0,875
		beff (m)	0,246	beff (m)	0,492	beff (m)	1,750	beff (m)	0,875	beff (m)	1,750	E	1,750
	Intermédio	Le (m)	3,50	Le (m)	3,50								
		be1 (m)	0,44	be1 (m)	0,44								
		be2 (m)	0,00	be2 (m)	0,44								
		beff (m)	0,438	beff (m)	0,875								
	Zonas de Meio vão	Extremidade	Le (m)	5,95	Le (m)	5,95							
be1 (m)			0,74	be1 (m)	0,74								
be2 (m)			0,00	be2 (m)	0,74								
beff (m)			0,744	beff (m)	1,488								
Intermédio		Le (m)	4,90	Le (m)	4,90								
		be1 (m)	0,61	be1 (m)	0,61								
		be2 (m)	0,00	be2 (m)	0,61								
		beff (m)	0,613	beff (m)	1,225								

Como é realizada uma análise elástica linear de primeira ordem no edifício, as secções das vigas foram homogeneizadas em aço através do coeficiente que leva em consideração a fluência do betão, ou seja, utilizando no cálculo o seu módulo de elasticidade efetivo ($N_l = \frac{E_a}{E_{ceff}} = \frac{210}{15,50} = 13,55$).

Os dados referentes às secções genéricas atribuídas aos diferentes grupos de vigas são os apresentados no Quadro 4.6. Os momentos de inércia para os outros eixos, assim como a posição do eixo longitudinal na direção YY, não são apresentados pois são considerados nulos, ou seja, nesta análise só está em questão a flexão das vigas em torno do eixo perpendicular ao seu eixo longitudinal e os esforços axiais, além de assumir que a secção é simétrica em torno de YY.

Quadro 4.6 - Secções genéricas atribuídas ao modelo E2

Secção Genérica - Modelo E2	Ax (cm ²)	Iy (cm ⁴)	vz (cm)	vpz (cm)
Gén. A Ext N.F	111,83	16873	14,01	24,99
Gén. A Int N.F	100,20	15901	14,94	24,06
Gén. B Ext N.F	177,70	20325	11,04	27,96
Gén. B Int N.F	154,45	19366	11,80	27,20
Gén. C N.F	217,61	36207	12,47	32,53
Gén. D N.F	161,96	51381	19,56	32,44
Gén. E N.F	239,46	61947	15,17	36,83

- **Modelo E3** – Secção Genérica com inércia fendilhada:

Nesta modelação, o momento de inércia das vigas contínuas varia ao longo de seu comprimento, tendo em vista que é realizada uma análise fendilhada. Para considerar o betão fendilhado, foi realizado o método geral explicado no subcapítulo 3.4.9.2, desconsiderando o betão tracionado em todas as secções onde este material se encontre nesta condição.

No caso de zonas próximas aos apoios, foi necessário atribuir uma armadura principal resistindo à tração para o cálculo dos dados da secção genérica puramente metálica para momentos negativos. Nas zonas de momento positivo, foi utilizado o mesmo coeficiente de homogeneização do modelo E2 pelos mesmos motivos, assim como as mesmas larguras efetivas.

Os dados referentes às secções genéricas atribuídas aos diferentes grupos de vigas são os apresentados no Quadro 4.7. Para a armadura principal, foram considerados varões $\Phi 12$ espaçados a 15 cm ao longo da largura efetiva, com recobrimento de 5 cm à face superior da laje.

Quadro 4.7 - Secções genéricas atribuídas ao modelo E3

Secção Genérica - Modelo E3	Ax (cm ²)	Iy (cm ⁴)	vz (cm)	vpz (cm)
Gén. A Ext + F	111,83	16873	14,01	24,99
Gén. A Ext - F	51,55	7768	23,40	15,60
Gén. A Int + F	100,20	15901	14,94	24,06
Gén. A Int - F	50,56	7451	23,74	15,26
Gén. B Ext + F	166,85	20322	11,01	27,99
Gén. B Ext - F	57,16	9358	21,72	17,28
Gén. B Int + F	152,64	19366	11,80	27,20
Gén. B Int - F	55,18	8834	22,27	16,73
Gén. C + F	217,61	36207	12,47	32,53
Gén. D + F	161,96	51381	19,56	32,44
Gén. E + F	239,46	61947	15,17	36,83

- **Modelo E4** – Perfis IPE com “offset” e modelação da laje de betão:

Nesta metodologia, foi modelada a laje de betão ao longo de toda área onde ela realmente existe, de modo a comparar as tensões existentes no perfil e nos elementos planos, com as tensões obtidas através das outras modelações. Neste caso não é necessário levar em conta as larguras efetivas, nem a simulação da rigidez da laje, uma vez que este elemento é modelado por completo. Além disso, foram inseridos deslocamentos (“offsets”) nos respetivos perfis IPE da mesma forma que este foi inserido no subcapítulo 4.1.4.

Se tratando da não linearidade no funcionamento do betão tracionado, nesta modelação não foi feita nenhuma diferenciação em relação ao módulo de elasticidade do betão além de não ser necessário homogeneizar a secção mista, uma vez que os resultados retirados do software são referentes aos diferentes materiais. Desta forma, é possível assumir que é realizada na estrutura uma análise não-fendilhada sem a consideração da fluência, fazendo com que a distribuição de esforços seja completamente diferente das outras modelações.

5. RESULTADOS

5.1. Análise isolada de vigas simplesmente apoiadas

5.1.1. Cálculo manual

Os cálculos de momento fletor e flecha máxima (δ) para vigas simplesmente apoiadas com carregamento uniforme foram realizados através das expressões (5.1) e (5.2), respetivamente, retiradas das tabelas do LNEC, obtendo os resultados apresentados no Quadro 5.1.

$$M_{m\acute{a}x.}^+ = \frac{pL^2}{8} \quad (5.1)$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} \quad (5.2)$$

- p - Carregamento uniforme linear na viga;
- L - Comprimento da viga;
- E - Módulo de elasticidade do material utilizado;
- I - Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo neutro.

Quadro 5.1 - Resultado manual para o momento fletor e flecha máxima em vigas S.A

$M_{m\acute{a}x.}^+$ (kNm)	182,07
δ (cm)	0,982

Com o momento fletor máximo atuante na viga, foram calculadas as tensões máximas, indicadas na Figura 5.1, através da expressão 5.3, sabendo que quando se trata de tensões no betão, o resultado da expressão 5.3 deve ser dividido pelo coeficiente n de homogeneização.

$$\sigma_i = \frac{M_{i'}}{I_{i'}} \cdot y \quad (5.3)$$

- σ_i - Tensão normal na direção i ;
- $M_{i'}$ - Momento fletor atuante na direção i' , perpendicular à direção i ;
- $I_{i'}$ - Momento de inércia da secção segundo o eixo i' ;

- y - Distância do ponto analisado ao eixo i .

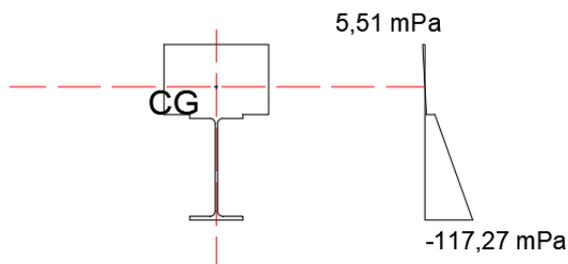


Figura 5.1 - Tensões normais na secção homogeneizada, segundo o cálculo manual para vigas S.A

Após a comparação dos resultados obtidos acima com as resistências em causa, é possível prosseguir com a análise e comparação dos resultados, passando então para a modelação computacional de forma a obter a melhor metodologia.

5.1.2. Cálculo computacional

5.1.2.1. Modelação de viga metálica (Modelo A)

Como se trata de uma viga simplesmente apoiada com a carga aplicada no centro de gravidade ao longo de todo o elemento, era evidente que os valores indicados no Quadro 5.2 para momentos flectores seriam iguais aos valores obtidos através da modelação manual, assim como em todos os modelos que se encaixam nessas condições, por se tratar de elementos isolados.

Quadro 5.2 - Resultados para o Modelo A de vigas S.A

	IPE300
Momento na Viga (kNm)	182,08
Tensão Betão (mPa)	-
Tensão Aço (mPa)	-326,85
Deslocamento (cm)	6,9

A divergência entre os valores de deslocamentos e tensões entre este modelo e o manual, existe pelo fato das propriedades geométricas utilizadas pelo programa, para o cálculo destes resultados, serem os da viga metálica, sem a alteração que o banzo de betão causaria no cálculo

do momento de inércia da secção mista, além da mudança que a sua presença causa na posição do eixo neutro da secção mista.

5.1.2.2. Modelação de Viga S.A + Laje (Modelos B e C)

A única diferença que a presença da laje de betão causa é em relação à aplicação e transmissão das cargas aos elementos metálicos. No Robot, os resultados obtidos na viga (elemento barra) são em relação ao eixo longitudinal deste elemento, logo, as tensões observadas através deste método, não levam em consideração a contribuição do betão para o cálculo dos resultados. Para se analisar os esforços na secção nesta, e em todas as metodologias em que se modela a laje de betão, seria possível realizar o equilíbrio de forças na secção transversal dos dois matérias presentes, com o intuito de obter os esforços equivalentes na secção mista.

Na modelação em que a viga e a laje estão no mesmo eixo, a laje transmite as cargas diretamente ao eixo da viga, fazendo com que os valores obtidos para o elemento barra sejam equivalentes aos de uma viga puramente metálica (Modelo A), podendo considerar análogos estes dois métodos. Nestes dois modelos análogos, as cargas são aplicadas às vigas no mesmo eixo, gerando momentos fletores, deslocamentos e tensões semelhantes em ambos os casos, como mostra o Quadro 5.3. A pequena divergência que existe deve-se ao fato dos coeficientes utilizados para afetar alguns elementos da matriz de rigidez de flexão da laje, não serem nulos, e sim quase nulos, como o programa de cálculo obriga o utilizador.

Quadro 5.3 - Resultados para o Modelo B de vigas S.A

	Viga + Laje (mesmo eixo)
Momento na Viga (kNm)	182,03
Tensão Betão (mPa)	-
Tensão Aço (mPa)	-326,75
Deslocamento (cm)	6,9

No Modelo C (com “offset”) a transmissão da carga é feita através de um eixo com uma certa excentricidade em relação ao eixo da viga metálica (25cm), o que altera severamente os resultados nas vigas, em comparação ao anterior. A existência dessa excentricidade diminui o momento atuante na viga, porém gera um esforço axial de tração muito alta na mesma, aproximando os valores de tensões para os valores reais de uma secção mista, como mostra o Quadro 5.4. A diferença causada pela presença do betão é a mesma citada para o modelo anterior, assim como o momento de inércia, porém a distância até a fibra mais afastada, aumenta

devido à presença do “offset”, alterando as tensões de tração e os deslocamentos no perfil metálico. Neste tipo de modelação, as tensões presentes no elemento plano de são as que equilibram as trações existentes no perfil metálico.

Quadro 5.4 - Resultados para o Modelo C de vigas S.A

	Viga + Laje (com "offset")
Momento na Viga (kNm)	38,46
Ned na viga (kN)	-576,53
Tensão Betão (mPa)	5,81
Tensão Aço (mPa)	-175,24
Deslocamento (cm)	1,4

5.1.2.3. Secção genérica (Modelo D)

Como o momento de inércia considerado nesta modelação é idêntico ao considerado no cálculo manual da secção mista, assim como a posição do eixo longitudinal e a área, era evidente que os resultados indicados no Quadro 5.5, seriam próximos o bastante para estas duas análises serem consideradas equivalentes.

Quadro 5.5 - Resultados para o Modelo D de vigas S.A

	Secção Genérica
Momento na Viga (kNm)	182,08
Tensão Betão (mPa)	5,53
Tensão Aço (mPa)	-117,27
Deslocamento (cm)	1,0

É importante lembrar que o valor positivo máximo para tensão normal nas fibras superiores, se trata de tensões na secção homogeneizada em aço, sendo necessário dividir o valor indicado pelo software pelo coeficiente n de homogeneização ($\frac{37,43 \text{ mPa}}{6,77} = 5,53 \text{ mPa}$) para obter o valor da tensão no betão. É importante ressaltar que os módulos de elasticidade utilizados nesta homogeneização levam em conta a fluência do betão, diferente do que foi realizado para as vigas simplesmente apoiadas.

5.1.2.4. “Section Builder” (Modelo E)

Como a secção foi criada de forma a obter um modelo com os dois materiais funcionando em conjunto, e com isso obter os parâmetros geométricos iguais aos reais, os resultados mostrados no Quadro 5.6 são muito próximos aos do cálculo manual. As pequenas divergências vêm do fato do *Robot* considerar módulos de elasticidade levemente diferentes dos que foram considerados no manual, alterando o coeficiente de homogeneização.

Quadro 5.6 - Resultados para o Modelo E de vigas S.A

	“Section Builder”
Momento na Viga (kNm)	182,08
Tensão Betão (mPa)	5,38
Tensão Aço (mPa)	-112,9
Deslocamento (cm)	0,9

5.1.2.5. “Rigid Links” (Modelo F)

O vínculo dos dois materiais se realizado entre os eixos dos dois elementos, faz com que esta modelação seja análoga às modelações A e B. A existência da laje e do vínculo rígido só influencia em como a carga é transmitida da laje para a viga, obtendo basicamente os mesmos resultados das modelações análogas, indicados na no Quadro

Quadro 5.7 - Resultados para o Modelo F de vigas S.A

	“Rigid Links”
Momento na Viga (kNm)	182,03
Tensão Betão (mPa)	-
Tensão Aço (mPa)	-326,75
Deslocamento (cm)	6,9

5.1.3. Conclusões

Após analisar os resultados, os métodos de modelação que mais se aproximam do cálculo manual (considerado como valores de referências) são os dos modelos D e E. A modelação na

qual se insere uma Secção Genérica ao elemento (modelo D) é a mais eficiente por servir para todos os tipos de análise elástica linear, seja para momentos positivos ou negativos, tendo em vista que é possível desconsiderar o betão tracionado na atribuição dos dados da secção e considerar os efeitos da fluência, se for justificável. Além disso, caso seja projetada uma laje mista com chapa perfilada, a desconsideração do betão presente nas nervuras, também pode ser realizada através da atribuição da correta secção genérica para esta situação.

A modelação através da criação de uma secção com os dois materiais conjugados (modelo E) tem a mesma eficiência que a do modelo D, apenas para análises não-fendilhadas, já que o software de cálculo não despreza o betão tracionado na análise. No caso de se efetuar uma análise fendilhada, o modelo E para momentos negativos não se encaixa, enquanto para momentos positivos, a fiabilidade dos resultados depende da posição do eixo neutro elástico na secção transversal criada. No caso da utilização de chapas perfiladas, o programa também não despreza o betão presente nas nervuras da laje, reduzindo a confiança nos resultados.

Outro método que se aproxima do cálculo manual, mas com menos precisão, é o que se modela o perfil metálico com “offset” condizente à realidade em relação a laje de betão (modelo C). Deve-se ter atenção neste caso, pois o comportamento no modelo é diferente do manual, pelo fato dos cálculos não considerarem o momento de inércia real de uma viga mista, não levando em conta a contribuição da presença da laje de betão para o funcionamento dos dois materiais em conjunto como uma viga mista, e sim como dois elementos separados. Neste tipo de modelação, a análise de tensões no aço deve levar em conta o momento flector e o esforço axial atuante na secção metálica.

No Quadro 5.8 é feita uma comparação em termos de tensões e deslocamentos para os diferentes modelos, assumindo que os valores retirados do cálculo manual são os condizentes com o comportamento considerado como referência para uma viga mista nestas condições.

Quadro 5.8 - Comparação dos resultados para vigas S.A

Modelo		Tensão Aço (mPa)		Tensão Betão (mPa)		Deslocamento (cm)	
Manual		-117,27	100%	5,51	100%	0,98	100%
A	IPE300	-326,85	278,72%	-	-	6,90	702,65%
B	Viga+Laje (mesmo eixo)	-326,75	278,63%	-	-	6,90	702,65%
C	Viga+Laje (offset)	-175,24	149,43%	5,81	105,44%	1,40	142,57%
D	Secção Genérica	-117,27	100%	5,53	100,36%	1,00	101,83%
E	Section Builder	-112,90	96,27%	5,38	97,64%	0,90	91,65%
F	Rigid Links	-326,75	278,63%	-	-	6,90	702,65%

5.2. Análise global de um edifício misto

5.2.1. Considerações iniciais

Nesta fase serão analisadas apenas as vigas contínuas da estrutura, já que nestas estão presentes momentos positivos e negativos, além de ser nestas vigas que se nota a maior redistribuição de esforços, de acordo com a alteração da rigidez global da estrutura.

Após tirar as conclusões acerca da modelação de vigas mistas isoladas (subcapítulo 5.1.3), alguns resultados são inconclusivos para certos tipos de modelação, sendo apresentados a seguir apenas os resultados relevantes para as respetivas metodologias.

5.2.2. Modelo E1

Como já dito anteriormente, esta modelação serviu principalmente para ser usada de referência em termos de momentos fletores e esforços nos pilares, tendo em vista que é a metodologia que obteve os resultados mais próximos do que foi assumido no pré-dimensionamento. Os resultados relevantes para esta modelação estão sintetizados nos Quadro 5.9 e Quadro 5.10.

Quadro 5.9 - Resultados para o Modelo E1

	Esforços		
	Med+ (kNm)	Med- (kNm)	Ved (Kn)
A Ext	35,00	-61,74	58,4
A Int	33,59	-67,19	57,47
B Ext	69,66	-125,2	116,3
B Int	67,04	-134,1	114,8

Quadro 5.10 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E1

	Ned Máx (kN)
	Modelo E1
Pilar Central	1858,62
Pilar de Canto	470,27

5.2.3. Modelo E2

Os resultados relevantes para esta modelação estão sintetizados nos Quadro 5.11 e Quadro 5.12.

Quadro 5.11 - Resultados para o Modelo E2

	Esforços			Tensões (mPa)				Deslocamento
				Vão		Apoio		
	Med+ (kNm)	Med- (kNm)	Ved (Kn)	Aço	Betão	Aço	Betão	Flecha Máx. (cm)
A Ext	37,12	-57,41	59,05	-53,42	2,38	86,54	-3,40	0,5
A Int	33,46	-66,95	57,35	-49,05	2,44	102,9	-4,53	0,5
B Ext	74,80	-114,6	117,9	-101,2	3,12	159,3	-4,47	0,9
B Int	66,83	-134,1	114,7	-92,16	3,13	190,0	-5,90	1,0

Quadro 5.12 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E2

	Ned Máx (kN)
Pilar Central	1854,37
Pilar de Canto	469,27

5.2.4. Modelo E3

Os resultados relevantes para esta modelação estão sintetizados nos Quadro 5.13 e Quadro 5.14.

Quadro 5.13 - Resultados para o Modelo E3

	Esforços			Tensões (mPa)				Deslocamento
				Vão		Apoio		
	Med+ (kNm)	Med- (kNm)	Ved (Kn)	Aço	Betão	Aço	Armaduras	Flecha Máx. (cm)
A Ext	46,46	-51,35	56,62	-67,68	2,93	105,56	-115,25	0,4
A Int	43,67	-56,95	57,43	-64,83	3,12	119,1	-136,17	0,4
B Ext	93,55	-102,8	113,4	-127,5	3,82	193,1	-173,77	0,6
B Int	88,02	-113,0	114,8	-122,47	4,04	217,2	-210,13	0,7

Quadro 5.14 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E3

Ned Máx (kN)	
Modelo E3	
Pilar Central	1857,56
Pilar de Canto	468,19

5.2.5. Modelo E4

Os resultados relevantes para esta modelação estão sintetizados nos Quadro 5.15 e Quadro 5.16.

Quadro 5.15 - Resultados para o Modelo E4

	Tensões (mPa)				Deslocamento
	Vão		Apoio		
	Aço	Betão	Aço	Betão	Flecha Máx. (cm)
A Ext	-58,06	3,86	103,1	-4,46	0,3
A Int	-50,41	4,67	118,4	-6,15	0,3
B Ext	-95,91	3,32	186,8	-4,29	0,5
B Int	-82,75	4,06	219	-7,93	0,5

Quadro 5.16 - Esforço axial máximo nos pilares no Modelo E4

Ned Máx (kN)	
Modelo E4	
Pilar Central	1883,43
Pilar de Canto	442,42

5.2.6. Conclusões

As comparações devem ser feitas entre modelos que obtenham algumas diferenças, com o intuito de observar o que se altera em uma análise global, quando se alteram pequenos pormenores de modelação. Desta forma, as comparações devem ser realizadas entre os Modelos E2 e E3, por ambos tratarem de análise elástica linear, e entre os Modelos E2 e E4 para se notar a diferença causada no modelo pela não consideração da fluência/retração do betão, e pela presença da laje no modelo computacional.

Em todos os casos, nos pilares estão presentes esforços axiais próximos o bastante para serem considerados iguais. Estes esforços não sofrem grandes alterações conforme os esforços são redistribuídos pelo fato da rigidez das vigas nos modelos serem alteradas de forma proporcional, fazendo com que o descarregamento nos pilares seja basicamente o mesmo. Se tratando de deslocamentos nas vigas, estes são alterados conforme é alterada a distribuição de esforços.

- **Modelo E2 x Modelo E3**

Primeiramente, comparando o Quadro 4.7 com o Quadro 4.6 é notável que para momentos positivos, as secções são basicamente as mesmas, a não ser pelas vigas do tipo B, onde há uma pequena diminuição da área homogeneizada e do momento de inércia, devido ao fato do eixo neutro se posicionar na zona do banzo de betão. Já para as zonas do apoio (momento negativo), o momento de inércia é muito reduzido, quando comparado com o meio-vão, fator decisivo para existir a redistribuição de esforços desejada neste tipo de análise.

Assumindo como referência a distribuição de momentos do Modelo E1, notam-se que os momentos fletores positivos para análise não fendilhada (Modelo E2) são praticamente equivalentes, enquanto para uma análise fendilhada (Modelo E3) a distribuição de momentos é levemente alterada. Como dito anteriormente, a redução da rigidez das vigas na zona dos apoios para análises fendilhadas faz com que haja uma redistribuição relevante de esforços, diminuindo os momentos negativos e conseqüentemente, aumentando os momentos positivos, como é observado quando se compara os Quadro 5.11 e Quadro 5.13.

Esta redistribuição de momentos é observada também quando são comparadas as tensões na análise fendilhada (Modelo E3), obtendo maiores valores absolutos para as tensões a meio vão, e menores valores absolutos nos apoios, para ambos os materiais. Como no modelo E3 não faz sentido analisar as tensões no betão na zona dos apoios, por tratar-se de uma análise fendilhada, para se realizar a comparação da tensão do betão no modelo E2 com as tensões nas armaduras no modelo E3, deve-se dividir a tensão nos varões pelo coeficiente de homogeneização utilizado.

No caso dos esforços transversos, no geral, a alteração nos resultados está relacionada com a mudança na redistribuição de momentos fletores nos apoios. Nota-se uma diminuição nos valores quando se compara os resultados do modelo E2 com os do modelo E3. Isto acontece porque os esforços cortantes máximos nas vigas são concentrados nos apoios, a redistribuição de momentos faz com que os valores também diminuam.

- **Modelo E2 x Modelo E4**

O modelo E4 é interessante quando a comparação é realizada em termos de tensões. Nesta metodologia, além de não ser considerada a fluência/retração do betão, os resultados observados no Quadro 5.15 são em relação ao eixo longitudinal do elemento de viga, sem considerar o betão, reduzindo o momento de inércia. Estes dois fatores fazem com que, no geral, as tensões para o modelo E4 sejam maiores em todas as situações.

A presença da laje no modelo faz com que a rigidez global do modelo E4 seja superior que a do modelo E2, alterando a distribuição de esforços. Por isso, são observadas algumas divergências na comparação dos resultados, principalmente para as vigas que têm maiores larguras efetivas.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A principal conclusão após a realização deste documento é em relação as diferentes metodologias de modelação computacional possíveis no âmbito das estruturas mistas. A modelação em que se “insere” os dados da secção analisada no cálculo manual, através de secções genéricas, foi considerada a mais eficiente por ser a mais prática entre as que se obtém resultados confiáveis e por ser muito versátil quando se trata de diferentes tipos de análise.

Esta mesma metodologia se mostra a mais eficiente após observar os resultados nos edifícios. Realizar modelações através de secções genéricas simulando o funcionamento da laje é o mais correto, tendo em vista que se observam esforços condizentes com os valores de referência, e consequentemente o correto funcionamento global da estrutura.

Utilizar as metodologias que se modela o elemento plano de betão pode vir a ser muito interessante caso se realize uma análise da secção com os dois materiais em conjunto, equilibrando os esforços referência. Porém, como a eficiência da metodologia está relacionada com o trabalho despendido na sua realização, isso torna-se menos prático quando comparado com outras metodologias.

Além disso, foi visto analiticamente a importância que se tem a consideração dos diversos pormenores de modelação citados pela EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). A fluência/retração do betão, os diferentes tipos de análise que podem ser realizadas e a correta consideração de uma largura efetiva, se mostraram os pormenores que mais influenciam os resultados de uma análise estrutural em edifícios mistos.

Após aprofundar os conhecimentos na modelação e análise estrutural de vigas/lajes mistas, o dimensionamento de elementos mistos de acordo com a EN 1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004) é o próximo passo para que se obtenha total conhecimento acerca deste tipo de estruturas.

Trabalhos futuros poderiam estudar, em projetos de edifícios, a integração da modelação, análise e dimensionamento de estruturas mistas, com as outras áreas que são inseridas na construção civil, como a arquitetura e as infraestruturas, assim como é feito na metodologia BIM (Building Information Modelling). Com modelos e cálculos integrados, a resolução de problemas é feita de forma muito mais dinâmica e eficiente, melhorando a metodologia de projeto e a economia do empreendimento em causa.

Abordar a modelação e análise de pilares mistos também pode vir à ser algo muito interessante no âmbito das estruturas mistas. Após realizar esta dissertação, conclui-se que a modelação destes elementos pode ser realizada “inserindo” no software os dados da secção analisada no cálculo manual, através da criação de uma secção (“Section Builder”) no software, ou através da atribuição de uma secção genérica, trazendo ainda mais os benefícios da utilização de estruturas mistas no projeto de edifícios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 3D Warehouse (2014). <https://3dwarehouse.sketchup.com/model/u8c8e867c-486d-4b7a-8e6a-ae108c1f1ff7/Floor-Connection-Detail-Open-Web-Steel-Joists> . 3D Warehouse
- A2P (2020). <http://www.a2p.pt/portfolio/projectos/torres-s-o-gabriel-e-s-o-rafael> . A2P Estudos e Projetos
- Adsausage (2020). <https://www.adsausage.com/design/indoor-outdoor/ad.cfm?id=41280> . Adsausage
- Alva, G. S., & Malite, M. (2005). "Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto" . *Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos*, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005, São Carlos .
- ArcelorMittal. (Julho de 2013). Modelo MKT. Arval - Lajes Mistas .
- Barcelos, A. C., & Milani, A. S. (2017). "Análise comparativa de soluções de pilares de edifícios de múltiplos pavimentos: Pilares de aço de misto de aço e concreto" . Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí .
- Bridgehunter.com. (2020). <https://bridgehunter.com/ia/lyon/melan/> . Bridgehunter .
- Calado, L., & Santos, J. (2010). "Estruturas Mistas de Aço e Betão" . Lisboa: Press.
- CEN. (2002). "EN1990 - Eurocode - Basis of structural design" .
- CEN. (2002). "EN1991 - Eurocode - Actions in structures. Parts 1-7: General rules and gravity and impressed loads, fire, snow, wind, temperature, actions during construction and accidental actions" .
- CEN. (2004). "EN 1992 - Eurocode - Part 1.1, Design of concrete structure; General rules and rules for buildings" .
- CEN. (2004). "EN1994 - Eurocode - Part 1.1, Design of composite steel and concrete structures; General rules and rules for buildings" .
- CEN. (2005). "EN1993 - Eurocode - Part 1.1, Design of steel structures; General rules and rules for buildings" .
- Cordeiro, S. M. (2013). "Projeto de estruturas de edifícios com pavimentos mistos tipo "slim-floor"" . Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra .

- Cruz, P. J., Valente, I., Veríssimo, G., Paes, J. R., & Fakury, R. (2006.). "Desenvolvimentos recentes no domínio da conexão aço-concreto no contexto das estruturas mistas" . Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, Brasil .
- da Silva, V. D. (2013). "Mecânica e Resistência dos Materiais – 4ª edição" . Zuari.
- de Almeida, P. V. (2014). "Estudo e verificação de ligações metálicas parafusadas e soldadas" . Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Brasília .
- De Nardin, S. (1999). "Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço, preenchidos com concreto de alta resistência" . Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos .
- Elevo. (2020). <http://www.elevogroup.com/pt/portfolio/torre-ocidente-torre-orient/> . Elevo .
- Fabrizzi, M. A. (2007). "Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto" . Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos .
- Gonçalves, J. R. (2016). "Análise e Dimensionamento de Lajes Mistas com Chapa de Altura Elevada" . Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra .
- Gonçalves, N. C. (2013). "Encurvadura lateral em vigas mistas" . Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra .
- Johnson, R. P. (1994). "Composite structures of steel and concrete – Volume 1 – Beams, slabs, columns, and frames for buildings" . Wiley-Blackwell .
- Marconcin, L. R. (2008). "Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto" . Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos .
- Nelsen, A. H., & de Souza, A. C. (2012). "Vigas mistas de aço e concreto com protensão externa: Conceitos e aplicações" . Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos .
- Nethercot, D. A. (2003). "Composite Construction - 1st Edition" . CRC Press, Londres .
- Neto, T. C. (2014). "Análise e Verificação da Segurança de Vigas Mistas" . Dissertação, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa .
- Patrimônio Cultural. (2020). <http://www.patrimoniocultural.gov.pt/pt/patrimonio/patrimonio-imovel/pesquisa-do-patrimonio/classificado-ou-em-vias-de-classificacao/geral/view/18933276> . Patrimônio Cultural .
- Pimentel, R. A. (2013). "Modelação de estruturas porticadas mistas aço betão" . Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Portuguese Matters. (2016). <https://www.portuguesematters.com/blog/2016/6/13/torre-burgo> . Portuguese Matter
-

- Rodrigues Ornelas de Lima, L. (2003). "Estruturas Mistas Aço-Concreto" . Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro .
- Sales, M. R. (2014). "Conector de Cisalhamento tipo pino com cabeça para viga mista aço-concreto com laje alveolar" . Dissertação, Universidade Federal de Goiás, Goiânia .
- Silva, A. R., & Dias, L. E. (Agosto de 2018). "Análise numérica do efeito da interação parcial na avaliação da largura efetiva de vigas mistas" . Dissertação, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto .
- Simões, R. A. (2007). "Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas" . Coimbra.
- Structurae (2020) . <https://structurae.net/de/bauwerke/coalbrookdale-bruecke> . Structurae - Internationale Datenbank und Galerie für Ingenieurbauwerke
- Structure Magazine. (2013). <https://www.structuremag.org/?p=401> . Structure Magazine
- The Skyscraper Center (2020) . <https://www.skyscrapercenter.com/> . The Skyscraper Center
- Trindade, L. C., Fernandes, G. R., & Júnior, R. B. (2017). "Análise estrutural de vigas mistas treliçadas do tipo steel-joist warren modificada" . Dissertação, Departamento de Engenharia Civil - UNESP, Ilha Solteira.
- Tristão, G. A. (2002). "Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica" . Tese de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos .
- Vasconcellos, A. L. (2006). Caracterização das construções mistas aço-concreto . Artigo técnico .