



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Projeto de estruturas de edifícios com pavimentos mistos tipo “slim floor”

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Stéphane Martins Cordeiro

Orientador

Luís Filipe da Costa Neves

Luciano Rodrigues Ornela de Lima

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer aos Professores Luís Costa Neves e Luciano Lima (orientador e coorientador, respetivamente) pela sua disponibilidade, orientação, colaboração, conhecimentos transmitidos e pela sua capacidade de incitamento ao longo desta dissertação.

Aos meus pais, Hermínio Cordeiro e Luz Cordeiro, queria agradecer a oportunidade que me deram para realizar este curso e pelo apoio incondicional que me deram durante todos estes anos, pelo que me souberam inculcar a educação certa para querer sempre mais e melhor na vida, o que me permitiu efetuar e concluir este curso com êxito, em cinco anos.

Ao meu irmão, Frédéric Cordeiro, agradeço todo o apoio prestado no decorrer do curso e não só, pelo tempo perdido comigo para conseguir obter resultados melhores e pelas dicas que me foi dando ao longo destes anos para me tornar mais forte pessoalmente e profissionalmente.

À minha namorada, Marta Ferreira, por estes quatro anos que me aturou, pela amabilidade com que ajudou e sobretudo pelo apoio prestado durante todo o curso. Fez-me tornar numa pessoa mais realista e pensativa, o que me ajudou sem dúvida para o curso.

Por último queria agradecer aos meus amigos que me acompanharam, uns durante mais tempo que outros, Tiago Simões, Nuno Gonçalves, Tiago Almeida, Telmo Paula e Marina Dias, pelo tempo passado juntos, pelo companheirismo prestado e sobretudo pela simpatia que tiveram em fases menos boas da minha vida.

Sem todas estas pessoas que aqui foram referidas, seria impensável a realização do curso, um muito obrigado.

RESUMO

No setor da construção, tem havido um aumento considerável na procura de soluções mistas, principalmente aço-betão, por apresentarem fatores muito favoráveis face às construções convencionais. Esse aumento deve-se ao aperfeiçoamento de soluções que, tomem partido das principais vantagens de cada material, tais como a resistência à tração do aço e a resistência à compressão do betão.

É exemplo de construção mista a laje mista do tipo “slim floor”, que é uma laje mista em que a viga de aço está embebida dentro da própria laje. Este tipo de pavimento é uma solução mais leve, com redução da altura total da laje, minimização de custos e que permite arquiteturas mais livres.

O trabalho começará com um enquadramento histórico e com uma descrição da solução atual. Serão descritos os processos de cálculo existentes para servir de base a estudos paramétricos exemplificativos, desenvolvendo uma ferramenta para efetuar o cálculo general desta solução. Esta ferramenta contemplará as verificações necessárias à segurança dos edifícios que adotam este sistema, tanto para os seus estados limites de serviço como últimos, com base em normas existentes para realizar esse processo: EN1993-1-1, EN1994-1-1, BS 5950: parte 1 e BS 5950: parte 3.1.

Finalmente, este trabalho incorpora algumas conclusões sobre o comportamento desta solução, refletindo os resultados dos estudos desenvolvidos para três exemplos ilustrativos. Também serão apresentadas conclusões sobre as flechas máximas apresentadas, visto ser a maior preocupação aquando da utilização deste pavimento, que se apresenta mais flexível que os convencionais.

ABSTRACT

In the construction sector, there has been a considerable increase in demand for combined steel-concrete solutions, as they present very favorable factors comparing to the conventional constructions. That increase is due to the improvement of solutions, with the primary objective of taking advantages of each material as the tensile strength of steel and the compressive strength of concrete. With search resources evolving every day, it becomes easier to improve solutions, and, recently, a new type of pavement called slim floor emerged.

This type of pavement came as one innovation in slabs, projecting an easier execution, allowing, likewise, a better use of a span for the constant demand of space to achieve bold architectures, as has it has been developing lately. This system is innovative as it provides a reduction of weight of the structure and of its overall height, while minimizing the costs.

The thesis will start from a state of knowledge of this type of floor, i.e., a historical framework and process of functionalities of this solution known so far. Processes will be developed to serve as a basis for calculating the illustrative parametric studies, with the increment of a tool to calculate the general solution for this type of pavement. This tool consists of the necessary verifications for this structural system, both for their ultimate limit states as service limit states, these verifications are based on existing standards to make this process as the EN1993-1-1, EN1994-1-1 , BS 5950: part 1 and BS 5950: Part 3.1.

To the end some conclusions about the behavior of the solution depending on the results of three illustrative examples will be presented.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	viii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Organização da tese	3
2. ESTADO DO CONHECIMENTO	5
2.1 Enquadramento histórico	5
2.2 Ligação Viga-Pilar	14
2.3 Vantagens da utilização de pavimentos mistos Slim-Floor	16
3. DIMENSIONAMENTO	19
3.1 Fase de construção	19
3.1.1 Classificação de secções metálicas	20
3.1.2 Encurvadura por flexão-torção.....	22
3.1.3 Combinação de esforços de flexão com esforços de torção.....	25
3.1.4 Efeitos das tensões biaxiais no banzo inferior	27
3.2 Fase de exploração.....	29
3.2.1 Classificação de secções mistas	29
3.2.2 Verificação da resistência à flexão.....	30
3.2.3 Conexão de corte.....	32
3.2.4 Esforço transverso	36

3.2.5 Armadura transversal	37
3.3 Estados limites de serviço	38
3.3.1 Controlo de deformações	38
3.3.2 Controlo de vibrações.....	40
3.3.3 Controlo da fendilhação	40
4. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO	44
5. CASOS DE ESTUDO	49
5.1 Exemplo 1 - Edifício de uso comercial.....	49
5.2 Exemplo 2 - Parque de estacionamento	55
5.3 Exemplo 1 - Viga Parcialmente betonada.....	60
6. CONCLUSÕES.....	64
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
8. ANEXO A	A-1
9. ANEXO B	B-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Pavimento misto convencional [23]	2
Figura 2 - Pavimento tipo slim floor [24].....	2
Figura 3 - Viga mista parcialmente betonada [20]	2
Figura 4 - Sistema <i>Jack-arch</i> [9]	6
Figura 5 - Sistema <i>FillerJoist</i> [9]	6
Figura 6 - Vigas usadas no sistema slim floor (Suécia e Finlândia) [9].....	6
Figura 7 - Viga metálica <i>HatBeam</i> [1]	7
Figura 8 - Viga tipo <i>Delta Beam</i> [8].....	11
Figura 9 - Sistema <i>Slimdek</i> [10]	11
Figura 10 - Fixação da chapa nervurada [7]	11
Figura 11 - Viga de extremidade RH SFB [5].....	12
Figura 12 - Aplicação de vigas <i>DeltaBeam</i> no Reino Unido (Nottingham e Birmingham) [5]	12
Figura 13 - Ligação viga-pilar no sistema slim floor [5].....	15
Figura 14 - Conectores de corte [5].....	15
Figura 15 - Classificação da alma de secções pela norma NP EN1993-1-1 [19].....	21
Figura 16 - Classificação do banzo de secções pela norma NP EN1993-1-1 [19].....	22
Figura 17 - Cargas atuantes na colocação de unidades pré-fabricadas [3].....	25
Figura 18 - Cargas atuantes da betonagem na totalidade do compartimento [3]	26
Figura 19 - Pormenor de banzo inferior com chapa adicional [3].....	27
Figura 20 - Distribuição de tensões plásticas no banzo inferior [3]	28
Figura 21 - Relação da influência das tensões longitudinais nas tensões por flexão transversal, em condições plásticas ou elásticas [3]	29
Figura 22 - Distribuição retangular de tensões para viga IFB [4]	33
Figura 23 - Distribuição retangular de tensões para viga slim floor [4].....	34
Figura 24 - Distribuição retangular de tensões para viga ASB [4].....	35
Figura 25 - Transferência de corte ao longo da superfície interna da viga IFB [24].....	36
Figura 26 - Fluxo de corte ao longo da viga longitudinal, viga IFB [24].....	36
Figura 27 - Planos de rotura ao corte [24]	38
Figura 28 - Deslocamentos verticais [19].....	40
Figura 29 - Interface do separador propriedades	44
Figura 30 - Interface do separador esforços	45
Figura 31 - Interface do separador fase de construção (parte 1)	45
Figura 32 - Interface do separador fase de construção (parte 2)	46

Figura 33 - Interface do separador fase de construção (parte 3)	46
Figura 34 - Interface do separador fase de exploração (parte 1)	47
Figura 35 - Interface do separador fase de exploração (parte 2)	47
Figura 36 - Interface do separador SLS	48
Figura 37 - Planta do edifício correspondente ao exemplo 1	49
Figura 38 - Secção soldada adotada para o exemplo 1	50
Figura 39 - Validação do programa da classe da secção - exemplo 1	50
Figura 40 - Validação do programa para a verificação da encurvadura por flexão-torção - exemplo 1	51
Figura 41 - Dados da combinação de esforços de flexão-torção - exemplo 1	52
Figura 42 - Validação do programa para a verificação da combinação de esforços flexão-torção - exemplo 1	52
Figura 43 - Validação do programa para a verificação da resistência à flexão - exemplo 1	53
Figura 44 - Validação do programa para a verificação da resistência ao esforço transversal - exemplo 1	53
Figura 45 - Validação do programa para a verificação das deformações - exemplo 1	54
Figura 46 - Validação do programa para a verificação das vibrações - exemplo 1	54
Figura 47 - Planta do edifício correspondente ao exemplo 2	55
Figura 48 - Secção soldada adotada para o exemplo 2	56
Figura 49 - Validação do programa da classe da secção - exemplo 2	56
Figura 50 - Validação do programa para a verificação da encurvadura por flexão-torção - exemplo 2	57
Figura 51 - Dados da combinação de esforços de flexão-torção - exemplo 2	58
Figura 52 - Validação do programa para a verificação da combinação de esforços flexão-torção - exemplo 2	58
Figura 53 - Validação do programa para a verificação da resistência à flexão - exemplo 2	59
Figura 54 - Validação do programa para a verificação da resistência ao esforço transversal - exemplo 2	59
Figura 55 - Validação do programa para a verificação das deformações - exemplo 2	60
Figura 56 - Validação do programa para a verificação das vibrações - exemplo 2	60
Figura 57 - Propriedades geométricas da viga metálica do exemplo 3	61
Figura 58 - Dados para o cálculo do momento resistente	61
Figura 59 - Diagrama de blocos retangulares	62
Figura 60 - Validação do programa relativamente à resistência à flexão - exemplo 3	63
Figura 61 - Viga mista convencional	B-1

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Tipologias usadas em vigas de pisos tipo Slim Floor (Jurado, s.d.)	7
Quadro 2 - Tipos de lajes utilizados no sistema slim floor	13
Quadro 3 - Comparação de propriedades de uma viga em diferentes soluções estruturais.....	17
Quadro 4 - Comparação de propriedades de um pilar em diferentes soluções estruturais.....	17
Quadro 5 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas	24
Quadro 6 - Valores recomendados de α_{LT}	25
Quadro 7 - Classificação da alma	30
Quadro 8 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais	39
Quadro 9 - Classe de exposição em função das condições ambientais	41
Quadro 10 - Valores recomendados para as larguras das fendas	42
Quadro 11 - Diâmetro máximo dos varões.....	43
Quadro 12 - Espaçamento máximo dos varões	43
Quadro 13 - Resumo das forças resultantes dos blocos retangulares para o exemplo 3	A-1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Uma estrutura mista é composta por dois ou mais materiais interagindo entre si, visando a maximização das principais qualidades de cada material e a minimização das suas desvantagens mais significativas [5]. Nesta dissertação apenas serão tratadas estruturas mistas aço-betão, as quais se têm desenvolvido muito significativamente em comparação com qualquer outro tipo de estrutura mista ou até comparativamente com estruturas convencionais. Foram concebidas principalmente para aproveitar a resistência à tração do aço e a resistência à compressão do betão. Atualmente, este tipo de construção é principalmente aplicado em edifícios habitacionais e/ou comerciais, em pontes e viadutos. A construção mista aço-betão torna-se bastante cativante devido à diminuição de custos quando comparada com a construção em betão armado: menor dimensão dos seus elementos; menor peso total e maior rapidez na construção [5]. Inicialmente, a construção mista não era vista como inovadora relativamente à resistência conjunta de ambos os materiais mas sim, inovadora relativamente à proteção da secção metálica, contra a corrosão e contra o fogo proporcionada pela parte de betão [6].

Nesta dissertação será abordada a verificação da segurança de vigas mistas aplicadas a um tipo de pavimentos denominado “slim floor” que, como o próprio nome indica, é um pavimento de espessura reduzida, sendo esta a principal e a mais evidente vantagem deste tipo de pavimentos face à construção mista convencional. Nos pavimentos mistos convencionais (Figura 1), a laje de betão apoia-se no banzo superior da viga metálica e a altura total do pavimento corresponde à soma da espessura da laje com a altura da viga metálica. Nos pavimentos tipo "slim floor" (Figura 2), são utilizadas vigas metálicas com altura reduzida e um banzo inferior mais largo que o superior, de modo que laje se possa apoiar nesse mesmo banzo com maior segurança. Desta forma, a viga permanece inserida na espessura de betão, o que permite diminuir consideravelmente a altura total do pavimento. No entanto, a redução da altura do pavimento conduz a uma solução mais leve e conseqüentemente a uma maior flexibilidade do pavimento, sendo preciso um cuidado redobrado aquando do seu dimensionamento relativamente ao controlo de deformações, em regime de serviço.

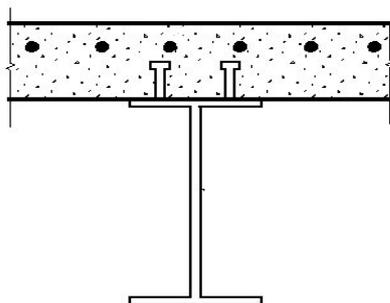


Figura 1 - Pavimento misto convencional [23]

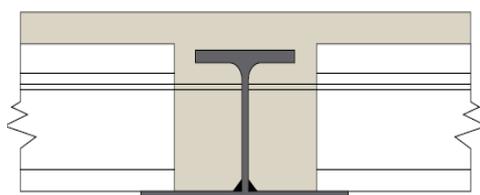


Figura 2 - Pavimento tipo slim floor [24]

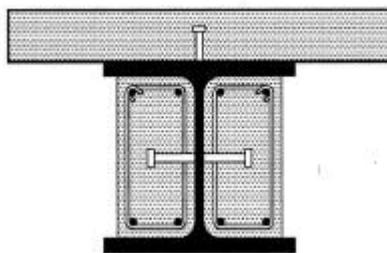


Figura 3 - Viga mista parcialmente betonada [20]

Segundo a norma EN 1994-1-1 (EC4), a ação mista é conseguida através da ligação ao corte com conectores, que surgiram por volta de 1950, e que permitem limitar ou impedir o deslizamento entre os dois materiais. Esses elementos de conexão são aplicados entre o banzo superior metálico e o banzo efetivo de betão e ainda entre a alma e o revestimento de betão, no caso das vigas parcialmente betonadas (Figura 3). No entanto, nos pavimentos tipo "slim floor", existe a possibilidade de haver ação mista sem a utilização de conectores, considerando-se que os dois materiais trabalham em conjunto devido à força de ligação mobilizada na interface, ou seja, a conexão entre ambos os materiais poderá ser efetuado por aderência [7]. Estes pavimentos podem ser dimensionados através do EC4 apenas com base em ensaios. Por outro lado, as publicações do Steel Construction Institute (SCI) estabelecem o dimensionamento de sistemas "slim floor" com base na norma BS 5950: parte 3.1 [3, 4].

Esta solução estrutural possuirá, como já foi referido, a vantagem de ser uma opção leve e mais barata devido à inexistência de cofragem (quando usada uma laje mista colaborante ou pré-lajes de betão armado), e com menor mão-de-obra. Por outro lado, pelo fato do banzo inferior ser o único elemento que se encontra exposto ao fogo, a resistência a essa ação poderá ser de 60 min sem proteção [8]. Para poder resistir além dos 60 min, a interface inferior da viga terá de ser protegida (painéis, betão projetado, etc.). Para proteger a viga contra a corrosão basta também revestir o banzo inferior, tornando a superfície rugosa para aplicar uma pintura clássica. A utilização de pavimentos de alvenaria (por exemplo abobadilhas), devido ao seu elevado volume de ar, apresenta melhores condições térmicas do que os pavimentos de betão armado da mesma espessura, o que faz que também este sistema estrutural tenha merecido a atenção de vários autores como objetivo de melhorar cada vez mais esta solução para um melhor aproveitamento global das suas propriedades.

Em Portugal não há, tal como nas estruturas mistas em geral, uma generalização da utilização deste sistema estrutural, por tradição e também talvez por questões de formação de projetistas. Será um dos objetivos desta tese tentar transmitir o máximo de conhecimentos possíveis sobre o porquê da utilização deste sistema, e apontar alguns edifícios em que foi aplicado. A utilização deste sistema regista-se sobretudo em países como Espanha, Holanda, Alemanha, Reino Unido e Países Nórdicos, principalmente em edifícios comerciais/escritórios e de habitação, tendo-se também verificado a sua utilização em parques de estacionamento.

1.2 Organização da tese

No capítulo 2 será apresentado um estado de conhecimento sobre o tipo de pavimento "slim floor", realizando um enquadramento histórico, desde as suas primeiras aparições até ao dia de hoje. Este estado de conhecimento também englobará as principais vantagens que este sistema apresenta quando comparado com o sistema convencional e a atual metodologia de cálculo. Serão apresentadas as vigas e os pavimentos utilizados para o sistema de pavimento "slim floor", os tipos de conexão ao corte utilizados e o processo de cálculo para a verificação da segurança para os estados limites últimos e os estados limites de serviço, quer para a sua fase de construção quer na fase de exploração em que a ação mista está desenvolvida.

O capítulo 3 apresenta uma ferramenta de cálculo desenvolvida, para a verificação da segurança de secções mistas tipo “slim floor”.

No capítulo 4 serão apresentadas algumas aplicações deste sistema com o seu correspondente cálculo manual e também através da ferramenta desenvolvida no capítulo 3.

No capítulo 5 serão apresentadas as principais conclusões e também alguns desenvolvimentos futuros que poderão estar previstos ou estudados.

2. ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 Enquadramento histórico

A principal característica dos pavimentos “slim floor” consiste na incorporação da viga metálica no pavimento de betão, diminuindo a espessura da totalidade da laje. As primeiras aplicações ocorreram na década de 1790-1800 com a utilização dos sistemas de pavimento *Jack-arch* (Figura 4). Este sistema consistia na utilização de arcos compostos por blocos cerâmicos suportados pelo banzo inferior da viga [9]. No século XIX aparece outra forma de pavimento “slim floor” denominada de *FillerJoist* (Figura 5), que consistia na utilização de vigas de aço espaçadas de um determinado comprimento, sendo posteriormente betonada de modo a que o nível inferior do pavimento permanecesse ao nível ou abaixo do banzo inferior da viga de aço [9]. Até aqui a ação do betão era somente de revestimento para resistir à corrosão e ao fogo mas a partir desta altura, pelo publicado de Seweel em 1901, aquando destas primeiras aplicações notou-se um aumento de rigidez em 25%, daí que se começou a notar um grande desenvolvimento [10].

Os princípios do sistema de pavimentos “slim floor” foram então mais desenvolvidos e este tipo de pavimento mais utilizado a partir de meados do século XX, devido às suas principais vantagens, como a redução da espessura do pavimento e a diminuição do tempo de construção e mão-de-obra com consequente diminuição de custos. De acordo com Lars Wallin (1978), o *Swedish Institute of Steel Construction* refere que a forma mais eficaz de reduzir a espessura total da laje é apoiar a laje no banzo inferior da viga metálica. Com o objetivo de reduzir a espessura total do pavimento, é utilizada uma viga de aço cujo banzo inferior possui uma maior largura que o banzo superior e a sua altura é igual ou inferior à espessura do pavimento, de modo a que a laje de betão armado seja suportada pelo banzo inferior e a viga fique inserida na totalidade da altura do pavimento. Outro fator adjuvante da diminuição da espessura do pavimento consiste na ligação contínua entre vãos, mobilizando momento negativo nos apoios e consequentemente diminuindo o momento máximo positivo [11].

Figura 4 - Sistema *Jack-arch* [9]Figura 5 - Sistema *FillerJoist* [9]

Nos anos 80, na Suécia e na Finlândia, apareceram sistemas estruturais do tipo “slim floor” com vigas de geometrias particulares, e que se ilustram na figura seguinte:

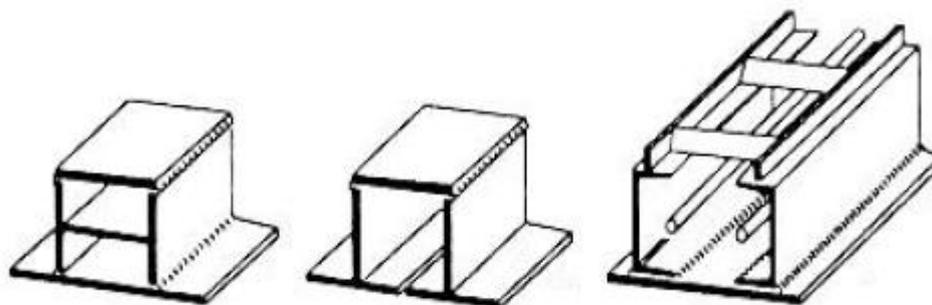
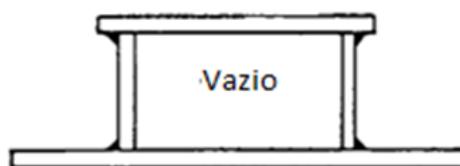


Figura 6 - Vigas usadas no sistema slim floor (Suécia e Finlândia) [9]

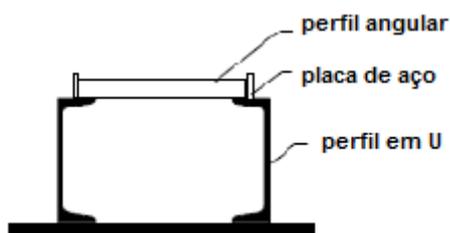
No início dos anos 90, registou-se um grande crescimento do uso destes pavimentos na indústria da construção metálica devido sobretudo ao aumento da utilização dos sistemas de pavimento "slim floor" com vigas metálicas do tipo *HatBeam*, a qual consiste na soldadura de quatro chapas metálicas, duas verticais e duas horizontais, como ilustra a Figura 7, e que tem sido objeto do desenvolvimento de diversos trabalhos de investigação [24].

Figura 7 - Viga metálica *HatBeam* [1]

A partir desta viga desenvolveram-se outros modelos de secções metálicas a usar nos sistemas estruturais mistos. Esse desenvolvimento parte do pressuposto de ligações soldadas entre perfis ou com combinações de perfis ou até perfis laminados. A secção base que originou estas melhorias é ilustrada pela Figura 7, denominada por *HatBeam* clássica, cuja secção é formada por quatro placas soldadas, formando uma viga-caixão. A partir desta viga foram então desenvolvidas várias tipologias alternativas como se pode observar no seguinte quadro [5]:

Quadro 1 - Tipologias usadas em vigas de pisos tipo “slim floor” (Jurado, s.d.)

Secção Transversal	Descrição
	<p><i>HatBeam Clássica.</i> A secção transversal da viga é constituída por quatro placas soldadas, formando uma viga caixão. Trata-se da tipologia base proposta nos países nórdicos.</p>
	<p>A secção transversal da viga é constituída por dois perfis tipo T estruturais e uma placa de aço soldada na parte superior. Trata-se de uma tipologia usada na Noruega e Finlândia.</p>
	<p>A secção transversal da viga é constituída por três perfis tipo T estruturais soldados entre si. Trata-se de uma tipologia usada na Noruega e na Finlândia.</p>

*ThorBeam – ConstructThor*

A secção transversal da viga é constituída por dois perfis U laminados e uma placa de aço soldada, que forma a aba inferior.

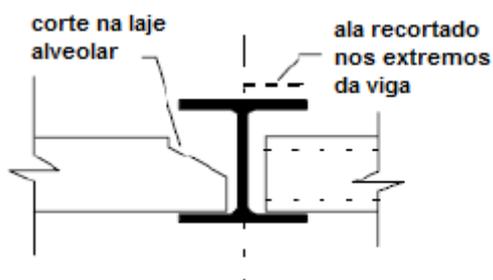
Para compor a secção transversal solda-se uma pequena placa de aço na aba de cada perfil U e ao longo do eixo longitudinal da viga dispõem-se perfis angulares soldados entre estas placas verticais.

A tipologia utiliza-se nos países nórdicos e no Reino Unido. A *ThorBeam* é uma das tipologias originais para sistemas *slim floor* desenvolvidas nos países nórdicos.

ConstructThor é uma marca registada no Reino Unido.

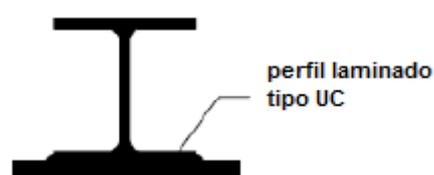


A secção transversal da viga é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC), posicionado com a alma na direção horizontal e os banzos na direção vertical e duas placas de aço soldadas às abas do perfil UC.



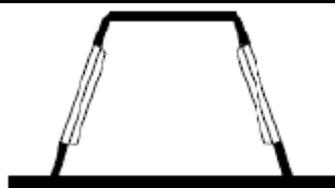
A secção transversal da viga é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC) e a laje apoia-se no banzo inferior do perfil.

Para possibilitar a montagem das lajes pré-fabricadas de betão pode-se recortar parte dos extremos das lajes ou recortar parte da aba superior num dos extremos, para que se possam introduzir as placas e deslizá-las horizontalmente até à posição correta.

*Viga tipo Slim Floor*

A secção transversal da viga é constituída por um perfil laminado tipo *Universal Column* (UC) e uma placa de aço soldada no banzo inferior.

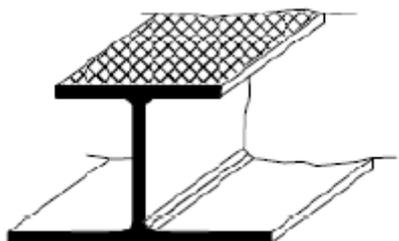
Slim Floor é uma marca registada de *BritishSteel* (atual *Tata SteelEurope*).

*Viga tipo Delta Beam*

A secção transversal da viga é constituída por quatro placas de aço soldadas formando uma viga-caixão. As almas da secção são inclinadas

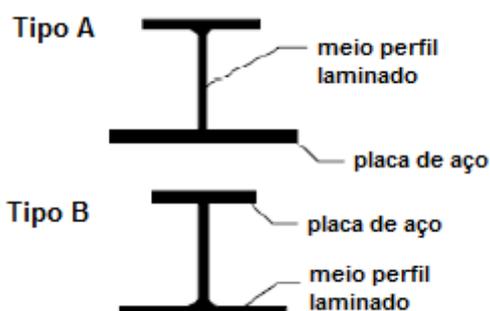
e possuem furos circulares de grande diâmetro dispostos ao longo da viga.

Asymmetric Slim Floor Beam (ASB)



Trata-se de um perfil laminado assimétrico com o banzo superior mais estreito que o inferior. A face externa do banzo superior do perfil contém ranhuras superficiais que se introduzem durante o processo de laminação.

É um perfil desenvolvido pela *BritishSteel* (atual *Tata SteelEurope*).



Integrated floor beam

A secção transversal da viga é constituída por uma placa de aço soldada à alma da metade de um perfil laminado, formando uma secção assimétrica.

Esta tipologia foi desenvolvida pela ARBED (atual grupo *ArcelorMittal*)

As vigas tipo *DeltaBeam* surgiram nos anos 90, tendo vindo acrescentar algumas vantagens ao sistema misto devido à sua forma. Sendo vigas fechadas, a sua resistência à torção sofrerá um aumento considerável. A secção não é totalmente fechada como se ilustra na Figura 8, o que permite a betonagem *in situ* do interior da secção, através das aberturas nas almas da viga que se podem visualizar na Figura 8 [13]. Recentemente foram aplicadas estas vigas no Reino Unido, nomeadamente em Nottingham e Birmingham (Figura 12), incorporando ligações viga-pilar com rigidez adequada ao tipo de pavimento “slim floor” [13].

A empresa ARBED (atual grupo *ArcelorMittal*), desde 1991 que procura desenvolver um sistema “slim floor”, disponibilizando o perfil *Integrated Floor Beam* (IFB), que se assemelha a uma viga assimétrica que não consiste num perfil laminado completo mas sim em metade soldada a uma placa de aço. Existem dois tipos de vigas IFB: Tipo A e Tipo B. O processo de fabrico da viga IFB tipo A consiste no corte a meio de um perfil em H ou I, ficando com a forma de uma secção em T [5], e posteriormente é soldada à alma uma chapa com largura superior à do banzo do perfil. A viga IFB do tipo B, tem um processo semelhante no fato de também se utilizar a metade de um perfil em I ou H, ficando com a forma de uma secção em T invertida, soldando-se à alma uma chapa com uma largura inferior à do banzo do perfil. O sistema estrutural preconizado consiste na utilização de vigas do tipo IFB, pilares metálicos e

lajes pré-fabricadas alveolares pré-esforçadas, onde a laje pré-fabricada é suportada pelo banzo inferior da viga. Posteriormente é efetuada a betonagem, de forma a preencher os espaços entre a viga metálica e a laje. Alternativamente, podem ser utilizadas lajes mistas nervuradas ou lajes de betão maciças [5].

O sistema *Slimdek* (Figura 9) surge aproximadamente ao mesmo tempo que o sistema “slim floor”, desenvolvido pelo *SCI* e pela *BritishSteel*, e consiste na utilização de lajes mistas constituídas por uma chapa nervurada que funciona como cofragem colaborante. Neste sistema podem ser usadas vigas ASB e/ou RH SFB [12]. Em relação às lajes pré-fabricadas, neste sistema verifica-se uma redução do peso próprio do pavimento e a possibilidade de se utilizar o espaço entre nervuras da laje para a passagem de instalações de serviço, inserindo-as dentro da altura do pavimento. As nervuras da chapa estão orientadas perpendicularmente à viga slim floor e a chapa é suportada pelo banzo inferior da viga. Para fixá-la, são fixados diafragmas à viga metálica, através da técnica *shot fire*, como se pode observar na Figura 10. As vigas ASB são perfis laminados com uma secção transversal assimétrica e com propriedades geométricas e mecânicas otimizadas [3, 12]. Presentemente, a *BritishSteel* (atual Corus) possui dez tipos de perfis ASB, cuja espessura varia entre 272 e 342 mm. Com a betonagem *in situ* permite-se a formação de uma laje mista [5].

No cálculo das vigas “slim floor” deve-se ter em conta os casos de carga desequilibrados relativamente ao seu eixo longitudinal, que ocorre, na fase construtiva, durante a betonagem da laje mista ou aquando da colocação das lajes alveolares pré-fabricadas. Estes casos de carga produzem esforços de flexão e de torção simultâneos, que devem ser considerados no dimensionamento. Os esforços de torção são mais consideráveis nas vigas de bordo e tendo em conta que as secções fechadas são mais eficientes para suportar este tipo de esforços, o sistema *Slimdek* apresenta uma solução eficiente que requer o outro tipo de secção acima referida (RH SFB) e desenvolve um sistema formado pelo próprio perfil retangular e pela placa de aço soldada (Figura 11) [5, 8, 12]. Esta secção apresenta propriedades mecânicas para resistir à torção muito superiores às das secções abertas, daí serem desenvolvidas fundamentalmente para vigas de bordadura. Para a estrutura adquirir a resistência necessária, é usual colocar vigas secundárias perpendicularmente a vigas “slim floor”. Normalmente são usadas vigas com secção em T ou secções RHS. Estas vigas não têm como função resistir a qualquer carga aplicada na laje. Para evitar a flexão da viga deve ser considerada uma altura no mínimo de $L/40$, sendo L o comprimento do vão [12].

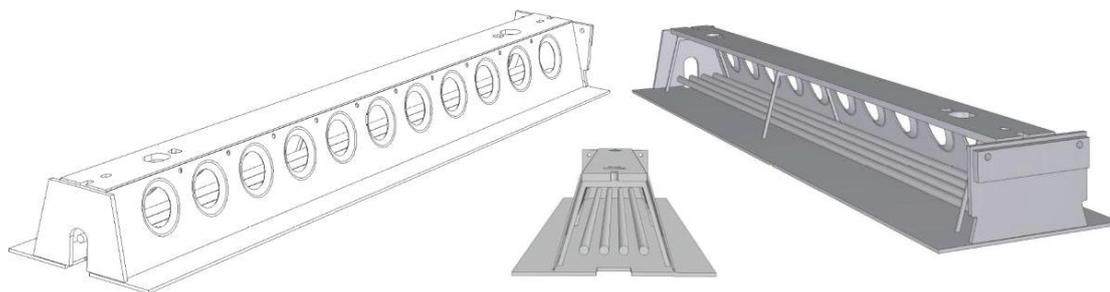


Figura 8 - Viga tipo *DeltaBeam* [8]

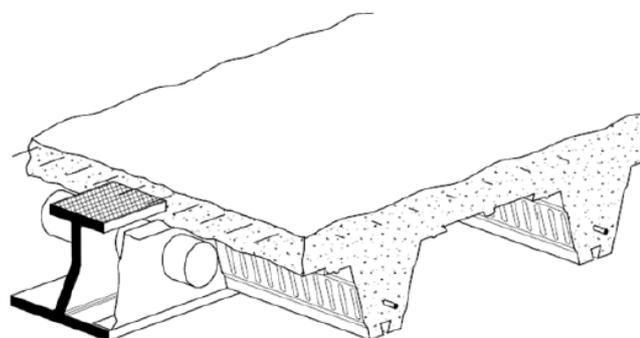


Figura 9 - Sistema *Slimdek* [10]

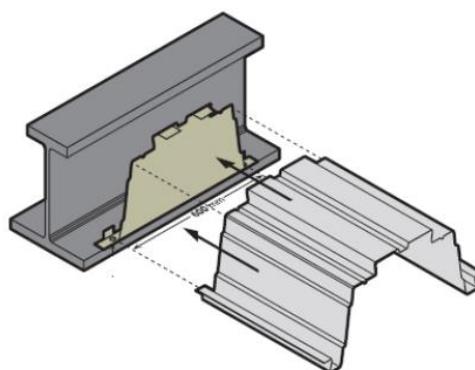


Figura 10 - Fixação da chapa nervurada [7]

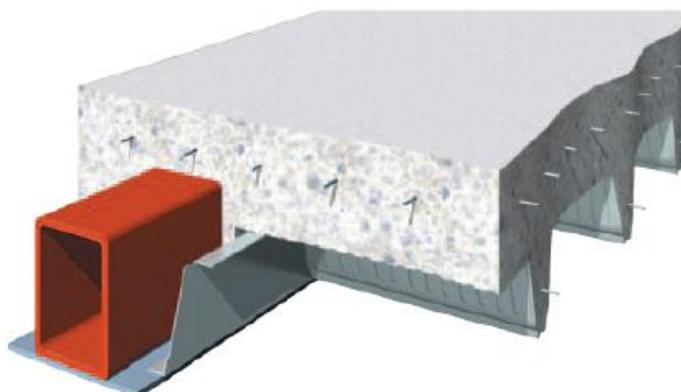


Figura 11 - Viga de extremidade RH SFB [5]

Figura 12 - Aplicação de vigas *DeltaBeam* no Reino Unido (Nottingham e Birmingham) [5]

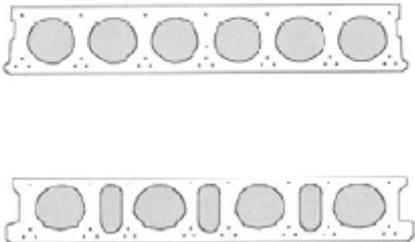
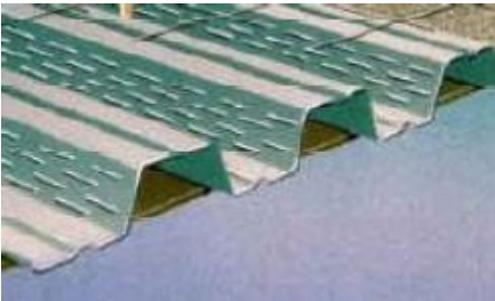
Neste tipo de pavimento existe continuidade parcial da laje na zona de ligação à viga, o que permitiu uma redução das deformações em cerca de 20%, apesar dessa continuidade ser ignorada na verificação da resistência da laje mista [12]. Segundo Lawson et al. (1997), a utilização das vigas ASB reduz entre 15 a 25% o peso da estrutura quando comparada com a solução construtiva “slim floor” tradicional, que para além de reduzir os custos de fabricação torna desnecessário soldar a placa ao perfil laminado.

As principais vantagens do sistema *Slimdek*, em relação ao sistema misto convencional e aos restantes sistemas “slim floor”, consistem na possibilidade de vencer vãos maiores devido à forma arqueada da chapa trapezoidal, na maior rapidez de construção e na redução de custos

provenientes da dispensa de escoramento, pelo que se pensa ser a solução com maior margem de progressão [6].

Pelo mesmo critério das vigas, as lajes utilizadas também são preponderantes para a formulação do sistema estrutural "slim floor", pelo que a sua evolução também foi crescente ao longo do tempo, melhorando alguns aspetos para um aproveitamento máximo das vantagens do sistema em questão. No Quadro 2 podem ser observadas as várias tipologias de lajes utilizadas no sistema "slim floor" [5]:

Quadro 2 - Tipos de lajes utilizados no sistema "slim floor"

Secção Transversal	Descrição
	<p>Laje alveolar pré-fabricada de betão pré-tensionada</p> <p>Trata-se de um painel de betão pré-tensionado com profundidade constante, aligeirado mediante alvéolos longitudinais.</p> <p>Os alvéolos podem apresentar geometrias diferentes.</p>
	<p>Laje mista com chapa nervurada</p> <p>Nas lajes mistas, para além da chapa nervurada de aço atuar como cofragem do betão, também colabora para a resistência da laje, substituindo total e/ou parcialmente as armaduras de tração.</p> <p>A espessura das chapas nervuradas varia entre 0,7 e 1,25 mm, de acordo com o fabricante. No mercado mundial existem diversos fabricantes de chapas nervuradas adequadas e de acordo com as lajes mistas.</p>

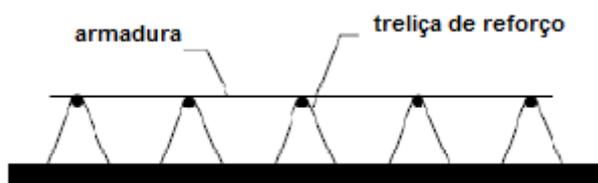


Laje mista com chapa nervurada de grande profundidade

As chapas nervuradas de grande espessura são utilizadas com o objetivo de formar lajes mistas. A profundidade destas chapas varia entre 200 e 225 mm e a espessura entre 1,0 e 1,25 mm.

As chapas nervuradas de grande profundidade permitem alcançar vãos de 6 m sem apoios durante a fase construtiva e vãos de 8 a 9 m.

Atualmente, no Reino Unido, dispõe-se das chapas nervuradas designadas por CF 210 e SD 225, marcas registadas da *Precision Metal FormLtd.* (PMF).



Pré-laje de betão

Trata-se de uma placa de betão pré-fabricada, unida a treliças metálicas de reforço.

No mercado existem pré-lajes cuja espessura da placa varia entre 60 e 120 mm e a profundidade total desde 180 até 320 mm.

2.2 Ligação Viga-Pilar

As ligações têm um peso importante no comportamento estrutural das soluções mistas, pois têm que transmitir adequadamente os esforços entre os elementos estruturais.

Várias universidades da Europa têm vindo a desenvolver estudos sobre este tipo de ligação viga-pilar. É exemplo o estudo realizado na Universidade Tecnológica de Helsínquia, Mikko Malaska [5], que consiste, como ilustra a Figura 13, num sistema de pavimento “slim floor” utilizando uma viga ASB ligada a um pilar de betão armado através de parafusos. A ligação e a própria viga são embebidas no betão de forma a aumentar a resistência da ligação ao fogo [14]. Os parafusos foram colocados através de uma placa soldada ao pilar. Esta ligação difere

das convencionais mistas, pelo fato de apresentar um braço entre zonas de compressão e de tração baixo, o que levará a uma necessidade de mais armadura de reforço para poder resistir aos momentos aplicados na estrutura [14].

Quanto maior esse reforço de armadura maiores serão as tensões de compressão desenvolvidas nessa mesma zona. No entanto, os sistemas de pavimento slim floor apresentam melhor desempenho em relação a problemas de instabilidade, pois a viga encontra-se inserida na laje de betão [14, 15].

Para esta ligação é frequente o uso de conectores de corte (Figura 14) para resistir a determinados tipos de esforços, como o esforço transverso e também para resistir ao escorregamento. O primeiro varão é colocado a uma distância de 10 cm da face do pilar para que se possa ter um comprimento de amarração suficiente [14].

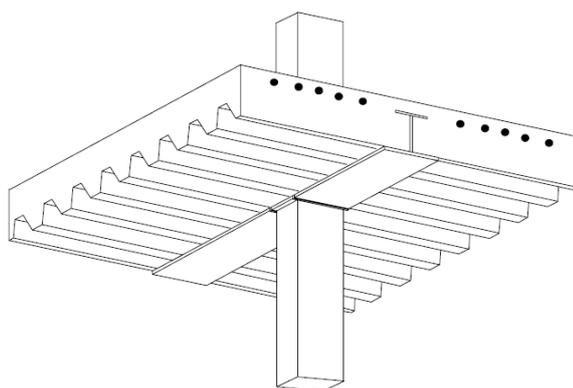


Figura 13 - Ligação viga-pilar no sistema “slim floor” [5]

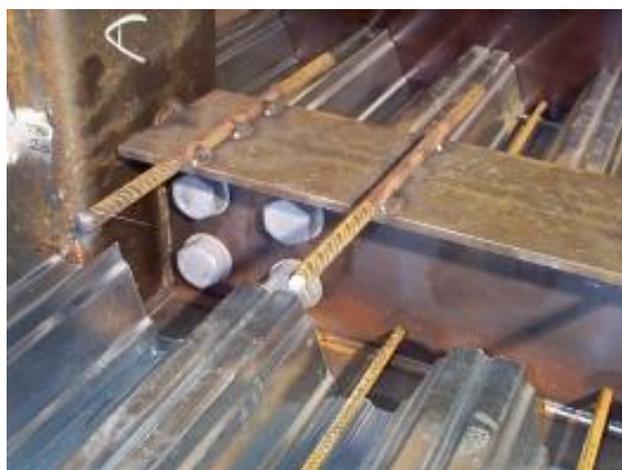


Figura 14 - Conectores de corte [5]

2.3 Vantagens da utilização de pavimentos mistos Slim-Floor

Interessa definir as vantagens da utilização do sistema "slim floor" em relação ao sistema misto convencional, que se concentram na redução de custos e na redução no peso total da estrutura, no que concerne às proteções das vigas:

- Redução da altura total do pavimento, que podem apresentar uma espessura de 25 a 40 cm. Esta redução é significativa em relação aos pavimentos mistos convencionais. Um edifício construído com sistema "slim floor", com a mesma altura que um edifício construído com o sistema convencional misto, pode chegar a ter mais um andar devido à redução da altura do pavimento. Esta possibilidade é bastante útil em zonas onde existem restrições quanto à altura máxima dos edifícios devido aos planos de urbanismo que possam existir na zona de construção [3, 5];
- Aumento da resistência ao fogo e à corrosão da secção metálica devido ao revestimento da mesma com betão. Desta forma, pode não ser necessário o uso de proteção adicional contra o fogo nos elementos metálicos, à exceção do banzo inferior, que se encontra exposto [3, 5];
- O sistema "slim floor" demonstra ter uma maior rapidez de execução e menores custos, tanto ao nível da aplicação de lajes pré-fabricadas como de lajes mistas. O fato de se poder montar a estrutura porticada (viga-pilar) sem qualquer colocação de cofragens, diminui significativamente o tempo de montagem e os custos associados. No caso de uso de lajes pré-fabricadas, a própria laje serve de cofragem à camada de revestimento superior. No caso do uso de laje mista, a chapa nervurada também funciona como elemento de cofragem colaborante. O fato de a viga estar integrada na altura total do pavimento diminui as irregularidades no intradorso do pavimento, diminuindo a quantidade de acabamentos necessários. Todos estes aspetos diminuem o tempo total de montagem da estrutura e os custos de cofragem e mão-de-obra. Esta diminuição de preços deve-se à pouca quantidade de aço usado num metro quadrado de pavimento (15 a 25 kg/m² para vigas de 5 a 7,50 m de comprimento) [3, 5];
- Estes sistemas, principalmente aqueles em que são aplicadas lajes mistas, permitem a colocação de equipamento técnico entre as nervuras da laje [3, 5];

- O revestimento de betão em torno da viga metálica permite tirar partido da ação mista estabelecida através da ligação ao corte, tanto ao nível dos estados limites últimos como dos estados limites de serviço [3, 5];
- No caso de se usar lajes pré-fabricadas alveolares ou o sistema *slimdek*, consegue-se obter um melhor isolamento térmico e acústico do que com lajes maciças com a mesma espessura. Isto deve-se à existência de espaços de ar que aumentam a resistência à transferência de calor e propagação sonora [9];
- Criação de espaços abertos com um número reduzido de colunas. As vigas podem chegar até aos 8 metros de vão, enquanto as lajes podem ter vãos entre 10 e 12 metros [9];
- Constitui uma solução mais leve que as soluções de betão armado e que os sistemas mistos convencionais [9];
- Criação de pavimentos de espessura variável. Em casos em que os extremos dos pavimentos se encontram desnivelados (por vezes de mais de 10 cm), este sistema oferece uma resposta prática e elegante para atenuar a diferença da interface entre os dois pavimentos [3, 5, 9].

Relativamente à comparação deste tipo de solução com as convencionais (betão ou aço), os seguintes quadros são ilustrativos da diferença em relação à resistência, rigidez e o peso próprio da solução, quer para vigas (Quadro 3) quer para pilares (Quadro 4) [23]:

Quadro 3 - Comparação de propriedades de uma viga em diferentes soluções estruturais

Secção	Resistência à flexão	Rigidez de flexão	Peso próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão Armado	74%	58%	124%
Aço	59%	39%	100%

Quadro 4 - Comparação de propriedades de um pilar em diferentes soluções estruturais

Secção	Resistência à flexão	Rigidez de flexão	Peso próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão Armado	88%	68%	80%
Aço	73%	65%	30%

A desvantagem mais saliente associada a este tipo de pavimento é o fato de sofrer maiores deformações e vibrações devido à redução da altura do pavimento e consequente aumento da flexibilidade. Em contrapartida, esta redução de altura do pavimento provoca uma diminuição drástica da altura final da estrutura [3, 4, 8].

Um dos principais problemas nas estruturas mistas é a conexão entre o aço estrutural e o betão. A conexão é a forma de ligar o aço ao betão, de forma a garantir um trabalho solidário e consistente de ambos os materiais. Este comportamento será conseguido se for garantida uma resistência suficiente na interface dos materiais. Esta conexão entre os materiais é designada por conexão de corte, que pode ser efetuada de diversas formas: conetores soldados, conetores cravados ou saliências de chapa perfilada [23].

Outro aspeto fundamental neste tipo de solução prende-se com a interação, termo que pode ser confundido com conexão mas de conceito distinto. A conexão depende da resistência e da quantidade aplicada de um determinado meio de conexão de corte, enquanto a interação depende da rigidez da conexão, do seu número e posicionamento. A interação relaciona-se com o escorregamento verificado pelos dois materiais, na sua interface [23].

3. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento deste tipo de pavimento será efetuado somente para as tipologias de vigas apresentadas neste capítulo. O processo de verificação da sua segurança é baseado nas normas BS 5950: Parte 1, BS 5950: Parte 3 secção 3.1, EN1993-1-1 e EN1994-1-1. O dimensionamento contemplará a fase de construção, para os estados limites últimos e para os estados limites de serviço, baseado nas normas NP EN1993-1-1 e NP EN1994-1-1.

Nos estados limites últimos da estrutura será verificada a segurança relativamente à resistência de determinados tipos de esforços e consequentes interações, bem a estabilidade da própria estrutura. Para os estados limites de serviço serão realizados controlos das deformações e vibrações, e será verificada a possível ocorrência de fendilhação no betão das lajes “slim floor” [3, 4, 16].

As secções serão limitadas a plásticas (Classe 1) e a compactas (Classe 2). As secções semi-compactas (Classe 3) apresentam um dimensionamento através do momento elástico um pouco complexo, pelo que não são contempladas neste trabalho. A norma BS 5950: Parte 3: secção 3.1 recomenda um dimensionamento plástico [4].

3.1 Fase de construção

Na fase de construção da estrutura, a viga é conectada através de uma placa no banzo inferior, de forma a fechar a envolvente de betão. Para esta ligação é usada mais uma vez a técnica de *shot fire*. O betão é posteriormente bombeado *in situ*, sendo nivelado através de um acabamento específico. Para ter em conta os efeitos de torção será efetuada uma abordagem simplificada, que consiste em considerar as forças horizontais, aplicadas nos banzos das vigas, como sendo iguais mas opostas. Às cargas aplicadas ao sistema, isto é, o peso próprio do pavimento e da viga, terá de ser acrescentada uma carga de $0,5 \text{ kN/m}^2$ aquando do dimensionamento da viga, correspondendo a uma sobrecarga de utilização [4].

Para libertar o carregamento do pavimento durante esta fase, é usual escorar-se a laje, apesar de não ser vista como grande vantagem, devido às posteriores deformações aquando da

libertação do escoramento, pelo que serviria de contra flecha [16]. Neste trabalho não será considerado nenhum tipo de escoramento temporário.

Nesta fase, as vigas podem sujeitar-se a cargas excêntricas, pelo que o dimensionamento será baseado num conjunto de condições:

- Vigas simplesmente apoiadas que estão sujeitas a ações uniformemente distribuídas [4];
- Apenas serão usadas secções de classe 1 ou 2, ou seja, plásticas ou compactas, respetivamente [4];
- A análise plástica de secções será baseada no diagrama retangular de tensões [4];
- Os momentos e forças correspondentes serão obtidos através de cargas majoradas [4];
- As verificações de serviço são determinadas usando cargas não majoradas. Para assegurar que não ocorram deformações irreversíveis, a tensão na fibra extrema será limitada à tensão de cedência do aço, f_y [4];
- As deformações das vigas serão limitadas por $L/250$ para a carga total, sendo L o comprimento da viga [4].

3.1.1 Classificação de secções metálicas

As secções podem ser influenciadas por fenómenos de encurvadura local, pelo que a sua classificação reflete a forma como a resistência e a capacidade de rotação são influenciados por estes tipos de fenómenos. As zonas comprimidas das secções compactas podem plastificar completamente, ao invés das secções esbeltas [17, 18].

A classificação de secções pode ser efetuada tanto a partir da norma BS 5950: Parte 1 como a partir da norma NP EN1993-1-1 e NP EN1994-1-1 [19, 21]. O dimensionamento efetuado neste trabalho será baseado somente nas normas EC3 e EC4.

Nas figuras apresentadas abaixo, cada coluna representa um determinado tipo de esforço ou combinação de esforços atuantes nos elementos classificados (alma e banzo). A classe do aço

será contabilizada através do parâmetro ε que é dado por $\sqrt{235/f_y}$, sendo f_y a tensão de cedência do aço. A classificação final da secção será dada pela maior classe obtida para os dois elementos classificados [17, 18].

A classificação de secções com base nesta norma é realizada com base no diagrama de tensões normais correspondente à sua capacidade máxima. Em secções que estejam sujeitas a flexão composta, a sua classificação será um pouco mais complexa pois existe inúmeras relações entre o valor do momento fletor e o do esforço axial. Essa relação pode ser obtida através de um parâmetro α , para obter a classificação da alma, pela seguinte expressão [17, 18]:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1 \quad (1)$$

em que c representa o comprimento da alma, h é a altura total da secção, t_f é a espessura do banzo, t_w a espessura da alma, r o raio de concordância na ligação da alma ao banzo e N_{Ed} representa o esforço axial, positivo se for de compressão [17].

Componentes internos comprimidos			
			Eixo de flexão
			Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \varepsilon}{\alpha}$

Figura 15 - Classificação da alma de secções pela norma NP EN1993-1-1 [19]

Banzos em consola			
Secções laminadas		Secções soldadas	
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão	
		Extremidade comprimida	Extremidade traccionada
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

Figura 16 - Classificação do banzo de secções pela norma NP EN1993-1-1 [19]

3.1.2 Encurvadura por flexão-torção

Este fenómeno de encurvadura lateral é muito corrente em elementos que não tenham travamento lateral e que estejam solicitados à flexão relativamente ao seu eixo principal de maior inércia. Este fenómeno não será verificado neste sistema "slim floor" pois tanto nos apoios como ao longo do vão, o betão irá servir de contraventamento e não permite a encurvadura da secção. Apesar de não existir encurvadura lateral em serviço, poderá ocorrer na fase construtiva da estrutura, em que apenas a secção metálica resiste aos esforços. Para obter a interação da flexão composta com compressão será necessário obter os valores da encurvadura lateral e da encurvadura por flexão compressão, apesar de considerar nulo o efeito da encurvadura lateral, existirá sempre uma redução mínima dos esforços, definida pelo coeficiente de redução (χ_{LT}) para a resistência à encurvadura lateral definido por [19]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (2)$$

sendo

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (2.1)$$

sendo α_{LT} o fator de imperfeição, correspondente à curva de encurvadura apropriada. Os valores recomendados para este fator podem ser obtidos pela relação entre o Quadro 5 e o

Quadro 6. O fator $\bar{\lambda}_{LT}$ representa a esbelteza adimensional para a encurvadura por flexão-torção, sendo obtida por [19]:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (2.2)$$

sendo M_{cr} o momento crítico elástico para a encurvadura lateral, dado por [23]:

$$M_{cr} = \alpha_m \cdot M_{cr}^E \quad (2.3)$$

Sendo α_m um fator relacionado com a definição da curva de momento fletor e M_{cr}^E o momento crítico padrão definido por [17]:

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{G I_T E I_z \left(1 + \frac{\pi^2 E I_W}{L^2 G I_T} \right)} \quad (2.4)$$

Onde L representa o comprimento do elemento, G o módulo de distorção do aço estrutural, I_T a constante de torção de St. Venant da secção estrutural, E o módulo de elasticidade, I_z o momento de inércia em relação ao eixo de menor inércia e I_W é a constante de empenamento.

Relativamente à encurvadura por compressão, o processo de verificação é semelhante ao fenómeno descrito anteriormente, havendo dois planos de encurvadura considerados, em que ambos são contabilizados para a flexão composta e compressão, mas apenas o menor fator de redução (χ) será contabilizado para a verificação do esforço axial máximo da secção [23].

O objetivo máximo deste fenómeno é verificar a redução do esforço axial resistente através do fator de redução [19]:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.5)$$

Sendo χ obtido através da seguinte expressão [19]:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi - \lambda^2}} \leq 1 \quad (2.6)$$

sendo

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.7)$$

sendo α o fator de imperfeição, correspondente à curva de encurvadura apropriada. Os valores recomendados para este fator podem ser obtidos pela relação entre os quadros 6.1 e 6.2 da EN 1993-1-1. O fator $\bar{\lambda}$ representa a esbelteza adimensional para a encurvadura por compressão, sendo obtida por [19]:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{plf_y}}{N_{cr}}} \quad (2.8)$$

Sendo N_{cr} a carga crítica calculada a partir de [17]:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{cr}^2} \quad (2.9)$$

Estando estas condições verificadas, verificar-se-á a interação devido à flexão composta e compressão através das seguintes equações [19]:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (2.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

sendo N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ os esforços atuantes, $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ os momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para secções de classe 4, o que não acontecerá neste tipo de estrutura, ou seja, serão nulos, k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} representam os fatores de interação e N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ e $M_{z,Rk}$ os esforços resistentes não majorados. Os coeficientes de interação dependem dos coeficientes de momento uniforme equivalente (C_m) obtidos através do quadro B.3 da EN 1993-1-1 para posteriormente retirar os coeficientes de interação a partir dos quadros B.1 e B.2 da mesma norma.

Quadro 5 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em <i>I</i> laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em <i>I</i> soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

Quadro 6 - Valores recomendados de α_{LT}

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Fator de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

3.1.3 Combinação de esforços de flexão com esforços de torção

Na fase de construção do sistema "slim floor", aquando do assentamento da laje no banzo inferior da viga, colocada fora do centro de corte da viga metálica, surgirão efeitos de torção provenientes dessa carga. Quer com lajes pré-fabricadas (Figura 17) quer com betonagens *in situ* (Figura 18), as suas cargas atuantes estarão fora do centro de corte, fazendo com se tenha de ter em conta esta parcela na verificação da segurança da viga [3].

À medida que os elementos pré-fabricados vão sendo instalados ou a betonagem *in situ* é efetuada, as cargas em desequilíbrio aumentam pois podem apenas apoiar-se num dos lados da viga. Se a extensão dessas cargas aumentar ao longo do vão haverá um conseqüente aumento dos efeitos de torção ou de encurvadura por flexão-torção [4].

Para conseguir verificar este efeito nas vigas "slim floor", terá de ser considerado que um dos painéis adjacentes à viga tem a laje totalmente aplicada e o outro não, considerando o efeito das cargas em desequilíbrio o mais desfavorável possível [4]. Esta é a situação no caso da aplicação de lajes mistas ou lajes maciças betonadas *in situ*. No caso da aplicação de unidades pré-fabricadas, é possível definir o valor limite de módulos pré-fabricados a partir do qual existe a necessidade de colocar módulos no painel oposto, para que as cargas em desequilíbrio não excedam um determinado valor limite [3].

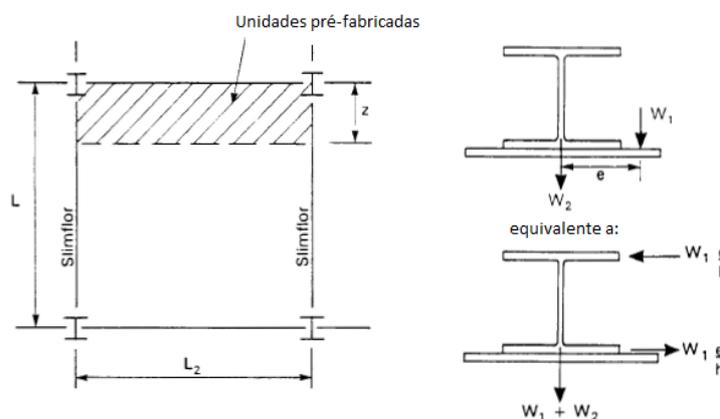


Figura 17 - Cargas atuantes na colocação de unidades pré-fabricadas [3]

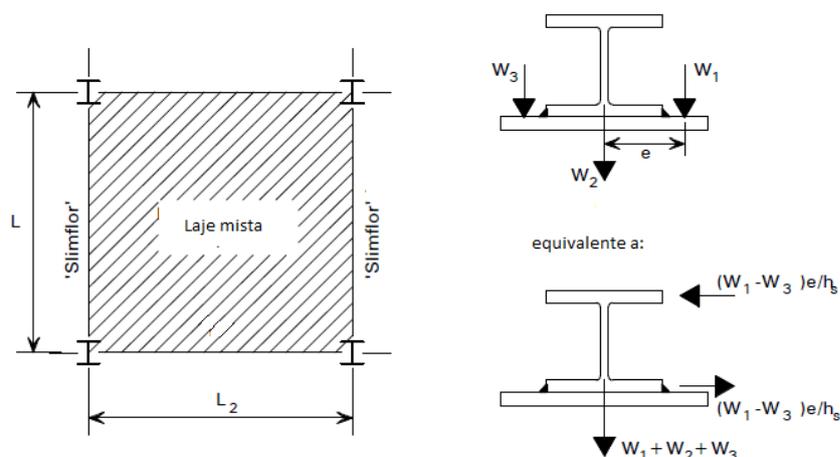


Figura 18 - Cargas atuantes da betonagem na totalidade do compartimento [3]

Em relação às cargas atuantes devido à colocação de unidades pré-fabricadas (Figura 17), a carga W_1 representa o peso próprio das unidades pré-fabricadas bem como a sobrecarga para a fase de construção. A carga W_2 contabiliza o peso próprio da viga metálica. No pavimento betonado é realizada a consideração referida acima, isto é, a um dos lados da viga é transmitida a carga W_1 , contabilizando o peso próprio da chapa nervurada, das armaduras de betão colocado *in situ* e da sobrecarga para a fase de construção. No outro compartimento considera-se que o pavimento ainda não se encontra betonado, possuindo uma carga W_3 , correspondente ao peso próprio da chapa nervurada e das armaduras colocadas [3, 4].

Os efeitos de torção devem ser considerados tendo em conta a parcela correspondente ao empenamento. As tensões existentes no banzo superior devido a esse efeito são combinadas com as tensões provenientes da flexão da secção. Para avaliar essa combinação terá de ser verificada a seguinte condição [3, 4]:

$$\frac{M_y}{M_{b,y,Rd}} + \frac{M_{f,y}}{M_{f,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

sendo M_y o momento atuante segundo a direção y-y, $M_{f,y}$ o momento transversal atuante no banzo superior segundo a direção y-y, $M_{b,y,Rd}$ o momento fletor resistente à encurvadura e $M_{f,y,Rd}$ o momento resistente do banzo superior segundo a direção y-y [3, 4].

No caso dos pavimentos efetuados com unidades pré-fabricadas, o momento atuante na secção (M_x) é definido pelas cargas W_1 e W_2 e em função da extensão da aplicação das unidades pré-fabricadas (z). O momento transversal atuante no banzo superior (M_y) é definido pela carga aplicada no banzo superior ($W_1 e/h$) (Figura 17).

No caso dos pavimentos betonados, os momentos atuantes já não são determinados em função de z , pois considera-se a betonagem total somente num dos compartimentos adjacentes à viga.

3.1.4 Efeitos das tensões biaxiais no banzo inferior

Devido ao assentamento do pavimento sobre o banzo inferior da viga, desenvolvem-se nas eventuais chapas adicionais tensões biaxiais devido à distribuição de cargas. Essas cargas assumem-se como aplicadas no centro de corte, o que ignora a força de corte transferida pelas nervuras, o que poderia baixar consideravelmente este efeito [4]. A chapa pode estar sujeita a tensões longitudinais (σ_1) e ao mesmo tempo a tensões provocadas pela flexão transversal da própria chapa (σ_2), devido às cargas nela aplicada, provocando uma diminuição da sua resistência [4].

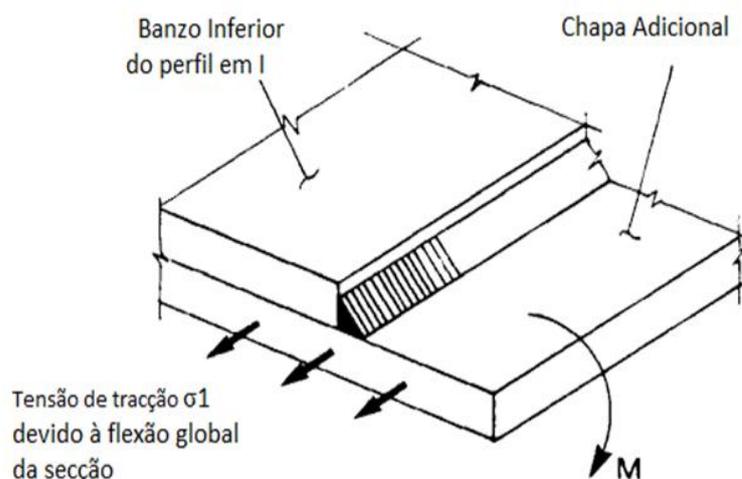


Figura 19 - Pormenor de banzo inferior com chapa adicional [3]

Segundo o critério de Von Mises, a resistência da chapa é verificada se [4]:

$$p_y = \sqrt{\sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1^2} \quad (4)$$

em que as tensões provocadas pela flexão da própria chapa (σ_2) podem tomar valores positivos para a compressão ou negativos para a tração, como ilustra a [4]:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + (4p_y^2 - 3\sigma_1^2)^{1/2}}{2} \text{ Compressão} \quad (4.1)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 - (4p_y^2 - 3\sigma_1^2)^{1/2}}{2} \text{ Tração} \quad (4.2)$$

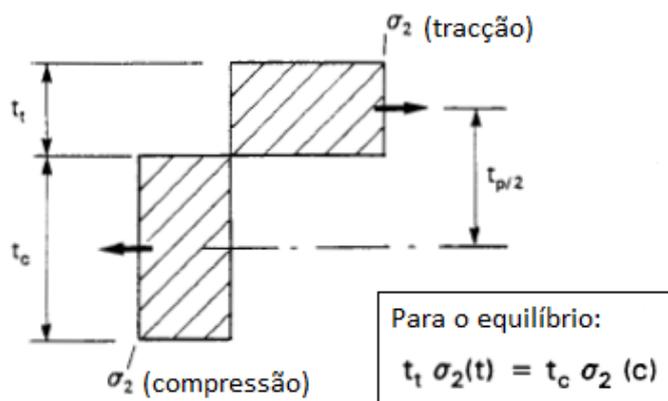


Figura 20 - Distribuição de tensões plásticas no banzo inferior [3]

Procedendo ao equilíbrio de forças atuantes no banzo inferior, com base na distribuição plástica das tensões longitudinais, obteve-se a seguinte relação [4]:

$$\frac{M}{M_p} = \frac{c^2 - \sigma_1^2}{2 c p_y} \quad (4.3)$$

onde M representa o momento transversal máximo aplicado à chapa, M_p o momento plástico resistente do banzo inferior (determinado mais a frente) e c uma constante determinado por [4]:

$$c = (4p_y^2 - 3\sigma_1^2)^{1/2} \quad (4.4)$$

$$M_p = \frac{t^2 p_y}{4} \quad (4.5)$$

O gráfico ilustrado na traduz a influência das tensões longitudinais σ_1 nas tensões por flexão transversal σ_2 quer em condições plásticas quer em condições elásticas [4]:

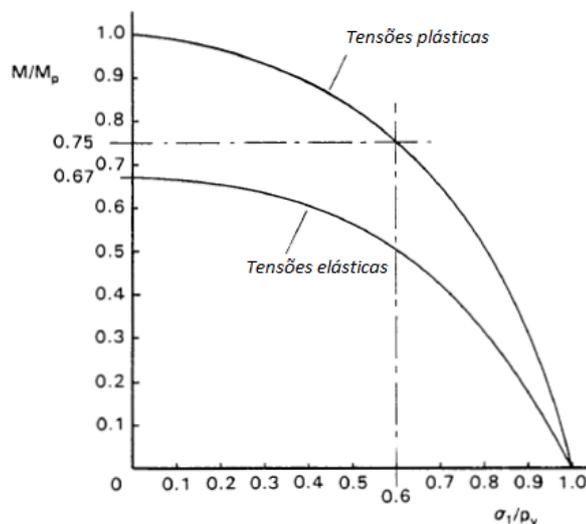


Figura 21 - Relação da influência das tensões longitudinais nas tensões por flexão transversal, em condições plásticas ou elásticas [3]

3.2 Fase de exploração

3.2.1 Classificação de secções mistas

A classificação das secções mistas, deverá ser efetuada da mesma forma que a classificação das secções metálicas, ou seja, de acordo com norma NP EN1993-1-1. Somente nalgumas condições é que esta classificação poderá sofrer algumas alterações, relativamente à alma da secção, que podem ser visualizadas no Quadro 7 [24].

Quadro 7 - Classificação da alma

Tipo de Elemento	Classe da secção		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Alma com a linha neutra da secção a meia-altura	$\frac{d}{t} \leq 64e$	$\frac{d}{t} \leq 76e$	$\frac{d}{t} \leq 114e$
Alma, caso geral	$\frac{d}{t'} \leq \frac{64e}{1+r}$	$\frac{d}{t} \leq \frac{76e}{1+r}$	Para $r \geq 0.66$: Secções laminadas: $\frac{d}{t} \leq \frac{114e}{1+2r}$ Secções soldadas: $\frac{d}{t} \leq \left(\frac{41}{r} - 13\right)e$ Para $0.66 > r \geq 0$: $\frac{d}{t} \leq \frac{114e}{1+2r}$ Para $r < 0$: $\frac{d}{t} \leq \frac{114e(1+r)}{(1+2r)\frac{3}{2}}$

Para além destas alterações, algumas condições são impostas para a classificação dos banzos como a classificação com classe 1 para banzos de aço que estejam à compressão, restringido pela conexão a um banzo de betão através de conetores metálicos [22, 24]. Um banzo de aço à compressão, restringido pela conexão a uma laje mista através de conetores metálicos, em que as nervuras da laje estejam pelo menos a 45° em relação ao eixo da viga, ou a largura da nervura de betão adjacente à viga não seja menor que a largura do banzo da viga, deve ser considerado uma classe abaixo ao definido pela norma NP EN1993-1-1.

3.2.2 Verificação da resistência à flexão

O momento fletor de uma viga mista "slim floor", sem conetores, é dependente da interface entre o aço e o betão para transmitir o esforço transversal. Esse dimensionamento será baseado na norma NP EN1994-1-1, considerando o grau de conexão entre os dois materiais constituintes. Este dimensionamento considera a distribuição plástica de tensões para determinar a capacidade resistente ao momento fletor [25].

Para poder calcular o momento plástico resistente, é necessário conhecer a posição do eixo neutro plástico. Geralmente, o eixo neutro plástico de uma secção mista ASB situa-se na

alma. O grau de conexão é definido consoante a aderência entre o aço e o betão e consoante a armadura transversal colocada na laje de betão [5]. Também será necessário definir o valor da largura efectiva do banzo de betão, que poderá ser de vão/4 para ligações ao corte com conetores ou de vão/8 para ligações ao corte por aderência [3, 4]. Conhecidas estas condições, é possível calcular o momento resistente e verificar a seguinte condição [20]:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \quad (5)$$

onde M_{Ed} é o momento atuante máximo da secção e $M_{pl,Rd}$ é o momento plástico resistente da secção mista. Na realidade, como já foi referido neste texto, vigas mistas tipo "slim floor" permitem ter quase a certeza que a mesma viga pode ser classificada como pertencendo, no máximo, à classe 2. No caso deste tipo de secção transversal, o valor do momento resistente pode ser obtido através de uma análise plástica, em que, geralmente, se despreza a contribuição das armaduras longitudinais existentes no betão [23].

Para começar o processo de verificação da resistência à flexão, é primordial obter a largura efectiva do banzo de betão. Este cálculo simplifica muito este tipo de análise, sobretudo para zonas em que a distância entre perfis seja considerado grande, pois as tensões longitudinais no banzo de betão não serão uniformes, devido ao efeito de *shear lag*. Para se poder efetuar essa consideração para os cálculos seguintes, será preponderante obter uma relação de comprimento de betão, para que a distribuição de tensões possa ser considerada como uniforme, que tecnicamente será denominado como largura efectiva do banzo, b_{eff} [23]. Segundo a norma EN 1994-1-1, as larguras efetivas são calculadas com base nas distâncias entre pontos de momento fletor nulo, em que é proposta a seguinte metodologia para a obtenção da largura efectiva do banzo de betão [20]:

$$b_{eff} \leq b_0 + \sum b_{ei} \quad (6)$$

Sendo b_0 a distância entre os centros dos conetores e b_{ei} o valor da largura efectiva do banzo de betão de cada lado da alma, considerando igual a $L_e/8$, mas inferior ou igual à largura geométrica b_i . O valor de b_i deverá ser considerado igual à distância entre o conector extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes, medida a meia altura do banzo de betão, exceto para um bordo livre em que b_i é a distância ao bordo livre. Para vigas simplesmente apoiadas, o vão equivalente, L_e , será igual ao vão da viga [23]. Nos apoios de extremidade, o cálculo da largura efectiva obtém-se de igual modo, apesar de ser acrescentado um coeficiente de agravamento, β_i . Para essas zonas, o cálculo será efetuado da seguinte forma:

$$b_{eff} \leq b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (7)$$

com

$$\beta_i = 0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \quad (8)$$

O processo de cálculo do momento resistente é iniciado com a obtenção da classe da alma, de forma a verificar a veracidade da análise plástica efetuada. Seguidamente será calculada a força de compressão acima da face inferior do banzo superior do perfil de aço bem como a força de tração abaixo desse mesmo limite, de forma a comparar ambas as forças e chegar a uma localização do eixo neutro plástico. Facilmente se pode concluir que, se a força abaixo do banzo superior for maior que a força de compressão acima desse banzo, o eixo neutro localizar-se-á na alma do perfil de aço. Se acontecer precisamente o inverso, o eixo neutro será localizado acima do banzo do perfil de aço [23].

3.2.3 Conexão de corte

Conexão total

A conexão total é obtida quando o número de conetores é igual ou superior aos que seriam necessários para assegurar a mobilização do momento plástico resistente da secção mista [3]. Sem a utilização de conetores, essa conexão é obtida quando a capacidade resistente do momento fletor, depende da capacidade resistente da compressão da secção de betão, limitada pela espessura da laje maciça de betão sobre a chapa nervurada e pelo banzo efetivo [5].

Para poder calcular a força da ligação ao corte (F_p), é necessário saber a posição do eixo neutro plástico (ENP). Para uma secção de momento positivo, após a obtenção do ENP, contabilizado a partir do topo da secção mista, calcula-se a força resistente do betão (R_c), do banzo metálico adicional (R_p) e da restante secção metálica (R_s), obtidas através dos diagramas retangulares de tensão [3, 4]:

$$R_c = 0.45f_{cu}b_{eff}y_p \quad (9)$$

$$R_s = A_p p_y \quad (10)$$

$$R_c = A_p p_y \quad (11)$$

onde f_{cu} é a tensão resistente característica do betão em provetes cúbicos, b_{eff} a largura efetiva do banzo de betão, y_p a posição do eixo neutro plástico, p_y a tensão resistente para o aço e A_p a área do banzo adicional [3, 4]. Na Figura 22, pode ser observado a distribuição de tensões de uma secção IFB, para uma posição de eixo neutro plástico genérica. Sendo assim, entre uma secção de momento nulo e outra de momento positivo máximo, a força a transmitir na conexão (F_p), é dada por [3, 24]:

$$F_p = \min (R_c, R_s + R_p) \quad (12)$$

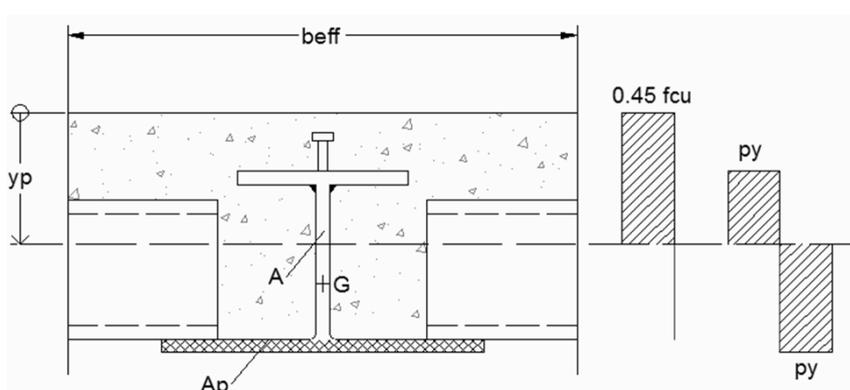


Figura 22 - Distribuição retangular de tensões para viga IFB [4]

O passo seguinte consiste em obter o número de conetores necessários (N_p), dado por [3, 24]:

$$N_p = \frac{F_p}{Q_p} \quad (13)$$

onde Q_p representa a força resistente dos conetores de corte para a região dos momentos positivos, dada por [24]:

$$Q_p = 0.8Q_k \quad (13.1)$$

onde Q_k representa a força resistente dos conetores.

No caso de utilizar vigas tipo “slim floor”, ou seja, vigas soldadas a placas de aço, o betão contido nas nervuras não é contabilizado para obter a força de ligação ao corte [4]. A distribuição de tensões para este tipo de pavimento, para uma posição genérica do ENP, pode ser observada na Figura 23 [4, 22]:

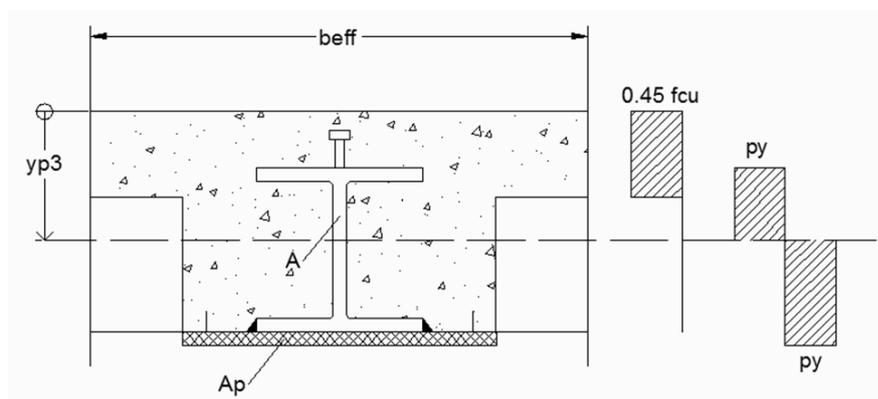


Figura 23 - Distribuição retangular de tensões para viga "slim floor" [4]

Para poder obter o número de conetores necessários entre uma secção de momento nulo e outra de momento negativo máximo (N_n), é preciso calcular a força de corte respetiva (F_n), a qual é dada por [22]:

$$F_n = 0.87 f_y A_r \quad (14)$$

onde f_y é a tensão de cedência característica da armadura de reforço e A_r é a área de armadura de reforço na secção efetiva de betão. O número de conetores é dado por [22]:

$$N_n = \frac{F_n}{Q_n} \quad (15)$$

onde Q_n é a força resistente dos conetores de corte para a região de momentos negativos, dada por [22]:

$$Q_n = 0.6 Q_k \quad (15.1)$$

Por fim, a Figura 24 representa a distribuição de tensões plásticas, para uma posição do ENP genérica, de uma viga assimétrica (ASB) [5]:

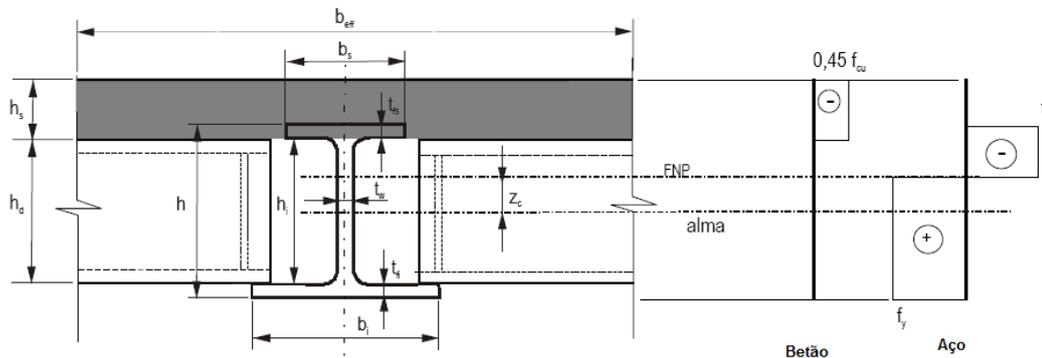


Figura 24 - Distribuição retangular de tensões para viga ASB [4]

Conexão parcial

Uma viga mista slim floor apresenta conexão parcial quando, a resistência da aderência longitudinal entre a secção de betão e de aço, não é suficiente para transmitir a força resultante da compressão da laje de betão (R_c). A capacidade resistente ao momento fletor destes elementos é menor comparada com os casos de conexão total [5]. Este tipo de conexão acontece frequentemente em vigas ASB. Para determinar o momento fletor resistente, considera-se a resultante da compressão reduzida (F_{sb}), dada por [5, 22]:

$$F_{sb} = 2(b_s + t_{fs} + h_i - 0.5t_w) \frac{L}{4} f_{sb} \quad (16)$$

onde f_{sb} representa a resistência média da aderência longitudinal do banzo superior e da alma. Segundo a metodologia proposta pelo SCI, pode ser tomado um valor de cálculo de 0,6 MPa para a resistência média da aderência longitudinal (f_{sb}), nos perfis ASB. O momento fletor resistente calcula-se em função do ENP, que é determinado através das equações de equilíbrio das tensões plásticas de tração e de compressão [5, 24]. Para vigas soldadas a chapas adicionais ou não, a resistência média da aderência longitudinal, pode ser calculada da seguinte forma, respetivamente [24]:

$$F_{sb} = (2b_p + t_w + 2h_{eff}) \frac{L_{cr}}{2} f_{sb} \quad (17)$$

$$F_{sb} = (2b + t_w + 2h_{eff}) \frac{L_{cr}}{2} f_{sb} \quad (18)$$

onde b_p é a largura da chapa metálica adicional, b a largura do banzo metálico da secção, t_w é a espessura da alma, L_{cr} o comprimento de encurvadura e h_{eff} é a altura efetiva da secção

metálica, isto é, a altura total da secção metálica reduzida da espessura da chapa metálica adicional [24].

O fluxo de corte ao longo de uma viga longitudinal, pode ser observado a partir da Figura 25, para uma viga IFB [24]:

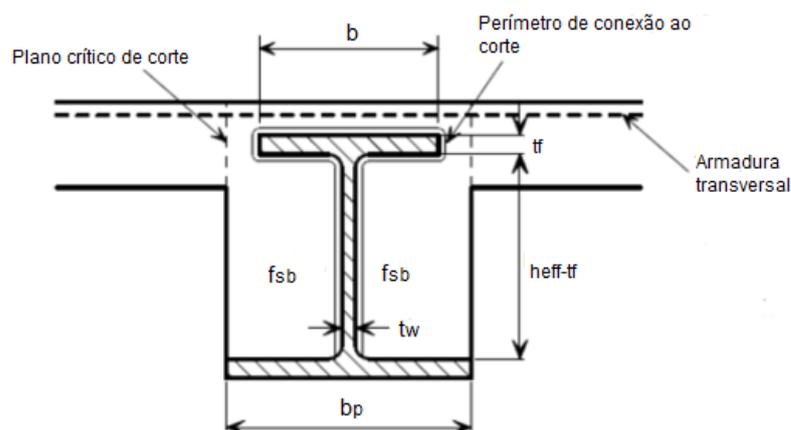


Figura 25 - Transferência de corte ao longo da superfície interna da viga IFB [24]

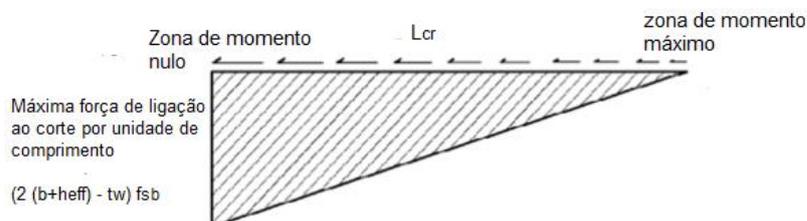


Figura 26 - Fluxo de corte ao longo da viga longitudinal, viga IFB [24]

3.2.4 Esforço transverso

Para verificar a resistência a este tipo de esforço, ainda não é conhecida a parcela do banzo de betão que resiste a tal esforço. Pela falta de conhecimento desta matéria, considera-se que somente a secção metálica resiste ao esforço transverso. Esta teoria pode ser conservadora, principalmente se o banzo se encontrar à compressão, mesmo se estiver fendilhado [23]. Sendo assim, a resistência ao esforço transverso, $V_{pl,Rd}$, é dada por [19]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (19)$$

sendo A_v a área resistente ao esforço transversal, f_y a tensão de cedência característica do aço, e γ_{M0} o coeficiente parcial de segurança para a resistência da secção (valor unitário recomendado). A área resistente ao esforço transversal (A_v) pode ser obtida, de acordo com a tipologia da secção, da seguinte forma [19]:

- Secções laminadas em I ou H, carga paralela à alma: $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \leq \eta h_w t_w$
- Secções laminadas em U, carga paralela à alma: $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
- Secções soldadas em I, H e caixão, carga paralela à alma: $\eta \Sigma (h_w t_w)$
- Secções laminadas retangulares ocas de espessura uniforme:
 - a. Carga paralela à altura $Ah / (b + h)$
 - b. Carga paralela à largura $Ab / (b + h)$

sendo A a área da secção, b a largura total, h a altura total, h_w a altura da alma, r o raio de concordância, t_f a espessura do banzo, t_w a espessura da alma e η representa um parâmetro que pode ser considerado igual a 1,0, de forma conservadora [19, 23].

3.2.5 Armadura transversal

A armadura de reforço transversal tem como função transferir a força de corte longitudinal entre a laje e os conectores e também de aumentar a resistência [3, 4]. Primeiramente será necessário obter a resistência ao corte longitudinal por unidade de comprimento (v_r), que é calculado a partir de [3, 4, 22]:

$$v_r = 0.7A_{sv}f_y + 0.03\eta A_{cv}f_{cu} \leq 0.8\eta A_{cv}\sqrt{f_{cu}} \quad (20)$$

em que A_{sv} é a área resistente de armadura de reforço que atravessa a superfície de corte (Figura 27), f_y a tensão de cedência característica do aço, η é um coeficiente de valor unitário para um betão de densidade normal, A_{cv} é a área da superfície de corte por unidade de comprimento e é definida dependendo do plano de corte (plano a ou b, Figura 27) e f_{cu} representa a tensão resistente característica do betão para provetes cúbicos [3, 4, 22].

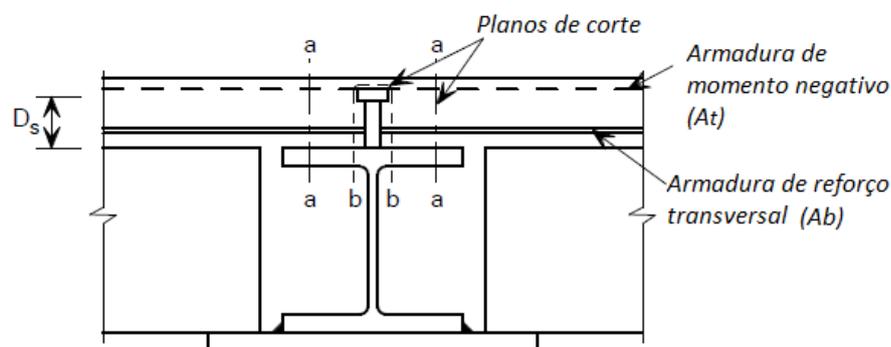


Figura 27 - Planos de rotura ao corte [24]

No caso do corte se dar no plano a, a área de armadura de reforço (A_{sv}) é obtida pela soma da armadura de momento negativo (A_t) e a armadura de reforço transversal (A_b), por unidade de comprimento. Se o corte se realizar no plano b contabiliza duas vezes a armadura de reforço transversal (A_b) [3, 4]. O comprimento do plano de corte a é definido pela altura de betão acima do banzo superior metálico. Para o plano b, o seu comprimento de corte pode ser definido por $2h + d_h$ para uma fiada de conectores ou $2h + d_h + s_t$ para uma ligação com duas fiadas de conectores, onde h é a altura do conector, d_h o diâmetro do conector e s_t o espaçamento transversal entre conectores [3, 4].

A armadura de reforço é dimensionada, por unidade de comprimento, para uma força igual à imobilizada pelos conectores. Para tal será necessário calcular a força longitudinal gerada (v), a partir de [3, 4, 22]:

$$v = \frac{NQ}{s} \quad (21)$$

onde N representa o número de conectores na secção, Q o valor de cálculo da força resistente de cada conector e s o espaçamento longitudinal dos conectores [3, 4].

3.3 Estados limites de serviço

3.3.1 Controlo de deformações

Sendo as deformações uma das principais desvantagens deste tipo de solução, será imprescindível o seu controlo. As deformações são influenciadas por vários efeitos como o

shearlag, fluência e retração do betão, fendilhação do betão, processo construtivo e interação parcial [23]. Para controlar de modo eficiente este efeito deverá ser considerada a combinação de ações apropriada. No caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais são os indicados no Quadro 8, tendo, para vigas simplesmente apoiadas [19]:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (22)$$

em que $\delta_{m\acute{a}x}$ representa flecha no estado final em relação à linha reta que une os apoios, δ_1 a variação da flecha da viga devido às ações permanentes (p) imediatamente após a sua aplicação (estado 1), δ_2 a variação da flecha da viga devido à ação variável (q) de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado 2) e δ_0 representa a contra flecha da viga no estado não carregado (estado 0) [19, 23]. As deformações devido às respetivas cargas, são obtidas a partir de:

$$\delta_1 = \frac{5pL^4}{384EI} \quad (23)$$

$$\delta_2 = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (24)$$

Quadro 8 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

Condições	Limites	
	$\delta_{m\acute{a}x}$	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{m\acute{a}x}$ possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-
<i>NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.</i>		

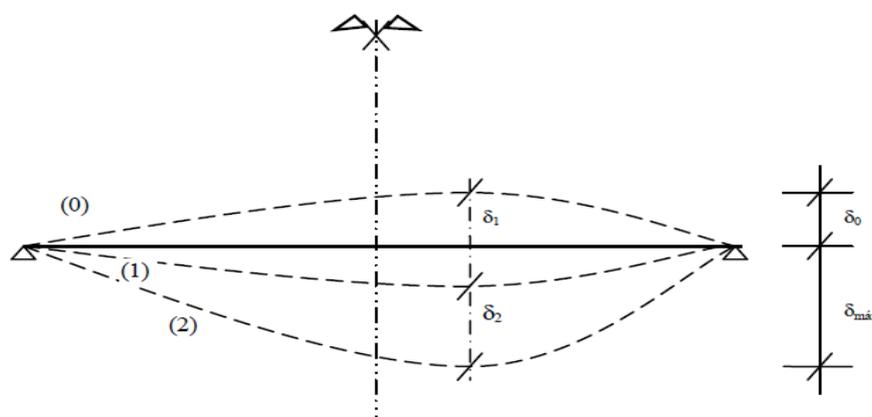


Figura 28 - Deslocamentos verticais [19]

3.3.2 Controle de vibrações

Sendo o sistema slim floor mais esbelto e conseqüentemente mais leve, poderá levar a estrutura a maiores vibrações que as admissíveis. Desta forma, é primordial limitar a frequência natural da estrutura (f_n) [3, 4]. Segundo o SCI, o limite inferior para esta frequência é de 4 Hz. As ações consideradas para o cálculo da deformação máxima da viga (δ_w), são todas as ações permanentes (p) e 10% da sobrecarga (q). O peso das paredes divisórias não se encontra incluído, pois é desfavorável ao dimensionamento, já que amortece a estrutura. Sendo assim, a frequência natural, para vigas simplesmente apoiadas é dada por [3, 4, 24]:

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\delta_w}} \quad (25)$$

A deformação máxima da viga (δ_w) é determinada, para vigas simplesmente apoiadas, por [24]:

$$\delta_w = \frac{5(p+0.1q)L^4}{384EI} \quad (25.1)$$

3.3.3 Controle da fendilhação

A fendilhação é normal em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção, entre outros. Este fenómeno terá de ser limitado para que não prejudique o funcionamento e aparência da estrutura.

Numa primeira fase, é imprescindível a classificação da estrutura quanto à sua classe de exposição, que pode ser observada pelo Quadro 9 [26].

Quadro 9 - Classe de exposição em função das condições ambientais

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno

Para estabelecer a largura máxima de fendas (w_{max}), aplicam-se critérios dependentes da classe de exposição [23, 26]:

Quadro 10 - Valores recomendados para as larguras das fendas

<i>Classe de Exposição</i>	<i>Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes</i>	<i>Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes</i>
	<i>Combinação de acções quase-permanente</i>	<i>Combinação de acções frequente</i>
<i>X0, XC1</i>	<i>0,4¹</i>	<i>0,2</i>
<i>XC2, XC3, XC4</i>	<i>0,3</i>	<i>0,2²</i>
<i>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</i>		<i>Descompressão</i>

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

O controlo da fendilhação será efetuado através da colocação de armadura para resistir à zona de tração, que no caso de vigas em T ou caixão terá de ser calculada para cada parte da secção (alma e banzos). A armadura mínima (A_s) para o controlo da fendilhação é calculada a partir de [23, 26]:

$$A_s = k_s k_c k \frac{f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (26)$$

onde k_s representa o coeficiente que tem em conta o efeito da redução do esforço normal do banzo de betão devido à fendilhação inicial e aos escorregamento local da conexão, que poderá ser considerado igual a 0,90, k_c o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação (definido mais à frente), k o coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, que poderá ser considerado igual a 0,80, $f_{ct,eff}$ o valor médio da resistência do betão à tração, à data em que as primeiras fendas são suscetíveis de se formar, que poderá ser considerado igual ao f_{ctm} dado na norma NP EN1992-1-1, A_{ct} representa a área da zona tracionada imediatamente antes da fendilhação, que poderá ser considerada igual à área da secção de betão compreendida na largura efetiva e σ_s representa a tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a fendilhação, dado no quadro 7.1 da norma NP EN1994-1-1 [19, 23, 26].

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (26.1)$$

onde h_c representa a espessura do banzo de betão, excluindo qualquer esquadro ou nervura e z_0 a distância vertical entre os centros de gravidade do banzo de betão não fendilhado e da secção mista não fendilhada [23].

No caso de utilização desta armadura mínima, será necessário limitar o espaçamento dos varões e o diâmetro dos mesmos, que dependem da tensão máxima admissível, como pode ser observado no Quadro 11 e no Quadro 12 [26].

Quadro 11 - Diâmetro máximo dos varões

<i>Tensão no aço²⁾</i> <i>[MPa]</i>	<i>Diâmetros máximos dos varões [mm]</i>		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Quadro 12 - Espaçamento máximo dos varões

<i>Tensão no aço²⁾</i> <i>[MPa]</i>	<i>Espaçamento máximo dos varões [mm]</i>		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

4. DESENVOLVIMENTO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO

Durante o decorrer deste trabalho, foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo, de forma a processar automaticamente as verificações necessárias à segurança das vigas metálicas "slim floor". Por conseguinte, esta ferramenta será aplicada aos três estados descritos no capítulo de dimensionamento (fase de construção, fase de exploração e estados limites de serviço).

Numa primeira fase é pedido ao utilizador para escolher o tipo de secção desejado (laminada SFB, laminada ASB ou soldada), o tipo de aço, de betão e chapa a aplicar. Estas propriedades apresentam-se no separador "propriedades". Caso se utilize uma secção soldada, o utilizador terá de introduzir os dados geométricos da secção. Ao utilizar uma secção laminada SFB, será apenas necessário introduzir as propriedades geométricas da chapa adicional. Ao escolher uma secção laminada ASB, será preciso inserir a largura do banzo inferior da viga. A interface desta secção é apresentada na Figura 29:

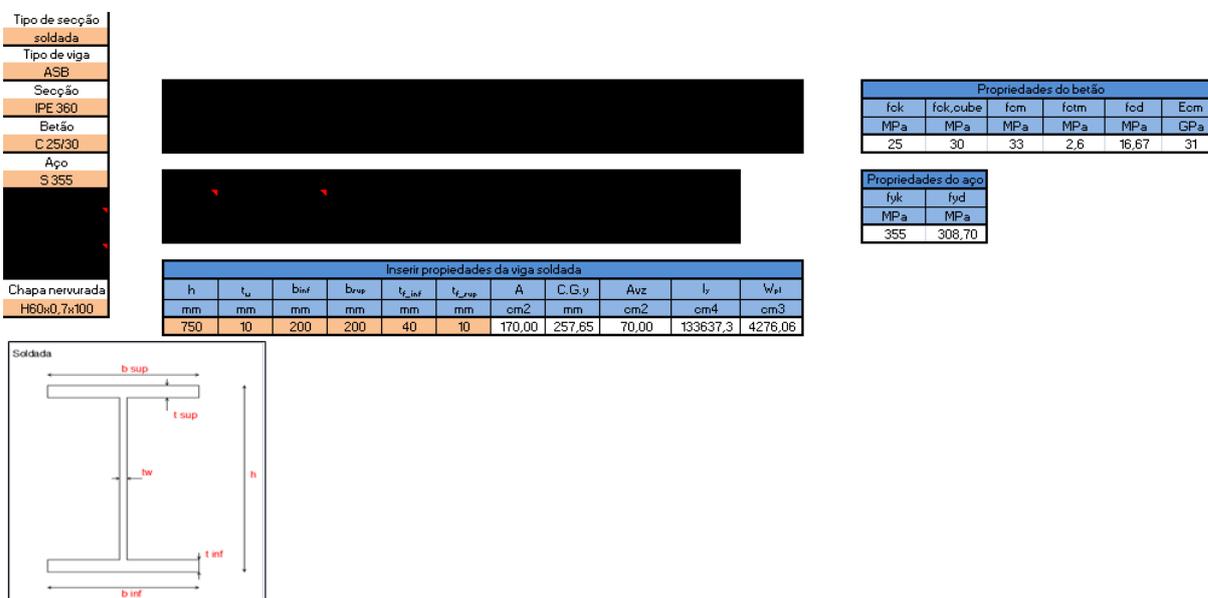


Figura 29 - Interface do separador propriedades

De seguida, o utilizador deverá introduzir os esforços provenientes de outro programa à escolha, segundo as direções apresentadas na interface, como se pode observar na Figura 30:

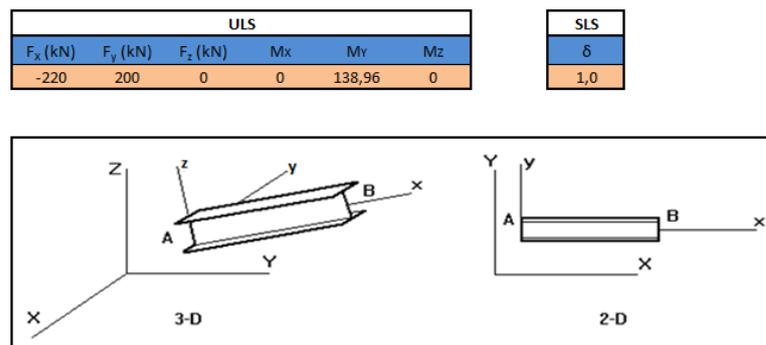


Figura 30 - Interface do separador esforços

Após a determinação das propriedades, dos esforços da secção e dos elementos constituintes, inicia-se o processo de dimensionamento do elemento. Tendo como ponto de partida a fase de construção, obtém-se a classificação da secção conforme as propriedades obtidas anteriormente, verificando igualmente a encurvadura por flexão-torção. Torna-se no entanto necessário a introdução, por parte do utilizador, de alguns dados tais como o coeficiente α_m , dependente do diagrama de momento fletor obtido, do comprimento do vão da secção analisada, L , dos planos de encurvadura para ambos os planos de cálculo e dos coeficientes de momento uniforme equivalente, C_m . A verificação seguinte consiste na combinação de esforços de flexão com esforços de torção, em que é necessário introduzir a densidade do betão, $\gamma_{betão}$, a altura do betão acima da chapa nervurada, D_s , o comprimento transversal entre perfis, L_2 , o peso do pavimento e a excentricidade do ponto de aplicação da carga, e . A última verificação para este estado analisa os efeitos das tensões biaxiais no banzo inferior.

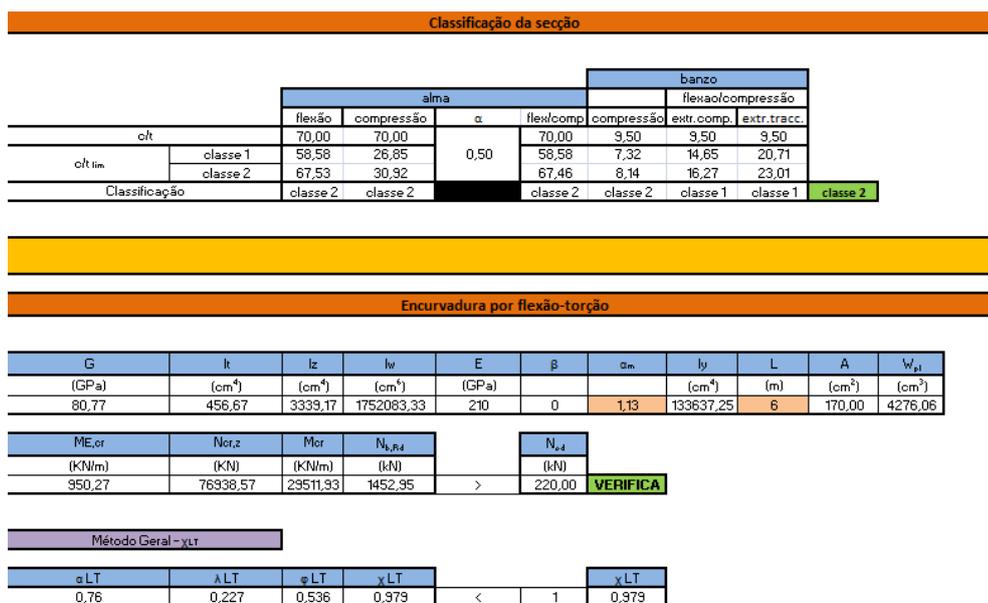


Figura 31 - Interface do separador fase de construção (parte 1)

cálculo de χ_y e χ_z									
plano y-y		rotulado-rotulado							
$L_{E,y}$	i_y	α	λ_y	φ	χ_y				
(m)	(cm)					χ_y			
6,000	28,04	0,34	0,280	0,553	0,971	<	1	0,971	
plano z-z		rotulado-rotulado							
$L_{E,y}$	i_z	α	λ_z	φ	χ_z				
(m)	(cm)					χ_z			
6,000	4,43	0,49	1,772	2,455	0,241	<	1	0,241	
Método 2									
$C_{m,y}$	$C_{m,z}$	$C_{m,LT}$	$k_{y,y}$	$k_{y,z}$	$k_{z,y}$	$k_{z,z}$			
0,6	0,6	0,60	0,60	0,44	0,96	0,73			
Eq. 6.61 EC3-1-1:			0,093799679	<	1	VERIFICA			
Eq. 6.62 EC3-1-1:			0,240875679	<	1	VERIFICA			

Figura 32 - Interface do separador fase de construção (parte 2)

Combinação de esforços de flexão com esforços de torção									
$\gamma_{betão}$ (kN/m ²)	19	Peso do betão (kN/m ²)		Peso do viga (kN)		Peso da chapa (kN)		Peso do aço (kN/m ²)	
D_y (mm)	90	2,21		7,70		0,00		0,21	
L_1 (m)	6	M_y (kN.m)		$M_{k,y,Rd}$ (kN.m)		$M_{f,y}$ (kN.m)		$M_{k,y,Rd}$ (kN.m)	
L_2 (m)	6	84,82		837,88		12,50		35,50	
G (kN/m)	1,31	$\frac{M_y}{M_{b,y,Rd}} + \frac{M_{f,y}}{M_{f,y,Rd}} \leq 1$							
Peso do pavimento (kN/m ²)	0,15	0,101 0,352 0,453							
b (mm)	200	VERIFICA							
e (mm)	180								
Efeitos das tensões biaxiais no banzo inferior									
σ_1 (MPa)	26,79	$p_y = \sqrt{\sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1^2}$				VERIFICA			
$\sigma_{z,compressão}$ (MPa)	367,6364535	355,00		355,00					
$\sigma_{z,tração}$ (MPa)	-340,8455446								

Figura 33 - Interface do separador fase de construção (parte 3)

O processo de dimensionamento prossegue com as verificações necessárias para a fase de exploração, isto é, torna-se necessário voltar a classificar a secção, do mesmo modo que na fase de construção. É ainda necessário verificar a resistência à flexão, tendo o utilizador de introduzir a distância entre conetores, b_0 , os comprimentos sucessivos entre perfis (L_1 , L_2 e L_3), o comprimento transversal da viga até à extremidade esquerda, L_{esq} , e até à extremidade direita, L_{dir} , de forma a poder obter o comprimento efetivo da secção. A última verificação será a análise da resistência ao esforço transversal.

Classificação da secção									
		alma			banzo				
		flexão	compressão	α	flex/comp	compressão	extr.comp.	extre.tracc.	
c/t		70,00	70,00		70,00	9,50	9,50	9,50	
c/t lim	classe 1	58,58	26,85	0,50	58,58	7,32	14,65	20,71	
	classe 2	67,53	30,92		67,46	8,14	16,27	23,01	
Classificação		classe 2	classe 2		classe 2	classe 2	classe 1	classe 1	classe 2

Figura 34 - Interface do separador fase de exploração (parte 1)

Verificação da resistência à flexão												
A	B	C	D	E	F_1 (kN)	F_2 (kN)	$F_1 < F_2$	z_1 (mm)	z_2 (mm)	$M_{pl,Rd}$ (kN.m)	M_{Ed} (kN.m)	
					3758,05	5325,00	SIM	160,03	320,03	3051,80	138,96	
					eixo neutro plástico localiza-se na alma			VERIFICA				
tipo de secção a verificar	A											
b_w (m)	0,15											
L_1 (m)	10,00											
L_2 (m)	12,00											
L_{s1} (m)	2,50											
L_{s2} (m)	1,58											
L_{s3} (m)	0,58											
L_3 (m)	8,50											
$b_{o,ef}$ (m)	1,06											
$b_{o,dir}$ (m)	0,50											
β_{o1}	0,75											
β_{dir}	0,98											
$b_{o,ef}$ (m)	1,43											

Bloco	Área (mm ²)	Braço (mm)	Tensão (MPa)	Força (kN)	F.z (kN.m)	Observação
1	215156	75,0	-14,2	-3048,0	-226,6	betão-banzo
2	2000	155,0	-355	-710,0	-110,1	aço-banzo
3	30406	240,0	-14,2	-430,7	-103,4	betão-alma
4	1600	240,0	-355	-568,1	-136,4	aço-alma
5	5400	590,0	355	1916,9	1131,0	aço-alma
6	8000	880,0	355	2840,0	2499,2	aço-banzo

Verificação da resistência ao esforço transversal			
A_{o2}	$V_{pl,Rd}$	V_{Ed}	
cm ²	(kN)	(kN)	VERIFICA
70,00	1434,72	200	

Figura 35 - Interface do separador fase de exploração (parte 2)

Por fim, a ferramenta de cálculo abordará a análise dos estados limites de serviço, verificando as deformações e as vibrações da estrutura. Para esta análise, o utilizador terá apenas de introduzir as cargas lineares aplicadas, tanto para cargas permanentes (p), como para variáveis (q). Para a verificação das deformações, caso a deformada final seja superior ao limite, o utilizador poderá, porventura, introduzir uma contra flecha, δ_0 .

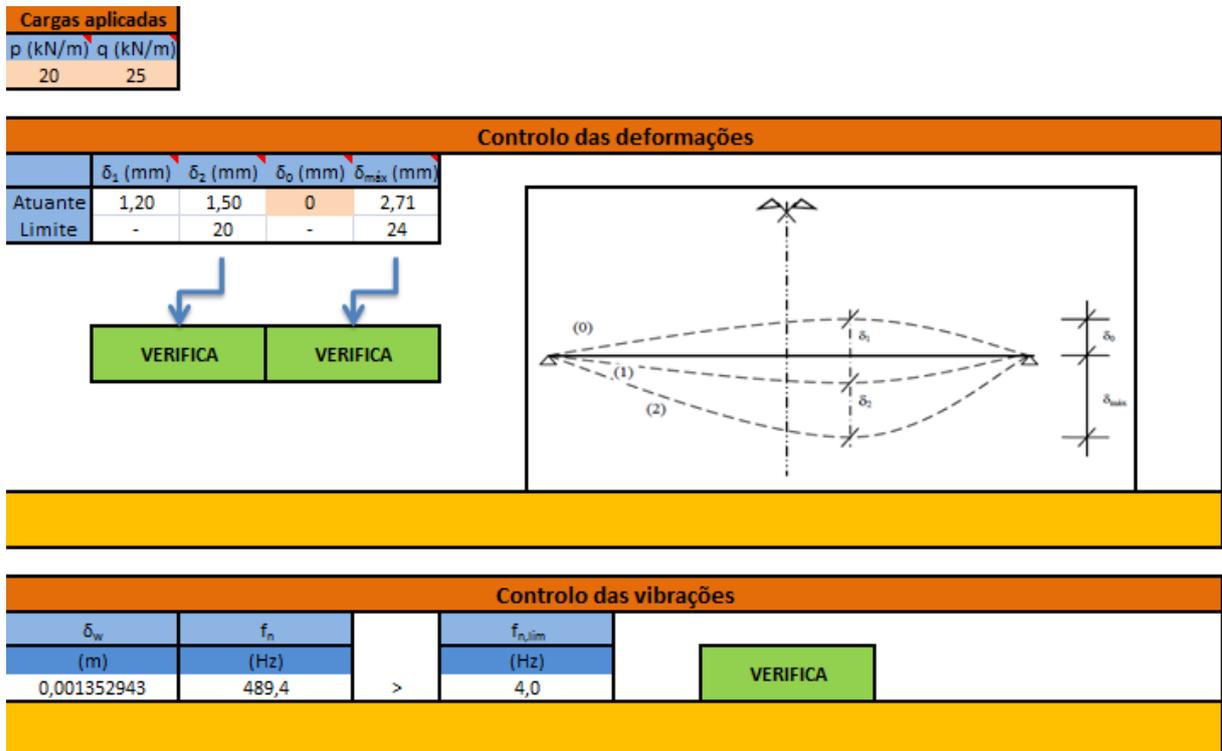


Figura 36 - Interface do separador SLS

5. CASOS DE ESTUDO

Neste capítulo serão desenvolvidos três casos de estudo. O primeiro destes casos será relativo a um edifício de uso comercial, sendo o seguinte para um parque de estacionamento e por último, um caso retirado de uma bibliografia, ilustrando a aplicabilidade da ferramenta desenvolvida. Qualquer um dos dois primeiros casos representará uma estrutura de vários pisos, apesar do cálculo ser efetuado somente para um deles. O dimensionamento de cada exemplo será realizado manualmente, acompanhado sempre da validação da ferramenta de cálculo desenvolvida no capítulo 4. O último exemplo será retirado de Calado e Santos (2010), consiste no cálculo de uma viga parcialmente betonada e terá por objetivo a confirmação dos resultados obtidos a partir da ferramenta desenvolvida no capítulo anterior, comparando-os com os resultados apresentados na bibliografia.

5.1 Exemplo 1 - Edifício de uso comercial

Como referido previamente, este exemplo terá por base um edifício de uso comercial, com um pé-direito estrutural de 3,30 m, e terá uma malha regular, como se pode observar na figura seguinte:

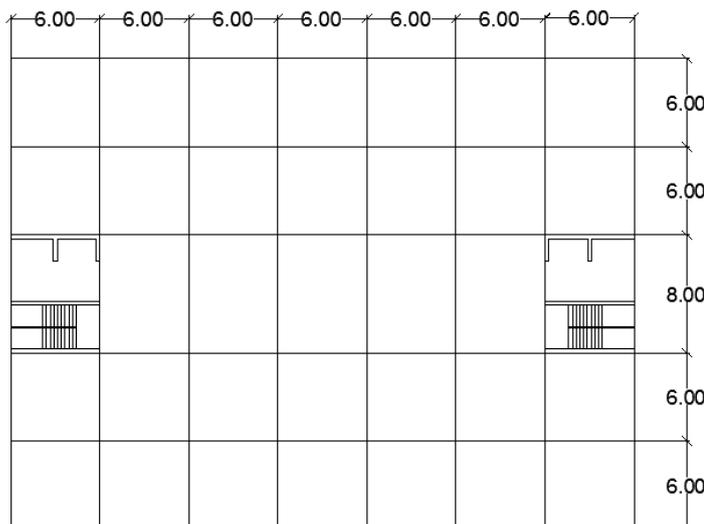


Figura 37 - Planta do edifício correspondente ao exemplo 1

Para iniciar o cálculo desta solução foi adotada uma solução tipo "slim floor", constituída por uma viga metálica soldada com as seguintes propriedades geométricas:

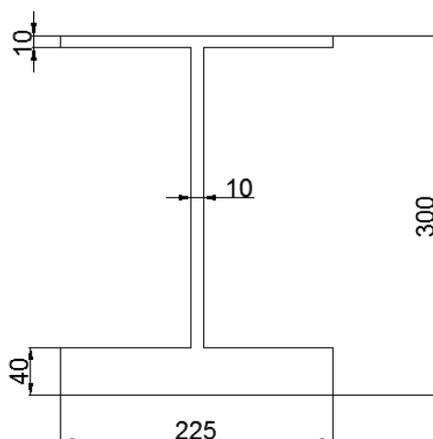


Figura 38 - Secção soldada adotada para o exemplo 1

O dimensionamento será efetuado com base no que foi adotado para a ferramenta de cálculo, visto que após cada verificação será efetuada a validação da mesma. Os esforços foram obtidos independentemente, efetuando uma análise de vigas simplesmente apoiadas, contabilizando as cargas devido ao peso próprio da solução, restantes cargas permanentes (3 kN/m²) e uma sobrecarga de pavimento de uso comercial (3 kN/m²). Tendo estas cargas aplicadas e devidamente majoradas, obtiveram-se os diagramas de esforços a partir dos quais foram retirados os valores dos esforços mais condicionantes. Para o momento fletor obteve-se 394,5 kN.m e, para o esforço transversal, 375,1 kN.

O processo de cálculo é iniciado obtendo a classificação da secção, realizado com base nas propriedades geométricas da secção. Para poder classificar a alma e os banzos da secção, foi obtida a relação *c/t* que resultou em valores de 25,0 e 10,75, respetivamente. Consoante estes coeficientes, classificou-se a alma como classe 1 e o banzo como classe 2. Consequentemente, a classe da secção será a mais desfavorável, sendo a secção de classe 2.

Classificação da secção								
		alma			banzo			
		flexão	compressão	α	flex/comp	compressão	flexão/compressão	extr.comp.
<i>c/t</i>		25,00	25,00	0,50	25,00	10,75	10,75	10,75
<i>c/t lim</i>	classe 1	58,58	26,85		58,58	7,32	14,65	20,71
	classe 2	67,53	30,92		67,53	8,14	16,27	23,01
Classificação		classe 1	classe 1		classe 1	classe 2	classe 1	classe 1
								classe 2

Figura 39 - Validação do programa da classe da secção - exemplo 1

Seguidamente foi verificada a encurvadura por flexão-torção, pelo que se obteve valores dos coeficientes de redução χ_{LT} , χ_y , χ_z iguais a 0,86, 0,76 e 0,38, respetivamente, e os valores de correlação das fórmulas 2.10 e 2.11, de 0,60 e 0,99, respetivamente. Para a análise dos dois planos, foi necessário definir esses mesmos planos como sendo rotulados em ambas as extremidades para o comprimento de encurvadura. Estes valores confirmam a segurança da viga, os quais se encontram muito próximos dos valores calculados pelo programa desenvolvido, como se pode observar na figura seguinte:

Método Geral - χ_{LT}							
α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}			χ_{LT}	
0,49	0,465	0,673	0,863	<	1	0,863	
cálculo de χ_y e χ_z							
plano y-y		rotulado-rotulado					
$L_{E,y}$ (m)	i_y (cm)	α	λ_y	φ		χ_y	
6,000	11,02	0,34	0,713	0,841	<	1	0,777
plano z-z		rotulado-rotulado					
$L_{E,y}$ (m)	i_z (cm)	α	λ_z	φ		χ_z	
6,000	5,88	0,49	1,336	1,671	<	1	0,374
Método 2							
$C_{m,y}$	$C_{m,z}$	$C_{m,LT}$	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	
0,6	0,6	0,60	0,60	0,36	1,00	0,60	
Eq. 6.61 EC3-1-1:			0,58966555	<	1	VERIFICA	
Eq. 6.62 EC3-1-1:			0,982775916	<	1	VERIFICA	

Figura 40 - Validação do programa para a verificação da encurvadura por flexão-torção - exemplo 1

Para a verificação dos esforços de flexão com os de torção foi necessário definir o peso volúmico do betão, a altura de betão acima do banzo, o peso do pavimento e a excentricidade do ponto de aplicação da carga. Alguns dados podem ser observados na figura seguinte, representando uma laje que não se encontra totalmente embebida na viga metálica:

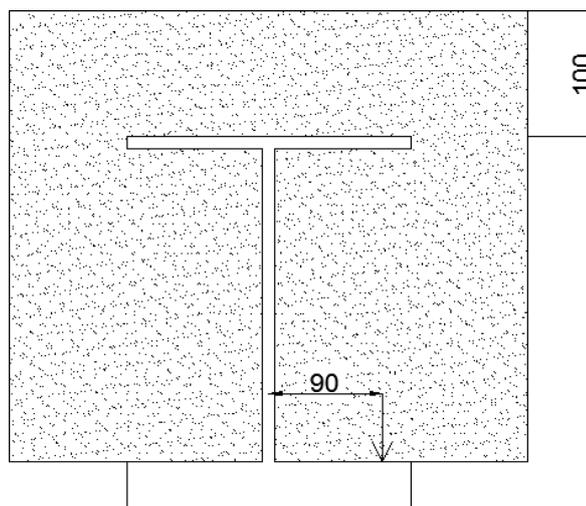


Figura 41 - Dados da combinação de esforços de flexão-torção - exemplo 1

Tendo em conta que todos os dados foram inseridos ou adquiridos, resultaram valores de M_y , $M_{b,y,Rd}$, $M_{f,y}$ e $M_{f,y,Rd}$ de 69,1 kN.m, 245,0 kN.m, 13,1 kN.m e 44,9 kN.m, respetivamente. Tendo em conta estes esforços, poderá ser verificada a condição de segurança em relação a esta análise (fórmula 3), pelo que resultou um valor de 0.56. Como este valor é inferior à unidade, é verificada a segurança da viga. Os valores obtidos pela ferramenta de cálculo não diferem muito dos apresentados, como se pode verificar através da seguinte figura:

Combinação de esforços de flexão com esforços de torção					
$\gamma_{betão}$ (kN/m ³)	25	Peso do betão (kN/m ²)	1,64	Peso da viga (kN)	6,23
D_s (mm)	40			Peso da chapa (kN)	0,00
L_1 (m)	6			Peso do aço (kN/m ²)	0,17
L_2 (m)	6	M_y (kN.m)	69,17	$M_{b,y,Rd}$ (kN.m)	245,99
G (kN/m)	1,06	$M_{t,y}$ (kN.m)	13,12	$M_{f,y,Rd}$ (kN.m)	44,93
Peso do pavimento (kN/m ²)	0,15	$\frac{M_y}{M_{b,y,Rd}} + \frac{M_{f,y}}{M_{f,y,Rd}} \leq 1$			0,280
b (mm)	225				0,292
e (mm)	90				0,572
VERIFICA					

Figura 42 - Validação do programa para a verificação da combinação de esforços flexão-torção - exemplo 1

O próximo passo consiste no dimensionamento da estrutura para a sua fase de exploração. Este processo inicia-se com a obtenção da classe da secção estrutural, obtida de modo análogo ao efetuado anteriormente, pelo que se pode concluir que esta secção é de classe 2. O passo seguinte consiste em verificar a resistência da viga à flexão. Para iniciar esta verificação é imprescindível o cálculo da largura efetiva, pelo método já descrito neste texto. Devido à malha de pilares ser simétrica, obteve-se uma largura efetiva de 0,75 m. O passo seguinte consiste em obter a posição da linha do eixo neutro plástico, com base no método referido na parte de dimensionamento desta tese. Com base nesse método, a força de compressão acima

da face inferior do banzo superior do perfil de aço, F_1 , resultou numa força de 1861,5 kN. A força de tração abaixo da face inferior do banzo superior do perfil de aço, F_2 , resultou numa força de 4082,5 kN. Sendo a força de tração muito superior à força de compressão, o eixo neutro plástico obviamente se localizará na alma do perfil metálico, pelo que se posicionará a uma distância de 328,93 mm, a partir do topo do betão acima do banzo do perfil. Calculada a posição do eixo neutro, a partir dos diagramas retangulares de tensões obtém-se as resultantes de cada secção, comprimida ou tracionada, e consequentemente o momento plástico resistente ao somar todas essas resultantes multiplicadas pelo seu braço. A partir destes diagramas, o valor do momento plástico resistente é de 798,5 kN.m. Visto que o momento atuante é de 394,48 kN.m, a segurança relativamente a esta verificação está completa, como se pode verificar também através do programa desenvolvido.

Verificação da resistência à flexão											
A	B	C	D	E	F_1 (kN)	F_2 (kN)	$F_1 < F_2$	z_1 (mm)	z_p (mm)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	M_{ed} (kN.m)
△				△	1861,25	4082,50	SIM	218,93	328,93	798,18	394,48
eixo neutro plástico localiza-se na alma										VERIFICA	
tipo de secção a verificar		C									
b_0 (m)		0									
L_1 (m)		6,00									
L_2 (m)		6,00									
L_3 (m)		6,00									
l_{esq} (m)		1,58									
L_{dir} (m)		0,58									
L_e (m)		3,00									
$b_{e,esq}$ (m)		0,38									
$b_{e,dir}$ (m)		0,38									
β_{esq}		1,00									
β_{dir}		1,00									
b_{net} (m)		0,75									

Bloco	Área (mm ²)	Braço (mm)	Tensão (MPa)	Força (kN)	F.z (kN.m)	Observação
1	75000	50,0	-14,2	-1062,5	-53,1	betão-banzo
2	2250	105,0	-355	-798,8	-83,9	aço-banzo
3	47070	219,5	-14,2	-666,8	-146,3	betão-alma
4	2189	219,5	-355	-777,2	-170,6	aço-alma
5	311	344,5	355	110,3	38,0	aço-alma
6	9000	380,0	355	3195,0	1214,1	aço-banzo

Figura 43 - Validação do programa para a verificação da resistência à flexão - exemplo 1

A última verificação para a segurança da viga na fase de exploração, consiste na verificação da resistência ao esforço transversal, o qual será verificado através da área de resistência ao corte da própria secção. A área de resistência ao corte é obtida através dos parâmetros geométricos da secção, pelas fórmulas acima referidas, que resultou num valor de 25,0 cm². A partir da fórmula 19 obtém-se o valor resistente ao esforço transversal, igual a 515,4 kN, o que supera o valor atuante de 375,1 kN, ou seja, a fase de exploração está toda verificada.

Verificação da resistência ao esforço transversal			
A_{vz}	$V_{pl,rd}$	V_{ed}	
cm ²	(kN)	(kN)	VERIFICA
25,00	512,40	375,14	

Figura 44 - Validação do programa para a verificação da resistência ao esforço transversal - exemplo 1

Finalmente será verificada a segurança da viga para os estados limites de serviço, que contém as verificações das deformações e das vibrações. Para obter as deformações tanto para as ações permanentes como para as variáveis, foram utilizadas as fórmulas 23 e 24, pelo que resultaram valores de 47,5 mm e 13,0 mm, respectivamente. Somando essas deformadas, a deformação final seria de 60,5 mm, superior ao limite imposto, de 24,0 mm. Sendo que o limite é ultrapassado, será necessário impor uma contra flecha no momento de construção de aproximadamente 40 mm para que a deformada final fique próximo do valor limite, 20,5 mm, o que representaria um valor absurdo e completamente impensável de efetuar. Resumindo, esta solução não se encontra verificada devido às suas deformações, podendo ser ultrapassada com o aumento da resistência da viga, ou seja, aumentando a altura de betão do pavimento.

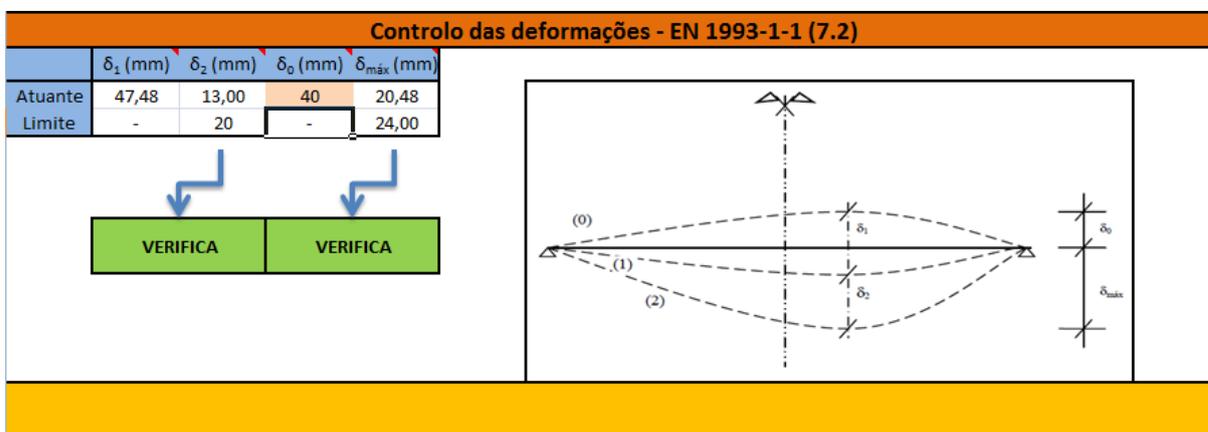


Figura 45 - Validação do programa para a verificação das deformações - exemplo 1

Por fim, a última verificação será a das vibrações da estrutura, que terão de ser superiores a 4,0 Hz. A deformação da viga é calculada usando a fórmula 25.1, resultando num valor de 36,0 mm. Obtendo a deformação da viga, foi calculado a frequência natural através da fórmula 25, resultando num valor de 9,5 Hz, superando o limite imposto.



Figura 46 - Validação do programa para a verificação das vibrações - exemplo 1

5.2 Exemplo 2 - Parque de estacionamento

Este edifício, como já tinha sido referido, representará um parque de estacionamento, pelo que apresentará uma malha regular, como se pode facilmente observar na figura seguinte:

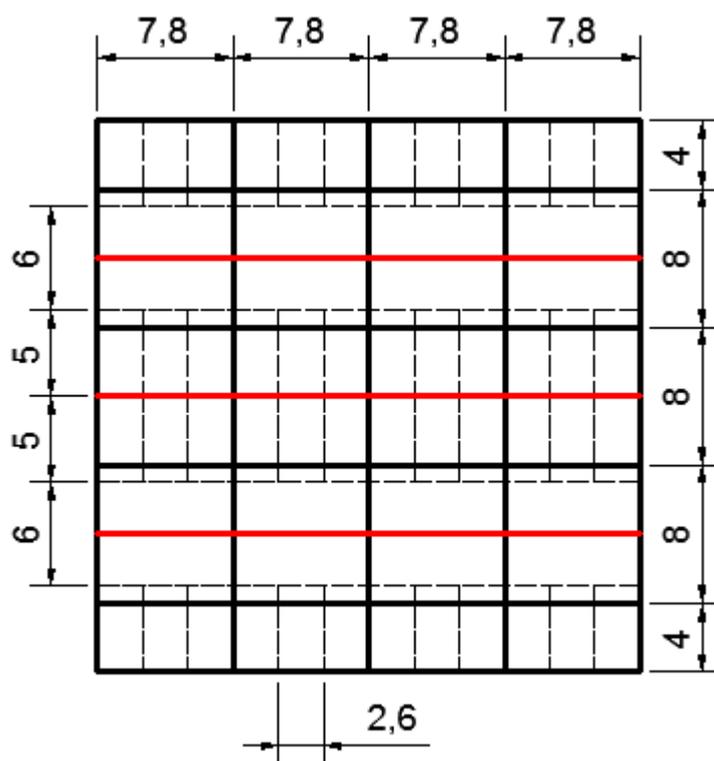


Figura 47 - Planta do edifício correspondente ao exemplo 2

Primeiramente foi sugerida uma malha um pouco mais distante, isto é, não seriam precisas as vigas secundárias, que se encontram representadas a vermelho. As elevadas deformações levaram a esta possível solução, pelo que se ficou com uma malha simétrica nesse sentido, 4,0 m por 7,8 m, representantes de três lugares de estacionamento (2,6 m por cada lugar). Sendo assim os pilares serão dispostos segundo a malha original (preta), retirando a possibilidade das vigas secundárias poderem servir de vigas "slim floor".

Para iniciar o cálculo desta solução foi arbitrada uma solução tipo "slim floor", constituída por uma viga metálica soldada com as seguintes propriedades geométricas:

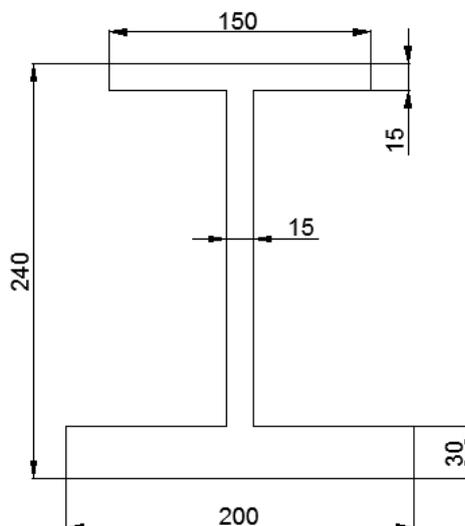


Figura 48 - Seção soldada adotada para o exemplo 2

O dimensionamento será efetuado, com base no que foi adotado para a ferramenta de cálculo, visto que após cada verificação será efetuada a validação do mesmo programa. Os esforços foram obtidos independentemente, efetuando uma análise de vigas simplesmente apoiadas, entrando com cargas devido peso próprio da solução, restantes cargas permanentes ($0,5 \text{ kN/m}^2$) e uma sobrecarga de pavimento (5 kN/m^2). Tendo estas cargas aplicadas e devidamente majoradas, obteve-se diagramas de esforços em que se podiam retirar os valores dos esforços condicionantes, tal como o momento fletor de $225,77 \text{ kN.m}$ e o esforço transversal de $323,51 \text{ kN}$.

O processo de cálculo é iniciado obtendo a classificação da seção, realizado com base nas propriedades geométricas da seção. Para poder classificar a alma e os banzos da seção, foi obtido a relação c/t que resultou em valores de $13,0$ e $6,17$, respetivamente. Consoante estes coeficientes classificou-se a alma como classe 1 e o banzo como classe 1, conseqüentemente a classe da seção será a classe 1.

Classificação da seção								
c/t		alma			banzo			
		flexão	compressão	α	flex/comp	compressão	flexão/compressão	extr.comp.
		13,00	13,00	0,50	13,00	6,17	6,17	6,17
	classe 1	58,58	26,85		58,58	7,32	14,65	20,71
	classe 2	67,53	30,92		67,53	8,14	16,27	23,01
Classificação		classe 1	classe 1		classe 1	classe 1	classe 1	classe 1
classe 1								

Figura 49 - Validação do programa da classe da seção - exemplo 2

Seguidamente foi verificada a encurvadura por flexão-torção, pelo que se obtiveram valores dos coeficientes de redução χ_{LT} , χ_y , χ_z iguais a 0,80, 0,69 e 0,26, respetivamente, e os valores de correlação das fórmulas 2.10 e 2.11, de 0,52 e 0,86, respetivamente. Para a análise dos dois planos, foi necessário definir esses mesmos planos como sendo rotulados em ambas as extremidades para o comprimento de encurvadura. Estes valores confirmam a segurança da viga, os quais se encontram muito próximos dos valores calculados pelo programa desenvolvido, como se pode observar na figura seguinte:

Método Geral - χ_{LT}						
α_{LT}	λ_{LT}	φ_{LT}	χ_{LT}			χ_{LT}
0,49	0,577	0,759	0,799	<	1	0,799
cálculo de χ_y e χ_z						
plano y-y		rotulado-rotulado				
$L_{E,y}$ (m)	i_y (cm)	α	λ_y	φ	χ_y	χ_y
6,000	9,14	0,34	0,859	0,981	0,687	0,687
plano z-z		rotulado-rotulado				
$L_{E,y}$ (m)	i_z (cm)	α	λ_z	φ	χ_z	χ_z
6,000	4,66	0,49	1,685	2,283	0,262	0,262
Método 2						
$C_{m,y}$	$C_{m,z}$	$C_{m,LT}$	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0,6	0,6	0,60	0,60	0,36	1,00	0,60
Eq. 6.61 EC3-1-1:			0,513745949	<	1	VERIFICA
Eq. 6.62 EC3-1-1:			0,856243248	<	1	VERIFICA

Figura 50 - Validação do programa para a verificação da encurvadura por flexão-torção - exemplo 2

Para a verificação dos esforços de flexão com os de torção foi necessário definir o peso volúmico do betão, a altura de betão acima do banzo, o peso do pavimento e a excentricidade do ponto de aplicação da carga. Alguns dados podem ser observados na figura seguinte:

força de tração abaixo da face inferior do banzo superior do perfil de aço, F_2 , resultou numa força de 3168,4 kN. Sendo a força de tração muito superior à força de compressão, o eixo neutro plástico obviamente se localizará na alma do perfil metálico, pelo que se posicionará a uma distância de 247,25 mm, a partir do topo do betão acima do banzo do perfil. Calculada a posição do eixo neutro, a partir dos diagramas retangulares de tensões obtém-se as resultantes de cada secção, comprimida ou tracionada, e consequentemente o momento plástico resistente ao somar todas essas resultantes multiplicadas pelo seu braço. A partir destes diagramas, o valor do momento plástico resistente é de 473,5 kN.m. Visto que o momento atuante é de 225,77 kN.m, a segurança relativamente a esta verificação está completa, como se pode verificar também através do programa desenvolvido.

Verificação da resistência à flexão											
A	B	C	D	E	F_1 (kN)	F_2 (kN)	$F_1 < F_2$	z_1 (mm)	z_2 (mm)	$M_{pl,Rd}$ (kN.m)	M_{Ed} (kN.m)
△		△		△	1507,08	3168,38	SIM	132,24	247,24	473,76	225,77
eixo neutro plástico localiza-se na alma										VERIFICA	
tipo de secção a verificar				C							
b_0 (m)				0							
L_1 (m)				4,00							
L_2 (m)				4,00							
L_3 (m)				4,00							
L_{esp} (m)				7,80							
L_{dir} (m)				7,80							
L_4 (m)				2,00							
$b_{e,esp}$ (m)				0,25							
$b_{e,dir}$ (m)				0,25							
β_{esp}				1,00							
β_{dir}				1,00							
b_{eff} (m)				0,50							

Bloco	Área (mm ²)	Braço (mm)	Tensão (MPa)	Força (kN)	F.z (kN.m)	Observação
1	50000	50,0	-14,2	-708,3	-35,4	betão-banzo
2	2250	107,5	-355	-798,8	-85,9	aço-banzo
3	24465	181,1	-14,2	-346,6	-62,8	betão-alma
4	1984	181,1	-355	-704,2	-127,5	aço-alma
5	941	278,6	355	334,2	93,1	aço-alma
6	6000	325,0	355	2130,0	692,3	aço-banzo

Figura 53 - Validação do programa para a verificação da resistência à flexão - exemplo 2

A última verificação para a segurança da viga na fase de exploração, consiste na verificação da resistência ao esforço transversal, o qual será verificado através da área de resistência ao corte da própria secção. A área de resistência ao corte é obtida através dos parâmetros geométricos da secção, pelas fórmulas acima referidas, que resultou num valor de 29,25 cm². A partir da fórmula 19 obtém-se o valor resistente ao esforço transversal, igual a 599,5 kN, o que supera o valor atuante de 323,51 kN, ou seja, a fase de exploração está toda verificada.

Verificação da resistência ao esforço transversal			
A_{vz}	$V_{pl,Rd}$	V_{Ed}	
cm ²	(kN)	(kN)	VERIFICA
29,25	599,51	323,51	

Figura 54 - Validação do programa para a verificação da resistência ao esforço transversal - exemplo 2

Finalmente será verificada a segurança da viga para os estados limites de serviço, que contemplará das verificações das deformações e das vibrações. Para obter as deformações tanto para as ações permanentes como para as variáveis, foram utilizadas as fórmulas 23 e 24, pelo que resultaram valores de 12,75 mm e 9,95 mm, respectivamente. Somando essas deformadas, a deformação final seria de 22,70 mm, inferior ao limite imposto, de 24,0 mm, não necessitando de qualquer contra flecha inicial.

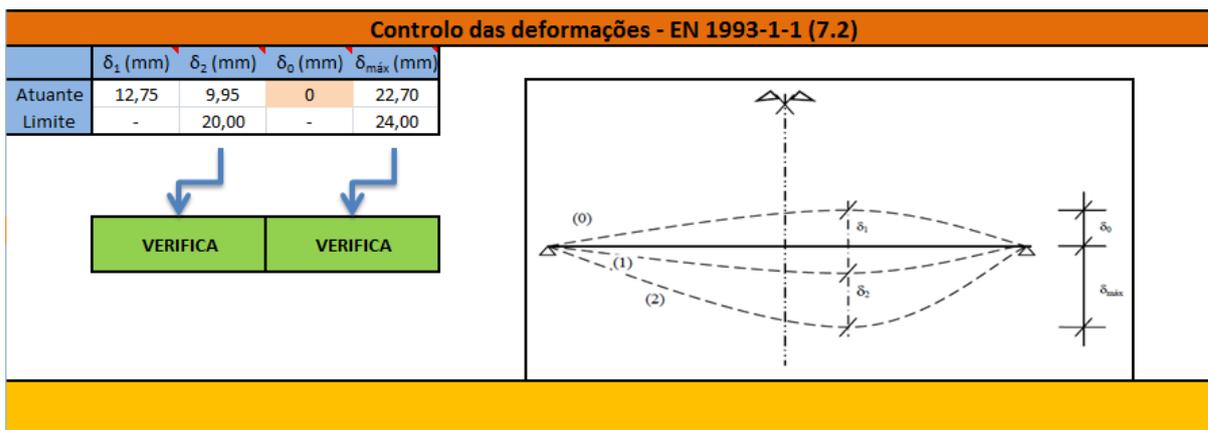


Figura 55 - Validação do programa para a verificação das deformações - exemplo 2

A última verificação será a das vibrações da estrutura, que terão de ser superiores a 4,0 Hz. A deformação da viga é calculada usando a fórmula 25.1, resultando num valor de 10,0 mm. Obtendo a deformação da viga, foi calculado a frequência natural através da fórmula 25, resultando num valor de 17,8 Hz, superando o limite imposto.



Figura 56 - Validação do programa para a verificação das vibrações - exemplo 2

5.3 Exemplo 1 - Viga Parcialmente betonada

Este exemplo consiste somente na obtenção da resistência da viga à flexão, pelo que será necessário obter a posição do eixo neutro plástico e posteriormente as resultantes das forças dos diagramas retangulares provenientes da secção. Tratando-se apenas de uma viga isolada, obviamente que não se possuem os esforços para poder realizar todas as verificações

contempladas pela ferramenta desenvolvida. A bibliografia Calado e Santos (2010), ao representar esta viga parcialmente betonada, já fornecia alguns dados como a largura efetiva do betão, a altura de betão acima do banzo superior da viga metálica. Os dados geométricos da viga bem como os dados necessários ao cálculo do momento resistente podem ser observados nas seguintes figuras:

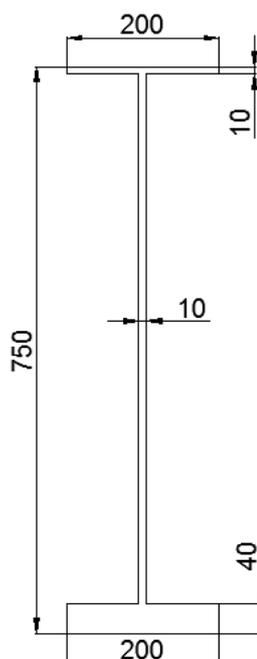


Figura 57 - Propriedades geométricas da viga metálica do exemplo 3

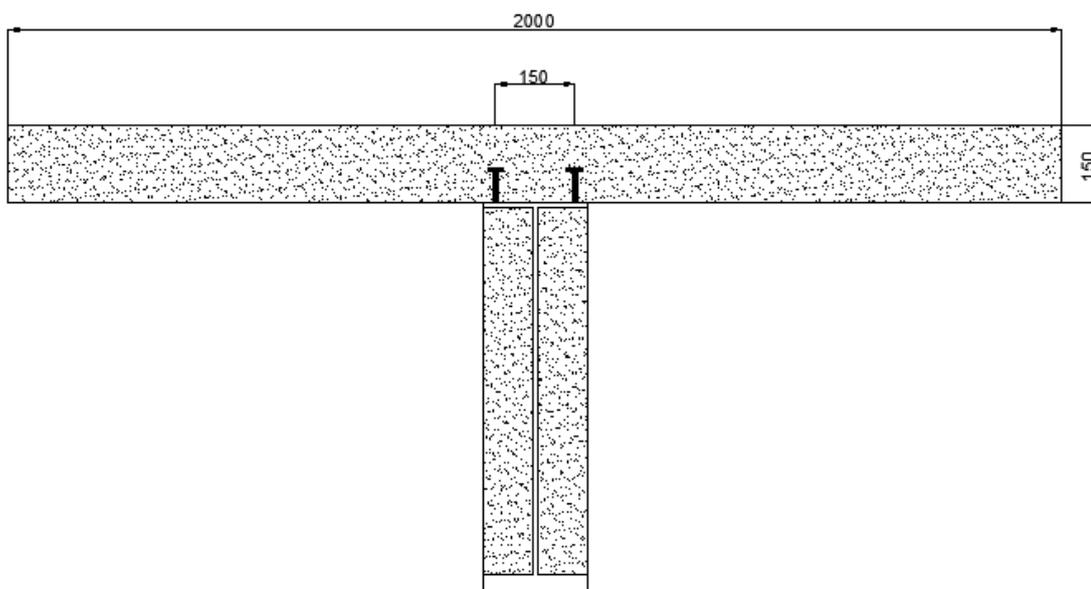


Figura 58 - Dados para o cálculo do momento resistente

O processo inicia-se com a obtenção da classe da alma da secção, resultando num coeficiente c/t de 70, sendo classificada como classe 2, podendo fazer uma análise plástica da secção.

Para determinar a posição do eixo neutro plástico foi necessário recorrer ao método descrito no capítulo 3, obtendo dessa forma a força de compressão acima da face inferior do banzo superior do perfil de aço (F_1) e a força de tração abaixo da face inferior do banzo superior do perfil metálico (F_2). O cálculo dessas forças pela bibliografia recomendada resultaram valores de 4968,5 kN para a força F_1 e de 5325,0 kN para a força F_2 , obtidos a partir das equações apresentadas em anexo.

Para calcular a posição do eixo neutro plástico, como a força F_2 é superior à F_1 , localizar-se-á na alma do perfil de aço, mais propriamente a uma distância de 196,4 mm a partir do topo do betão acima do banzo do perfil metálico. O passo seguinte consiste em dividir a secção em blocos retangulares, para posteriormente obter as forças resultantes dessas áreas, divisão essa que pode ser observada na seguinte figura:

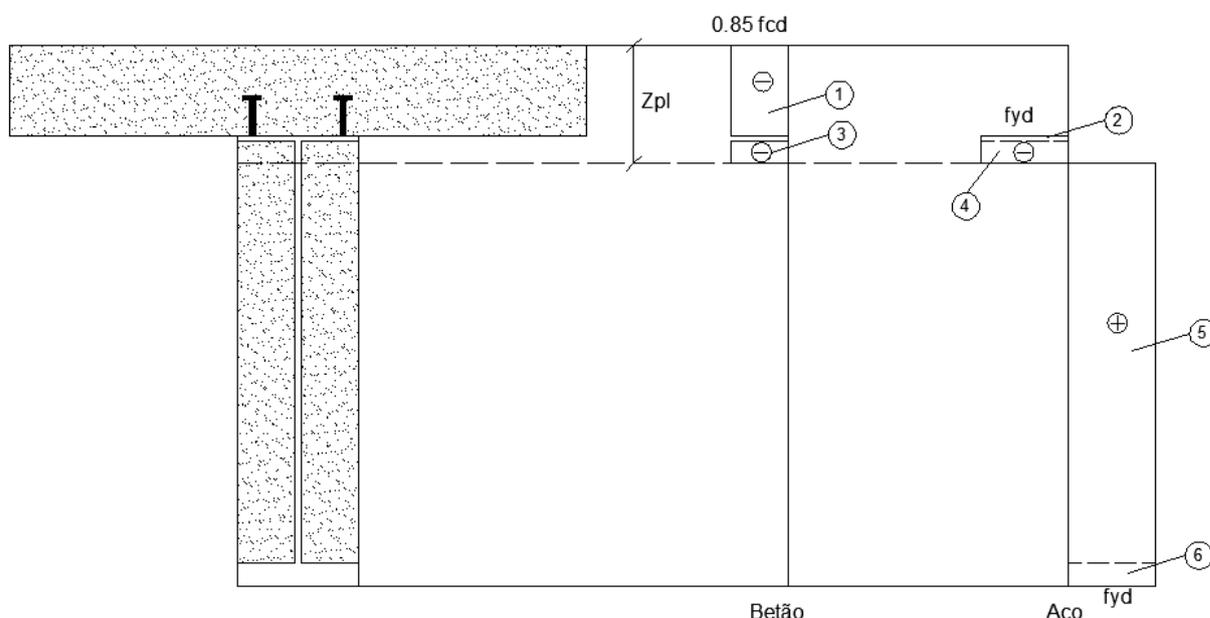


Figura 59 - Diagrama de blocos retangulares

As forças resultantes dos diagramas apresentados serão calculadas em anexo, bem como a descrição de todas as suas propriedades. Para obter o momento resistente da secção será necessário obter cada momento provocado pelas forças provenientes dos diagramas, relativamente ao eixo neutro plástico, que tudo somado resultou num valor de 3273,6 kN.m. O valor obtido através da ferramenta desenvolvida não foi exatamente o mesmo, mas visto a diferença, pode se confirmar que os cálculos apenas diferem devido a algumas aproximações. Os dados obtidos através do programa realizado podem ser observados na seguinte figura:

Verificação da resistência à flexão												
A	B	C	D	E	F_1 (kN)	F_2 (kN)	$F_1 < F_2$	z_1 (mm)	z_2 (mm)	$M_{pl,3d}$ (kN.m)	M_{Ed} (kN.m)	
					4960,00	5325,00	SIM	37,28	197,28	3272,55	225,77	
					eixo neutro plástico localiza-se na alma			VERIFICA				
tipo de secção a verificar				C								
b_0 (m)				0								
L_1 (m)				4,00								
L_2 (m)				4,00								
L_3 (m)				4,00								
L_{ess} (m)				7,80								
L_{dir} (m)				7,80								
L_e (m)				2,00								
$b_{e,ess}$ (m)				0,25								
$b_{e,dir}$ (m)				0,25								
β_{ess}				1,00								
β_{dir}				1,00								
b_{eff} (m)				2,00								

Bloco	Área (mm ²)	Braço (mm)	Tensão (MPa)	Força (kN)	F.z (kN.m)	Observação
1	300000	75,0	-14,2	-4250,0	-318,8	betão-banzo
2	2000	155,0	-355	-710,0	-110,1	aço-banzo
3	7083	178,6	-14,2	-100,3	-17,9	betão-alma
4	373	178,6	-355	-132,3	-23,6	aço-alma
5	6627	528,6	355	2352,7	1243,7	aço-alma
6	8000	880,0	355	2840,0	2499,2	aço-banzo

Figura 60 - Validação do programa relativamente à resistência à flexão - exemplo 3

6. CONCLUSÕES

Este trabalho incidiu sobre o tema "slim floor". Tendo sido abordada a aparição e evolução deste tipo de sistema, foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo para as verificações nas três fases constituintes do dimensionamento: fase de construção, fase de exploração e estados limites de serviço. Este tipo de solução torna-se muito vantajoso, como já foi referido neste texto, apesar de ser muito limitado em termos de deformações, como se pode verificar nos exemplos apresentados, em que se tinha de impor uma contra flecha, de modo a que essa análise fosse efetuada com sucesso.

Os dois primeiros exemplos dimensionados foram propostos pelo orientador, como sendo parte de uma estrutura, apesar de ter sido dimensionado apenas um piso. O dimensionamento aborda todos os passos verificados na ferramenta desenvolvida para poder efetuar a sua validação. Esses mesmos exemplos foram dimensionados apenas para um sentido de viga, pois será a mais desfavorável, visto que estas lajes se encontram armadas numa só direção. Para estes cálculos, foi admitido que a conexão dos materiais é efetuada por aderência entre os dois tipos de materiais, pelo que se dispensou o uso de conetores.

O terceiro exemplo foi apresentado, mais pelo intuito de validar os cálculos da ferramenta desenvolvida, comparando com uma solução parcialmente betonada. Os resultados variaram pouco dos valores obtidos na correspondente bibliografia, pelo que se pode afirmar que o programa realizado se encontra de acordo com as normas de dimensionamento. Em relação a este exemplo, foi calculada, para a mesma secção, uma solução mista convencional, isto é, apenas com betão acima do banzo superior do perfil metálico, para comparar a resistência à flexão das duas soluções estruturais. Enquanto que o pavimento misto convencional apresenta um momento resistente de 2581,6 kN.m, o pavimento misto tipo "slim floor" supera esse valor chegando a um momento resistente de 3273,6 kN.m, verificando assim, a melhoria notória da utilização deste tipo de solução.

Como perspetivas de desenvolvimentos futuros, seria pertinente desenvolver estudos mais aprofundados sobre as deformações deste sistema estrutura, visto ser uma desvantagem notável, pois se este tipo de pavimento conseguir superar essa verificação, tornar-se-á numa grande revolução a nível de mercado.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Castro, J.M. (2006). “Assessment of effective slab widths in composite beams”, Journal of Constructional Steel Research.

[2] Jeong Y-J. (2007). “Simplified model to predict partial-interactive structural performance of steel–concrete composite slabs”, Journal of Constructional Steel Research.

[3] Mullet, D. L., (1992). “Slim Floor Design and Construction”, SCI Publication 110, The Steel Construction Institute, USA, ISBN 1 870004 69 8.

[4] Mullet, D. L., (1993). “Slim Floor Construction using Deep Decking”, SCI Publication P127, The Steel Construction Institute, USA, ISBN 1 870004 89 2.

[5] Jurado, Manuel Galvez. (2008). “Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo "slim floor" bajo cargas de servicio”, Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1 vol.

[6] Almeida, José. (2012). “Estudo do comportamento de vigas mistas aço-betão em pavimentos do tipo Slim Floor”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1vol.

[7] Wang, Y., Yang, L., Shi, Y. and Zhang, R. (2008). “Loading capacity of composite slim frame beams”, Journal of Constructional Steel Research.

[8] Ma, Z., Mäkeläinen, P. (2000). “Behaviour of Composite Slim Floor Structures in Fire”. ASCE – Journal of Structural Engineering, Vol. 126, no. 7, pp. 830-837.

[9] Bailey, C. G. (1999). “The behaviour of assymetric slim floor steel beams in fire”.Journal of Constructional Steel Research.

[10] De Nardin, Silvana; Souza, Alex Sander C. de; Debs, Ana Lúcia H. de Cresce El; Debs, MounirKail El (2005). Estruturas mistas aço-concreto: origem desenvolvimento e perspectivas. IN: 47 Congresso Brasileiro do Concreti, 2005 Olinda. 47 Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2005. Olinda: Jacinto, A. E. P. G. A.; Monteiro, E. C. B.; Bittencourt, T.N., 2005. V. IV. P. IV69-IV84.

[11] Lars, W. (1978). “Technical and Economic Advantages of Steel Construction, Building Costs and Overall Economy”, European Convention for Constructional Steelwork.

[12] TS@ (2010). <http://www.tatasteelconstruction.com/>. Tata Steel (página internet oficial), ReinoUnido.

[13] Nádaský, P. (2012). "Steel-Concrete Composite Beams for Slim Floors – Specific Design Features in Scope of Steel Frames Design", Procedia Engineering.

[14] Malaska, M. (2000). “Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors”, Tese de Doutorado, Universidade Tecnológica de Helsínquia, Finlândia.

[15] Huber, G. (1999). “Semi-continuous beam – to –column joints at the Millennium Tower in Vienna”, Aútria.

[16] Mullet, D. L., R. M. Lawson e J. W. Rackham. (1997). “Design of Asymmetric Slim floor Beams using Deep Composite Decking”, Relatório Técnico P175, The Steel Construction Institute, USA.

[17] Simões, Rui A. D. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, CMM eds, 2ª ed, ISBN 978-972-98376-9-2, Coimbra.

[18] Simões da Silva, L. and Gervásio, H. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados”, CMM eds, 1ª ed, ISBN 978-972-98376-8-5, Coimbra.

[19] CEN. (2010). “EN1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for building”.

[20] CEN. (2004). “EN1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for building”.

[21] BSI, (2001). “BS 5950-1: Structural use of steelwork in building - Part 1: Code of practice for design-Rolled and welded sections”.

[22] BSI, (2001). “BS 5950-3.1: Design in composite structures - Part 3.1: Code of practice for design of simple an continuous composite beams”.

[23] Calado, L.and Santos, J. (2010). “Estruturas Mistas de Aço e Betão”, IST Press, 1ª ed, Lisboa.

[24] Barros, Mariana. (2011). “Análise e dimensionamento de pavimentos mistos slim floor”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1vol..

[25] Lawson, R. M., Mullett, D., Rackham, J. W. (1998). “Design of Asymmetric Slim floor Beams”, Journal of Constructional Steel Research, v.46, n.1-3.

[26] CEN. (2010). “EN1992-1-1 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios”.

8. ANEXO A

Neste anexo serão apresentadas as fórmulas para obtenção do momento resistente, conforme foi referido no exemplo 3. O processo inicia-se com a obtenção da classe da alma da secção:

$$\frac{c}{t} = \frac{700}{10} = 70 < 124\varepsilon = 100,9 \rightarrow \text{Classe 2} \quad (27)$$

Seguidamente foi necessário obter as forças F_1 e F_2 , para localizar a posição do eixo neutro plástico:

$$F_1 = (2000 * 150 * 0,85 * 16,7 + 200 * 10 * 355) * 10^{-3} = 4968,5 \text{ kN} \quad (28)$$

$$F_2 = (700 * 10 + 200 * 40) * 355 * 10^{-3} = 5325,0 \text{ kN} \quad (29)$$

O somatório das forças na secção permite determinar a posição exata do eixo neutro plástico:

$$4968,5 + 0,01 \cdot z_1 \cdot 355000 + (0,2 - 0,01)z_1 \times 0,85 \cdot 16677 = 5325,0 - 0,01 \cdot z_1 \cdot 355000 \quad (30)$$

Consequentemente, obteve-se um valor de z_1 igual a 36,4 mm, pelo que a posição do eixo neutro plástico de 196,4 mm, obtido somando o valor obtido de z_1 ao valor de betão acima do banzo superior da viga metálica e a espessura do banzo superior do perfil em aço. Finalmente, foram calculadas as forças representantes dos diagramas retangulares presentes na Figura 59, obtendo o seguinte quadro, que dispõe do resumo dessas forças:

Quadro 13 - Resumo das forças resultantes dos blocos retangulares para o exemplo 3

Bloco	Área (mm ²)	Braço (mm)	Tensão (MPa)	Força (kN)	F.z (kN.m)	Observação
1	300000,0	75,0	-14,2	-4258,50	-319,40	betão-banzo
2	2000,0	155,0	-355,0	-710,00	-110,10	aço-banzo
3	7087,0	178,2	-14,2	-98,10	-17,50	betão-alma
4	373,0	178,2	-355,0	-129,20	-23,00	aço-alma
5	6627,0	528,2	355,0	2355,80	1244,30	aço-alma
6	8000,0	880,0	355,0	2840,00	2499,20	aço-banzo

Sendo que estas forças terão de ser somadas para obter o momento resistente da secção, o valor final será de 3273,6 kN.m, momento este relativamente grande comparado com os dos exemplos 1 e 2 devido a apresentar uma secção com uma alma muito superior.

9. ANEXO B

Neste anexo será apresentado o cálculo da secção apresentada no Anexo A, com a diferença de se tratar de um pavimento misto convencional, como se pode observar na seguinte figura:

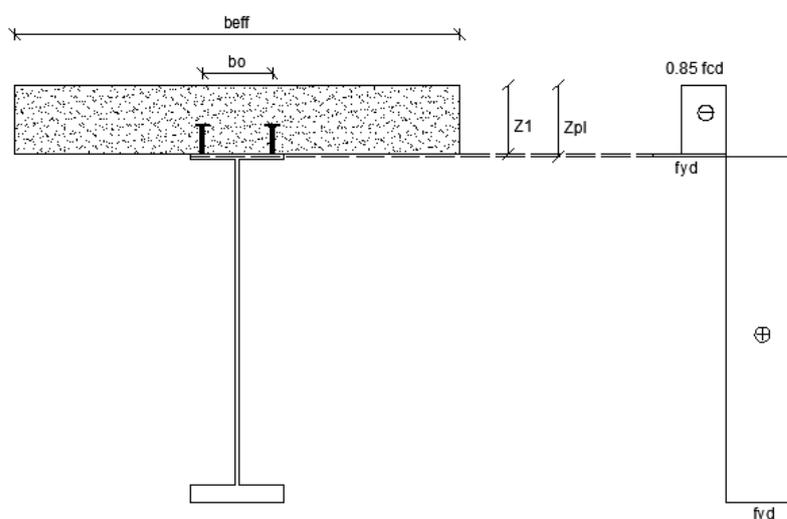


Figura 61 - Viga mista convencional

O processo inicia-se pelo cálculo das forças máximas associadas às diversas zonas da secção transversal: força máxima de compressão no banzo de betão (R_c), força máxima de tração no perfil de aço (R_a), força máxima no banzo do perfil de aço (R_f) e a força máxima na alma do perfil de aço (R_w). Estas forças foram calculadas com base nas seguintes expressões:

$$R_c = 2000 * 150 * 0,85 * 16,67 * 10^{-3} = 4250,0 \text{ kN} \quad (31)$$

$$R_a = (250 * 10 + 200 * 4 + 700 * 10) * 355 * 10^{-3} = 6035,0 \text{ kN} \quad (32)$$

$$R_f = 200 * 40 * 355 * 10^{-3} = 2840,0 \text{ kN} \quad (33)$$

$$R_w = 700 * 10 * 355 * 10^{-3} = 2485,0 \text{ kN} \quad (34)$$

O cálculo do momento resistente será efetuado para uma conexão total, para poder comparar valores no capítulo das conclusões, ou seja, a força de compressão no banzo de betão, N_c , é o mínimo entre os valores de R_c e R_a , isto é, 4250 kN. A posição do eixo neutro plástico no banzo de betão, z_1 , pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$z_1 = \frac{4250 \cdot 10^3}{2000 \cdot 0,85 \cdot 16,67} = 150 \text{ mm} \quad (35)$$

Sendo o valor de N_c superior ao valor de R_w , o eixo neutro plástico localizar-se-á no banzo superior do perfil, sendo a distância a correspondente à distância no próprio banzo do perfil, calculada a partir da seguinte expressão:

$$a = \frac{6035 - 4250}{2 \cdot 2840} \cdot 10 = 3,1 \text{ mm} \quad (36)$$

Sendo assim, a posição da linha do eixo neutro plástico, z_{pl} , será definida pela soma entre o banzo de betão e a distância a , resultando um valor de 153,1 mm. Tendo a posição da linha do eixo neutro e a distribuição dos diagramas retangulares, o momento fletor resistente da secção é obtido a partir da seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \left(6035 \cdot \frac{540}{2} + 4250 \left(150 - \frac{150}{2} \right) - \frac{(6035 - 4250)^2}{4 \cdot 2840} \cdot 10 \right) \cdot 10^{-3} = 2581,6 \text{ kN.m} \quad (37)$$