



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

# **Análise e Dimensionamento de Lajes Mistas com Chapa de Altura Elevada**

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

Autor

**João Miguel Reis Gonçalves**

Orientador

**Professor Doutor Rui António Duarte Simões**

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, Fevereiro, 2016**

## **AGRADECIMENTOS**

Um especial agradecimento ao Professor Doutor Rui António Duarte Simões, pela sempre e pronta disponibilidade demonstrada, pela sua orientação, motivação, compreensão e pelos conhecimentos transmitidos que foram fundamentais no desenvolvimento da presente dissertação. Um grande obrigado.

Aos colegas da faculdade pelos bons momentos passados dentro e fora do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Aos amigos mais próximos que sempre demonstraram um grande apoio na conclusão desta meta académica e pela sua amizade e convivência demonstrada.

Um especial agradecimento à Ana pelo suporte, amizade e força dada na conclusão desta etapa. Um grande obrigado.

Um especial e grande agradecimento aos meus pais e aos meus irmãos, pela compreensão, motivação e grande oportunidade que me facultaram. Sem eles não teria sido possível. O meu eterno agradecimento.

O meu sincero e reconhecido obrigado,

João Gonçalves

---

## RESUMO

As lajes mistas têm tido uma utilização muito intensiva, maioritariamente em edifícios em estrutura metálica e mista aço-betão, porque estas apresentam um conjunto de vantagens que as torna bastante competitivas, tais como: facilidade de execução, simplificação do processo construtivo uma maior rapidez na montagem, dispensa de cofragem e possibilidade de conceber lajes com uma espessura menor e com peso próprio mais reduzido, relativamente às lajes de betão armado.

Uma estrutura mista consiste numa solução estrutural composta por elementos constituídos por secções resistentes, nas quais dois ou mais materiais estão ligados entre si e trabalham solidariamente. Desta forma obtém-se elementos estruturais com resistência e rigidez bastante superior à soma da resistência e/ou rigidez individual de cada um dos materiais a trabalhar individualmente.

O presente trabalho tem como principal objetivo o desenvolvimento de tabelas de dimensionamento direto de lajes mistas com uma chapa perfilada de aço de altura elevada (120 mm), através do desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo automático, em *Microsoft Excel*, de acordo com o preconizado no Eurocódigo 4, parte 1-1. As lajes serão concebidas com um perfil novo, cuja configuração está a ser desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, para ser produzido por uma empresa metalomecânica nacional.

A ferramenta de cálculo desenvolvida prevê a verificação dos estados limite últimos e estados limite de utilização em ambas as fases de comportamento: fase de montagem e fase mista.

No que se refere à verificação da segurança ao corte longitudinal (principal modo de rotura das lajes mistas), o Eurocódigo 4, parte 1-1 prevê duas metodologias de avaliação da resistência, o método  $m-k$  e o método da conexão parcial, sendo o primeiro o mais conservativo e, atualmente o mais utilizado pela generalidade dos fabricantes. Na presente dissertação, para além da aplicação dos dois métodos, apresenta-se uma discussão e análise comparativa entre ambos.

Adicionalmente procede-se ainda a uma análise e discussão do modelo atualmente previsto no Eurocódigo 4, parte 1-1 para a verificação do esforço transversal vertical, por se tratar de um modelo bastante conservativo que não aproveita adequadamente a contribuição da chapa colaborante. E, por isso, é feita uma análise comparativa com o modelo de verificação do esforço transversal, considerando apenas a resistência da chapa perfilada.

---

## ABSTRACT

Nowadays, the use of composite slabs has intensified, mostly in buildings with composite structure with steel and concrete. This occurs because these composite slabs present a set of advantages: simplification of the construction process, the ease of implementing it, faster installation, it is not necessary formwork, there is possibility of designing slabs with thinner thickness and lower weight, when compared to reinforced concrete slabs.

A composite structure is a structural solution composed by elements which are compound of sections in which two or more materials are connected to each other and they work together. Therefore, structural elements are obtained with higher resistance and rigidity than the sum of resistance and rigidity and/or individual resistance.

The main subject of this master thesis is the formulation of design tables to composite slabs with steel sheeting of high height (120mm), through the development of an automatic calculation tool - *Microsoft Excel*, in accordance with the recommendations in Eurocode 4 – Part 1-1. The steel sheeting is a new profile, the configuration of which is being developed in Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (Portugal), and it is also being produced by a portuguese steelwork company.

The automatic calculation tool provides verification to ultimate limite state e service limite 1 state for both design situations: for profiled steel sheeting as shuttering and for composite slab.

As for the security check to the longitudinal cut (main mode of rupture of composite slabs), the Eurocódigo 4 – Parte 1-1 provides 2 types of evaluation methodologies of resistance: *m-k* method and partial connection method. The first one is more conservative and, currently, the second one is the most used by others manufacturers/producers. This master thesis, besides the application of this 2 methods, also it is presented a comparison analysis between them.

Furthermore, it is presented a discussion of the verification of the current shear model, considering only the concrete. And, therefore, it is made a comparative analysis with the verification model of shear, considering only the resistance of the profiled sheet.

## SIMBOLOGIA

### Letras maiúsculas latinas

$G_k$	Valor característico da ação permanente
$Q_k$	Valor característico da ação variável
$A_c$	Área da secção do betão
$A_p$	Área da secção da chapa perfilada
$A_{p,c}$	Área da chapa perfilada sujeita à compressão
$A_{p,t}$	Área da chapa perfilada sujeita à tração
$A_{pe}$	Área da secção efetiva da chapa perfilada
$A_{sl}$	Área de armadura de tração
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$I_{eq}$	Momento de inércia equivalente da laje mista
$I_{eq,1}$	Momento de inércia da secção eficaz homogeneizada de aço, com betão não fendilhado
$I_{eq,2}$	Momento de inércia da secção eficaz homogeneizada de aço, com betão fendilhado
$L$	Comprimento do vão da laje mista
$L_0$	Comprimento da consola
$L_s$	Comprimento crítico de corte
$L_s$	Comprimento do vão de corte
$L_x$	Comprimento desde uma secção transversal $x$ até ao apoio mais próximo
$M_{Ed}$	Valor de Cálculo do momento fletor atuante
$M_{pa}$	Momento plástico resistente da chapa perfilada
$M_{pa}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente da secção transversal eficaz da chapa perfilada de aço
$M_{Pl,Rd}$	Valor do momento plástico resistente
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente da secção transversal da laje mista com conexão total
$M_{pr}$	Momento plástico resistente reduzido da chapa perfilada
$M_{pr}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente reduzido da chapa perfilada de aço
$M_{Rd}$	Valor do momento resistente
$M_{Rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente da secção transversal da laje mista

---

$N_c$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão no betão
$N_{c,f}$	Força de compressão no betão
$N_{cf}$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão no betão com conexão total
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão atuante
$N_p$	Força de tração na chapa
$N_p$	Valor de cálculo do esforço normal plástico resistente da chapa perfilada de aço
$N_{p,c}$	Valor de cálculo da força de plastificação da secção efetiva da chapa à compressão
$N_{p,c}$	Valor de cálculo da força de plastificação da secção efetiva da chapa à tração
$N_{p,pl}$	Valor de cálculo da força de plastificação da secção efetiva da chapa
$N_{pa}$	Valor de cálculo da força de plastificação da secção efetiva da chapa
$P_{pb,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à pressão diametral da chapa perfilada
$P_{Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao corte do conector
$Q_k$	Carga de dimensionamento característica
$R_{ap}$	Reação vertical no apoio da laje mista sujeita a uma carga uniformemente distribuída
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_{ld}$	Valor de cálculo da força resistente da amarração de extremidade
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento
$V_t$	Reação vertical no apoio da laje mista para o ensaio experimental do método <i>m-k</i>
$V_{v,Rd}$	Valor de cálculo da resistência da alma de um módulo de chapa perfilada ao esforço transversal
$W_{pe,pl}$	Módulo de flexão plástico da área efetiva da chapa

### Letras minúsculas latinas

$a$	Distância entre o eixo do conector e a extremidade da chapa
$b$	Largura da laje mista
$b_0$	Largura média da nervura da chapa perfilada
$c_p$	Área do contorno crítico
$d$	Diâmetro do fuste do conector
$d_{CG}$	Distância do centro de gravidade da chapa relativamente ao topo desta
$d_{d0}$	Diâmetro do cordão de soldadura do conector
$d_{NC}$	Comprimento do troço de chapa perfilada na base da nervura
$d_p$	Altura útil da secção mista
$e$	Distância entre o centro de gravidade da chapa perfilada e a fibra tracionada extrema da secção da laje mista
$e_p$	Distância entre o eixo neutro plástico da chapa perfilada e a fibra extrema tracionada da secção da laje mista

---

$f_{bv}$	Valor da tensão tangencial em função da encurvadura
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_u$	Valor da tensão última do aço
$f_{yp,d}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço da chapa perfilada
$h$	Altura total da laje mista
$h_c$	Espessura do betão acima da superfície plana principal do topo das nervuras da chapa perfilada
$h_p$	Altura total da chapa perfilada de aço, excluindo as bossas
$h_{sc}$	Altura nominal total de um conector
$h_w$	Altura da alma da chapa
$K$	Parâmetro empírico utilizado no cálculo da resistência de corte (método $m-k$ )
$l_{bc}$	Comprimento no apoio
$l_{bd}$	Comprimento de amarração de cálculo
$l_{bs}$	Comprimento no apoio
$m$	Parâmetro empírico utilizado no cálculo da resistência de corte (método $m-k$ )
$n$	Coefficiente de homogeneização
$s_w$	Comprimento da alma da chapa
$t$	Espessura da chapa perfilada
$v_{min}$	Parâmetro para o cálculo da resistência ao esforço transversal
$v_{p,Rd}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento
$w_{Ed}$	Valor da carga uniformemente distribuída a atuar na laje mista
$x$	Localização da secção transversal $x$
$z$	Braço entre a força de compressão no betão e a força de tração na chapa perfilada de aço

### Letras minúsculas gregas

$\eta$	Grau de conexão
$\mu$	Coefficiente de atrito
$\phi$	Ângulo de inclinação da alma referente ao banzo; diâmetro de um varão
$\sigma_{cp}$	Valor da tensão normal média na secção transversal de betão
$\rho_l$	Taxa de armadura longitudinal
$\delta_{max}$	Valor da flecha máxima devido à deformação
$\eta_{test}$	Grau de conexão obtido no método da conexão parcial
$\tau_u$	Valor da tensão resistente de corte obtida pelo ensaio da conexão parcial

---

$\tau_{u,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao corte longitudinal de uma laje mista
$\tau_{u,Rk}$	Valor característico da resistência ao corte longitudinal de uma laje mista
$\overline{\lambda}_w$	Valor da esbelteza normalizada da alma da chapa perfilada
$\gamma_G$	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
$\gamma_Q$	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
$\alpha$	Ângulo de inclinação da alma da chapa perfilada
$\gamma_c$	Coefficiente parcial relativo ao betão para ULS
$\gamma_s$	Coefficiente parcial relativo ao aço para ULS
$\gamma_v$	Coefficiente parcial para o valor de cálculo da resistência de corte de um conector
$\gamma_{vs}$	Coefficiente parcial de segurança relativo à conexão aço-betão

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	ii
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	iv
SIMBOLOGIA .....	v
Letras maiúsculas latinas .....	v
Letras minúsculas latinas .....	vi
Letras minúsculas gregas .....	vii
ÍNDICE.....	ix
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações gerais.....	1
1.2. Referência histórica .....	3
1.3. Funcionamento das lajes mistas.....	6
1.4. Objetivos do trabalho proposto.....	7
1.5. Organização da dissertação.....	8
2. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS AÇO-BETÃO.....	10
2.1. Introdução .....	10
2.2. Propriedades dos materiais constituintes .....	10
2.2.1. Betão.....	10
2.2.2. Varão de reforço de aço.....	11
2.2.3. Chapa de aço perfilada .....	11
2.3. Tipos de conexão aço-betão.....	12
2.4. Conexão e interação total e conexão e interação parcial .....	14
2.5. Disposições construtivas.....	16
2.6. Situações de dimensionamento – ações e efeitos das ações .....	17
2.6.1. Fase construtiva .....	17
2.6.2. Fase definitiva ou mista.....	20
2.7. Verificação da segurança para os estados limite últimos (ULS) .....	21
2.7.1. Modos de rotura.....	21
2.7.2. Combinação de ações .....	23
2.7.3. Momento fletor resistente.....	24
2.7.4. Esforço de corte longitudinal resistente .....	28
2.7.5. Esforço transversal resistente .....	29
2.7.6. Punção.....	33
2.8. Verificação dos estados limite de serviço (SLS) .....	34
2.8.1. Introdução.....	34

---

2.8.2. Controlo da fendilhação.....	34
2.8.3. Controlo da deformação .....	34
3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE LONGITUDINAL .....	37
3.1. Introdução .....	37
3.2. Método <i>m-k</i> .....	37
3.2.1. Descrição geral do método e aplicação .....	37
3.2.2. Considerações do método <i>m-k</i> .....	40
3.3. Método da conexão parcial .....	41
3.3.1. Descrição geral do método e aplicação .....	41
3.3.2. Vantagens e desvantagens .....	49
4. FORMULAÇÃO DAS TABELAS DE DIMENSIONAMENTO .....	50
4.1. Considerações gerais.....	50
4.2. Análise comparativa da avaliação de esforço de corte longitudinal .....	56
4.3. Análise comparativa da avaliação do esforço transversal vertical .....	58
5. RESULTADOS FINAIS E DISCUSSÃO.....	60
5.1. Discussão de resultados .....	60
5.2. Resultados finais .....	63
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	68
6.1. Conclusões .....	68
6.2. Desenvolvimentos futuros .....	69
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	70

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações gerais

As novas exigências do mercado da construção, quer do ponto de vista estrutural, quer do ponto de vista económico, têm impulsionado o desenvolvimento de novas soluções estruturais e construtivas, onde se destacam as estruturas mistas de aço e betão, muito usadas em edifícios e pontes.

O crescimento exponencial nos últimos anos da utilização conjunta dos materiais aço e betão, deve-se essencialmente, à possibilidade de execução de estruturas mais racionais e mais económicas. Na Figura 1.1 ilustram-se secções transversais de vigas ou pilares mistos.

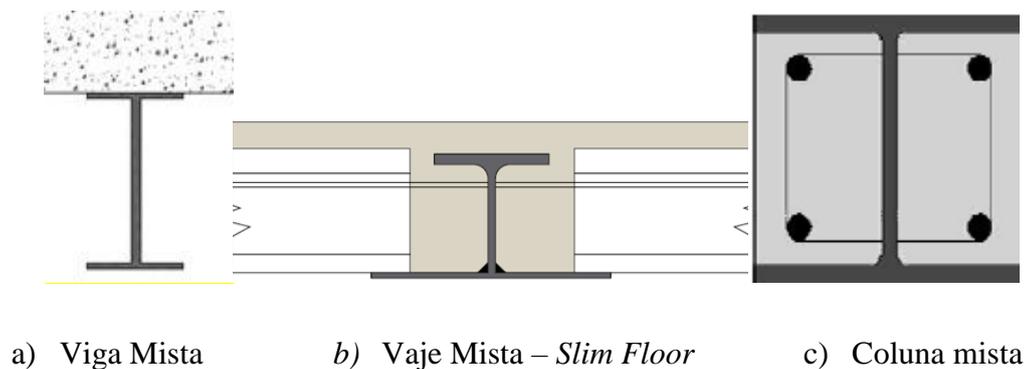


Figura 1.1 – Elementos mistos Aço-Betão

Laje mista é a designação para uma laje, na qual se utilizam chapas perfiladas como cofragem perdida, capazes de suportar betão fresco, as armaduras e as sobrecargas durante a fase construtiva. Após o endurecimento do betão as mesmas chapas combinam-se com este, constituindo uma parte ou mesmo a totalidade da armadura de tração necessária.

Apesar das diferenças das propriedades reológicas do aço e do betão, estes apresentam uma complementaridade intrínseca, devido a diversos fatores, tais como: a elevada eficiência à compressão por parte do betão e o aço, por outro lado, apresenta uma elevada eficiência à tração, o aço oferece uma maior ductilidade às estruturas de betão, e este restringe os deslocamentos indesejáveis dos elementos do aço, diminuindo a esbelteza destes o que possibilitará uma redução na ocorrência de fenómenos de instabilidade. Outro fator traduzido na

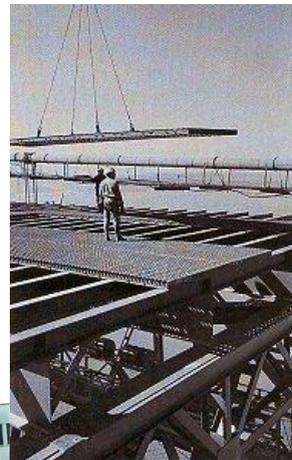
complementaridade de ambos materiais recai sobre a capacidade protetora do betão contra a corrosão do aço, bem como o isolamento do mesmo em caso de incêndio.

A utilização de lajes mistas nos edifícios contribui também para aumentar a competitividade deste tipo de solução. A chapa colaborante de aço usada na conceção de lajes mistas, para além de ser um elemento estrutural, possibilita a dispensa das cofragens convencionais e a redução na utilização de escoramentos aquando da betonagem, já que durante o processo construtivo funciona como “cofragem perdida” e, conseqüentemente os custos de mão-de obra são reduzidos. Por outro lado possibilita uma redução significativa do peso do aço ente 30 a 50%, quando comparado com um sistema estrutural “não misto” (Hicks, 2008).

As estruturas mistas tiveram um crescimento exponencial em Portugal a partir do início dos anos 90, nomeadamente nos grandes centros urbanos, sendo hoje possível encontrar diversos exemplos destas estruturas em espaços comerciais, hotéis, edifícios de escritórios e de habitação, edifícios de ensino, bem como em parques de estacionamento (Figura 1.2). Também em viadutos e nas principais pontes viárias as estruturas mistas podem ser encontradas. Esta crescente utilização não se vê apenas em estruturas novas, mas também em obras de reabilitação e reforço de estruturas existentes, associados a soluções de betão armado e aço.



a) Torre Norte no Instituto Superior Técnico, em Lisboa (wikimedia@)



b) Fase construtiva – Tabuleiro Ferroviário da Ponte 25 de Abril, em Lisboa

Figura 1.2 – Exemplos de estruturas mistas em Portugal

## 1.2. Referência histórica

As experiências que têm sido feitas na área das estruturas mistas têm refletido um crescente aperfeiçoamento progressivo nos materiais utilizados e complementaridade entre estes.

As primeiras aplicações de estruturas mistas, no seu sentido mais amplo, tiveram origem nas civilizações antigas. O primeiro elemento estrutural que surgiu consistia no fabrico de tijolos reforçados com palha, produzidos pelo grupo étnico dos Assírios. Posteriormente, os Gregos e os Romanos construíram paredes revestidas com material diferente no interior, de modo a melhorar o seu comportamento.

Contudo, as estruturas mistas que são concebidas atualmente, surgiram em meados do século XIX. Em 1840, Howe registou uma patente para a construção de treliças feitas de madeira e ferro forjado. Quatro anos mais tarde, Thomas e Pratt registaram uma patente para a construção de treliças de madeira com ferro forjado. O que distinguia ambas patentes recaí sobre o fato de a treliça de Howe utilizar os varões de ferro forjado nos elementos verticais enquanto Pratt aplicava os mesmos varões nos elementos diagonais. Também em meados do século XIX, e também com o aparecimento do betão, os elementos de ferro forjado começaram a ser envolvidos por este material para os proteger do fogo, sendo este aspeto comum às estruturas desenvolvidas atualmente (Calado, 2010).

No início do século XX, foram desenvolvidas as primeiras vigas mistas, em diferentes partes do mundo. No Canadá, em 1923, vigas envoltas de betão foram estudadas pela Dominion Bridge Company. Simultaneamente, o National Physical Laboratory do Reino Unido desenvolvia ensaios em vigas mistas, cujos resultados haviam de ser publicados em 1925, por Scott. Em 1926, nos Estados Unidos da América, Khan registou uma patente para a construção de vigas mistas e Caughey publicou nos Proceedings of the Engineering Society os resultados da sua investigação sobre o comportamento de vigas mistas de aço-betão (Calado, 2010).

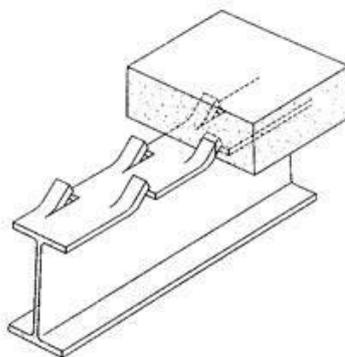


Figura 1.3 - Esquema da Patente de Khan (Calado, 2010)

Em 1929, Caughey e Scott publicaram um artigo conjunto sobre o dimensionamento de vigas de aço e lajes de betão, onde foi referida, pela primeira vez, a necessidade da existência de conectores para ligar os dois materiais, de modo a resistirem ao corte longitudinal. Neste mesmo artigo também foi feita uma discussão sobre a influência do escoramento na resistência e deformação das vigas.

Na mesma década de 20 surgiram as primeiras utilizações de chapas de aço para suportarem pavimentos de betão e tendo-se verificado o interesse por parte das empresas de construção neste solução estrutural tendo este sistema construtivo sido patenteado por Loucks e Gillet em 1926. Nesta época a resistência da laje era obtida unicamente através da chapa de aço, funcionando o betão como nivelador da superfície e também como elemento protetor, face a eventuais incêndios.

Nos anos 30, as estruturas mistas já eram conhecidas em grande parte do mundo. Na Suíça, iniciou-se a construção de vigas mistas com conectores constituídos por varões dobrados em espiral. Na Austrália, Knight publicou um artigo sobre pontes mistas, que incluía o dimensionamento dos conectores e uma discussão acerca dos métodos construtivos.

Com a evolução das estruturas mistas, em 1944 surgiu a regulamentação da construção mista nos Estados Unidos da América, através da American Association of State Highway Officials e, posteriormente, do American Institute of Steel Construction em 1952.

O aperfeiçoamento das estruturas mistas era um objetivo primordial, pelo que nas décadas de 50 e de 60 realizaram-se diversos estudos em elementos estruturais mistos; no entanto questões importantes como, a separação vertical entre o perfil de aço e o betão, o comportamento dos diferentes tipos de conectores, o atrito entre o perfil de aço e betão, as vibrações, a torção das vigas mistas e a resistência última de secções permaneceram por resolver.

Apesar de todas estas questões por resolver, nos anos 50 surgem as primeiras lajes mistas com chapas perfiladas (*composite slabs with profiled steel sheeting*), às quais foi dada a designação de *Cofar*. De modo a garantir a ligação do betão à chapa de aço, esta possuía uma rede electrossoldada aplicada na face superior.

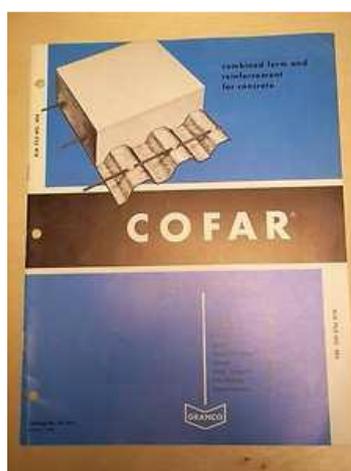


Figura 1.4 – Capa de um catálogo de lajes mistas *Cofar* (Calado, 2010)

Em 1954 Friberg demonstrou que a capacidade resistente desta solução mista era muito semelhante à de uma laje de betão armado análoga. Contudo, de modo a evitar a malha electrossoldada e de modo a obter uma ligação entre o betão e a chapa de aço, em 1961 surgiu uma chapa de perfil trapezoidal que possuía pequenas deformações laterais (bossas), à qual foi dado o nome de *Hibond*. Esta chapa foi precursora das atuais chapas perfiladas para lajes mistas nas quais a conexão entre o aço e o betão é obtida através de interligação mecânica conferida pelas deformações da chapa (bossas ou entalhes) (Calado, 2010). A partir da década de 70 houve um grande desenvolvimento nos tipos de chapa perfilada, sendo adicionadas deformações nos banzos que produziram melhorias notórias na resistência à flexão (Outinen *et al*, 2000).

Na década de 80 verificou-se um interesse crescente por este tipo de estruturas, bem como uma crescente apetência, quer de engenheiros, quer de arquitetos, pelas estruturas mistas.

Também a Comunidade Europeia, inicialmente através da Convenção Europeia da Construção Metálica (CECM / ECCS) e posteriormente através do Comité Europeu de Normalização (CEN), tem feito um esforço para dotar os projetistas de regulamentação adequada ao dimensionamento e à verificação da segurança deste tipo de estruturas, ao elaborar os Eurocódigos Estruturais, neste caso em particular, o Eurocódigo 4 – Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, (CEN, 2004). Já

anteriormente outras normas, tais como ENV 1994-1-1 (versão preliminar do Eurocódigo) e a BS 5950-4 permitiram começar a difundir a utilização lajes mistas com chapas perfiladas em pavimentos.

### 1.3. Funcionamento das lajes mistas

As chapas metálicas em utilizadas lajes mistas apresentam espessuras muito pequenas, por razões económicas, na ordem dos 0.70 a 1.5 milímetros, sendo 0.70 mm o valor mínimo recomendada. O fabrico das chapas metálicas inclui uma galvanização prévia seguida so processo de enformagem a frio de forma a ser obtido o perfil desejado. Este processo consiste na transformação das bobines em rolo no produto final.

Atendendo ao perfil da chapa de aço, as lajes mistas são apenas resistentes na direção das nervuras, sendo por isso analisadas como lajes armadas numa só direção.



Figura 1.5 - Chapa de Aço perfilada (Tata steel@)

O funcionamento e dimensionamento deste tipo de solução estrutural envolve duas fases, uma ligada à fase construtiva e outra fase ligada à estrutura definitiva (laje mista).

Durante a fase construtiva a chapa metálica é utilizada como plataforma de trabalho e cofragem, tendo de resistir a todas as ações por si só, com ou sem escoramentos. Por outro lado, já na fase definitiva, após o endurecimento do betão, a chapa funciona como elemento estrutural (armadura de tração) do pavimento do edifício.

Na fase construtiva (Figura 1.6), a verificação para os Estados limite Últimos (ULS) e para os Estados Limite de Serviço (SLS) é necessária. Para SLS, fundamentalmente é verificado o limite máximo de deformação e verifica-se a necessidade de adoção de escoras devido à atuação do peso próprio da chapa, do peso próprio do betão fresco e, eventualmente dos materiais ou

ferramentas utilizadas durante o processo construtivo. Neste ponto importa referir que a utilização de escoramento na fase construtiva apenas deixa de ser necessária quando o betão possua uma resistência mínima da resistência aos 28 dias, o que em média significa a sua utilização provisória durante 14 dias. Não menos importante, a verificação da segurança para ULS também tem de ser verificada.

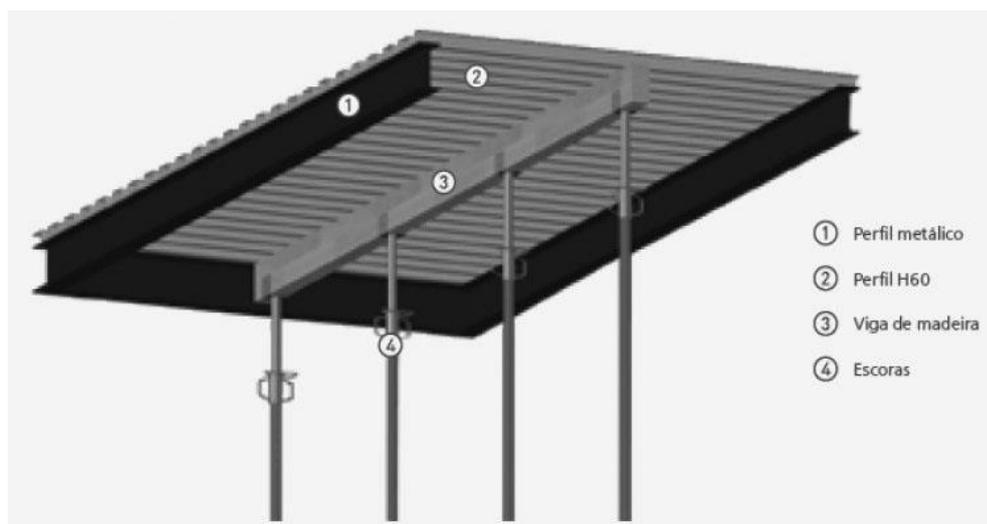


Figura 1.6 – Fase construtiva da laje mista com escoramento (Simões *et al*, 2010)

Assim como na fase construtiva, à fase definitiva ou fase mista (Figura 1.7), também ambos os estados limite têm de ser verificados, mas considerando a laje como um elemento misto, onde o betão é combinado estruturalmente com a chapa perfilada (CEN, 2004).

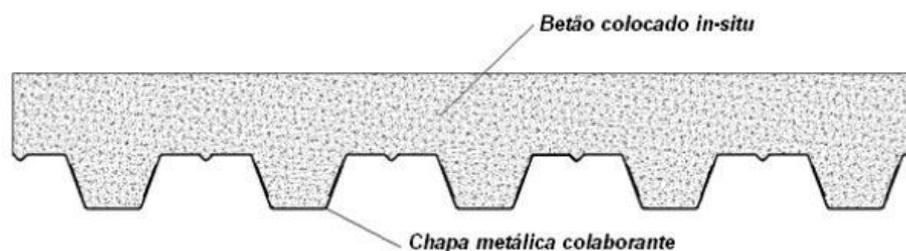


Figura 1.7 – Perfil Transversal da laje mista aço-betão

#### 1.4. Objetivos do trabalho proposto

No seguimento de trabalhos desenvolvidos anteriormente (Gonçalves, 2011), a presente dissertação tem como foco principal o desenvolvimento de tabelas de dimensionamento direto de lajes mistas, de dupla entrada, em função do comprimento do vão e da espessura total da laje, considerando apenas lajes mistas simplesmente apoiadas. As tabelas contemplam a

verificação da resistência à flexão, da resistência ao corte longitudinal, da resistência ao corte vertical e a verificação da deformação máxima nas fases construtiva e definitiva. Constituem por isso uma ferramenta fundamental para apoio dos projetistas.

A EN 1994 – 1-1 prevê duas metodologias para a avaliação do esforço de corte longitudinal, em geral o modo de colapso condicionante, que são o método *m-k* e o método da conexão parcial. Nas tabelas de dimensionamento desenvolvidas nesta tese é usado o método da conexão parcial, por ser mais rigoroso, menos conservativo e com mais potencialidades (por exemplo por permitir incorporar a amarração de extremidade) quando comparado com o método *m-k*. Como o método *m-k* é o mais utilizado por diversos fabricantes apresenta-se também nesta tese uma análise comparativa entre ambos.

Outro aspeto que influencia diretamente os resultados obtidos nas tabelas de dimensionamento é a verificação do esforço transversal. A EN 1994 – 1-1 preconiza um método baseado no modelo de dimensionamento de lajes de betão armado preconizado na EN 1992 – 1-1 que conduz a resultados muito conservativos. Por conseguinte, nesta fase também é avaliada a resistência do esforço transversal proporcionada somente pela chapa perfilada, de acordo com a EN 1993 – 1-3.

### **1.5. Organização da dissertação**

A dissertação compreende vários capítulos, sendo o primeiro o capítulo de introdução, onde é apresentada uma breve introdução histórica do tema lajes mistas, uma descrição de forma sintética do funcionamento destas e sua aplicação.

No segundo capítulo são apresentados todos os processos e metodologias de dimensionamento, considerações e condições previstas nos regulamentos desenvolvidos, em particular no Eurocódigo 4, parte 1-1. O enquadramento regulamentar aborda todas as condições necessárias para que se possa proceder à verificação da segurança das lajes mistas, de acordo com a EN 1994 – 1-1. Neste capítulo também é apresentada uma metodologia alternativa à preconizada na EN 1994 – 1-1, para a verificação da resistência da laje ao esforço transversal, baseada na resistência da chapa perfilada, de acordo com o Eurocódigo 3, parte 1-3 (CEN, 2006).

No terceiro capítulo apresenta-se de forma mais detalhada as duas metodologias, preconizadas na EN 1994 – 1-1, para o cálculo da resistência ao corte longitudinal. Ambas as metodologias, o método *m-k* e o método da conexão parcial, são analisadas em detalhe, os prós e os contras da utilização de cada uma, bem como o procedimento de cálculo.

No quarto capítulo é descrita de forma detalhada a formulação das folhas de cálculo automático, sendo apresentadas algumas considerações gerais introdutórias, seguindo-se uma análise comparativa entre os métodos de avaliação das resistências ao corte longitudinal e ao esforço transversal.

No quinto capítulo são apresentadas as conclusões da presente dissertação. Neste capítulo são apresentadas várias situações e condições de dimensionamento, pelo que procedeu-se a uma análise dos resultados obtidos, bem como uma comparação entre as várias metodologias regulamentares para lajes mistas.

No sexto capítulo são apresentadas as conclusões e referidas propostas de desenvolvimento de trabalhos futuros no âmbito da presente dissertação.

## 2. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS AÇO-BETÃO

### 2.1. Introdução

O dimensionamento de lajes mistas aço-betão é feito de acordo com os Eurocódigos estruturais desenvolvidos pelo Comité Europeu de Normalização (CEN), que contemplam todas as normas, bem como todos os processos de análise e dimensionamento dos vários tipos de estruturas.

Como referido anteriormente, a presente dissertação consiste na aplicação da EN 1994 – Parte 1-1: *Design of Composite Steel and Concrete Structures – General Rules and Rules for Buildings*, onde são descritos os princípios e condições de segurança, de serviço e de durabilidade de elementos estruturais mistos de aço e betão. De notar que algumas das normas e processos de análise e dimensionamento remetem para a aplicação conjunta dos EN 1990 a EN 1993, que têm em conta as ações a serem consideradas nas estruturas (EN 1990) e os processos de dimensionamento para estruturas de betão (EN 1992) e para estruturas de aço (EN 1993).

Importa referir que a parte 1-1 da EN 1994, será o principal documento normativo a ser utilizado, nomeadamente o capítulo 9 focado nas lajes mistas com chapa perfilada de aço em edifícios. Numa primeira parte são abordados os tipos de conexão e interação aço-betão, depois referem-se todas as disposições construtivas e condicionantes de aplicação da norma. Nas partes seguintes são apresentados os procedimentos normativos para a verificação dos Estados Limite Último (ULS) e Estado Limite de Utilização (SLS).

### 2.2. Propriedades dos materiais constituintes

Neste subcapítulo serão apresentadas as principais propriedades dos elementos aço e betão, que compõem a laje mista em estudo.

#### 2.2.1. Betão

As propriedades do betão como constituinte da laje mista, segue o preconizado na EN 1994 – 1-1, salvo indicações em contrário que remete para a EN 1992 – 1-1.

Note-se que, as normas previstas na EN 1994 – 1-1, não englobam o projeto de estruturas mistas com betões de classe de resistência inferiores a C20/25 e superiores a C60/75, resultado da falta de conhecimento e de experiência do comportamento de estruturas mistas com betões fracos e de alta resistência, nomeadamente no que se refere ao comportamento dos conectores, à

redistribuição de momentos nas vigas contínuas e à resistência de colunas mistas (Calado, 2010).

### 2.2.2. Varão de reforço de aço

As propriedades resistentes dos varões de aço para reforços devem ser obtidas de acordo com a EN 1992 – 1-1, contudo o módulo de Elasticidade,  $E_s$ , deve de ser obtido através da EN 1993 – 1-1.

### 2.2.3. Chapa de aço perfilada

As propriedades da chapa de aço perfilada devem ser obtidas de acordo com as especificações indicadas na EN 1994 – 1-1, que remete para a EN 1993 – 1-3. Acrescenta-se ainda que a EN 1994 – 1-1 abrange o cálculo de lajes mistas com chapas perfiladas fabricadas a partir de aço, de acordo com a EN 10025, chapas de aço enformado a frio, de acordo com a EN 10149-2 ou a EN 10149-3, ou chapas galvanizadas, de acordo com a EN 10147.

Ao longo desta dissertação a geometria da chapa perfilada desempenhará um papel importante nos resultados finais de dimensionamento, pelo que a descrição da nomenclatura utilizada ao longo desta torna-se extremamente relevante para a compreensão da análise feita para a formulação e cálculo, e conseqüente obtenção das tabelas de dimensionamento (ver Figura 2.1).

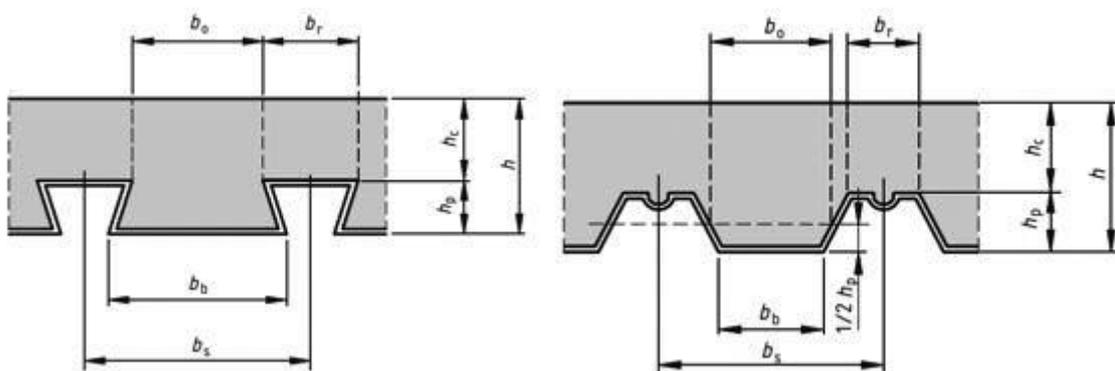


Figura 2.1 – Nomenclatura para definir geometria da chapa perfilada. (esq. – tipo trapezoidal  
dir. – Tipo reentrante)

No mercado existem diferentes tipos de chapas perfiladas, que podem ser utilizadas em lajes mistas. A diversidade é conseguida através da existência de diferentes geometrias, diferentes tipos de deformações da chapa e diferentes tipos de aço utilizadas.

Contudo de um modo geral, podem-se reter algumas características comuns a todas elas:

- Espessura varia entre 0.7 mm (mínimo recomendado) e 1.5 mm;
- Valor nominal da tensão de cedência do aço,  $f_{yp}$ , entre 220 MPa e 420 MPa;
- Proteção *standard* contra a corrosão através de uma zincagem nas duas faces com massa total de 275 g/m<sup>2</sup> para ambientes não agressivos. Cerca de 0.05 mm.

Quanto ao tipo de perfil, podem ser agrupadas:

- Perfil com nervura trapezoidal (“perfil aberto”);
- Perfil com nervura reentrante;
- Perfil alto.

Importa mencionar que a EN 1994 – 1-1 apenas é aplicável a chapas do tipo trapezoidal e reentrante, desde que as nervuras estejam pouco espaçadas entre elas, verificando a equação (2.1):

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0.6, \quad (2.1)$$

onde,  $b_r$  representa a largura da nervura e  $b_s$  representa a distância entre os centros das nervuras adjacentes da chapa perfilada.

### 2.3. Tipos de conexão aço-betão

Um dos aspetos relevantes para o estudo do comportamento de elementos estruturais mistos é a conexão aço-betão. Como definição a conexão entre dois materiais reside na garantia de ambos trabalharem solidariamente e que possam ser projetados como partes de um mesmo elemento estrutural, pois apenas se conseguirá um bom comportamento estrutural se a resistência da interface entre estes for suficiente ao longo da sua extensão.

Os meios de conexão deverão ter resistência suficiente a fim de resistirem ao esforço de corte a que são submetidos, uma vez que é o esforço condicionante de ligação e a região do elemento estrutural onde se localiza apresenta distribuições de tensões severas e complexas.

Apresentada a definição e passando ao caso concreto das lajes mistas, segundo a cláusula 9.1.2.1 da EN 1994 – 1-1, a chapa perfilada de aço deverá ser capaz de transmitir o esforço de corte horizontal ao longo da interface aço-betão, ou seja, a simples aderência entre o aço e o betão não é considerada efetiva não é considerada para a ação mista. Por consequência a conexão é assegurada através de meios mecânicos, como os preconizados na norma mencionada, e que podem ser observados na Figura 2.2.

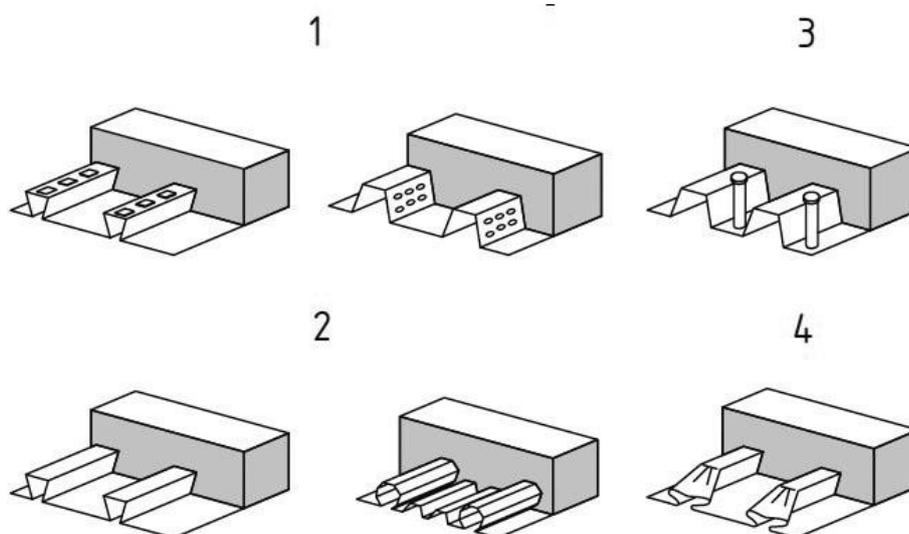


Figura 2.2 – Tipos de conexão para lajes mistas

A Figura 2.2 mostra os vários meios de conexão, previstos na EN 1994 – 1-1, no entanto não exclui a adoção de outros meios de conexão que não são retratados nesta norma:

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

Outro aspeto importante, segundo Calado (2010), a geometria da chapa perfilada reentrante apresenta um grau de conexão superior relativamente à chapa perfilada do tipo trapezoidal. No caso das chapas com perfil reentrante e devido ao efeito de *poisson*, surgem ainda forças de atrito na interface aço-betão que irão adicionar-se às originadas nas deformações, o que não acontece nas chapas com perfil trapezoidal. A Figura 2.3 ilustra a vantagem da utilização da chapa perfilada do tipo reentrante.

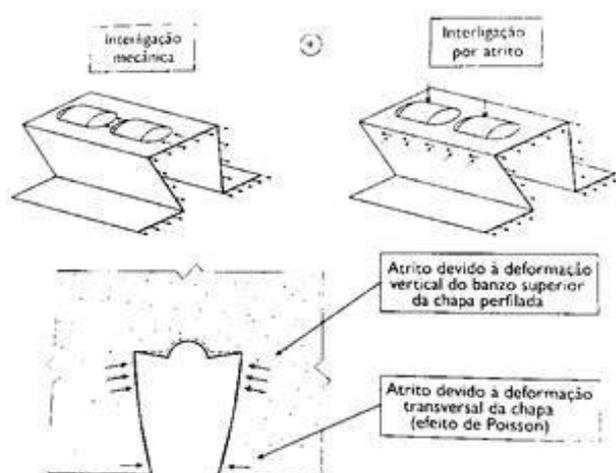


Figura 2.3 – Força de conexão numa chapa perfilada do tipo reentrante (Calado, 2010)

#### 2.4. Conexão e interação total e conexão e interação parcial

A conexão está diretamente relacionada com a força desenvolvida na interface entre os dois materiais, e por conseguinte com a sua resistência, pelo que depende da resistência e da quantidade aplicada de um dado meio de conexão. Quanto à interação, esta está relacionada com o escorregamento verificado entre os dois materiais na interface, ou seja, com a rigidez do meio de conexão, e por consequência, depende do número e do posicionamento dos meios de conexão.

Explicitando o conceito de conexão total, segundo a cláusula 9.1.2.2, significa que um aumento da quantidade de conexão não aumenta a resistência do elemento à flexão, caso contrário designa-se conexão parcial. Em relação ao conceito de interação total, é definido como tendo deslocamentos relativos suficientemente pequenos para poderem ser desprezados, com rigidez de conexão muito elevada.

Quanto à interação parcial, está diretamente relacionada com a conexão parcial, uma vez que um dado grau de conexão corresponde a um valor próximo do grau de interação para um determinado elemento. Saliente-se que este tópico será abordado com maior detalhe no capítulo 3.3. Contudo, o mesmo não acontece com a relação conexão e interação total, pois é possível aumentar a rigidez de conexão sem implicar um aumento de resistência do elemento estrutural.

Como extremo oposto da conexão total, a conexão nula conduz a que a resistência de uma dada secção do elemento misto seja apenas assegurada pela chapa perfilada de aço, invés da resistência de uma secção mista. A Figura 2.4 reproduz graficamente a interação entre a

resistência e o grau de conexão de uma seção mista. E, conseqüentemente é possível depreender-se que o funcionamento satisfatório da laje como um elemento misto apenas é possível caso o grau de conexão entre o aço e o betão seja adequado que proporcione um comportamento solidário entre ambos os materiais, traduzido numa capacidade resistente conjunta.

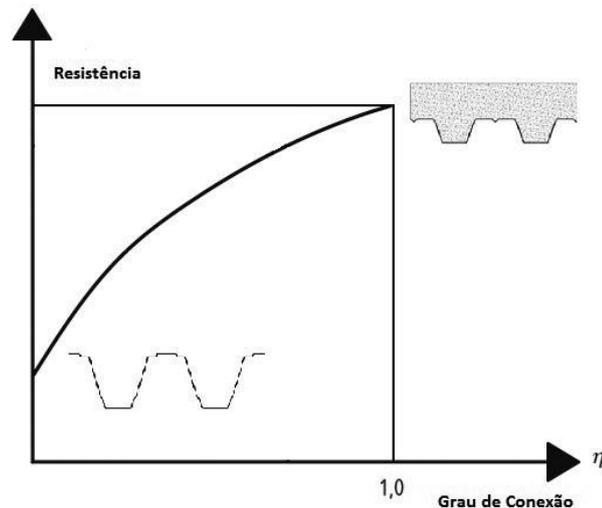


Figura 2.4 – Ilustração da influência do grau de conexão ( $\eta$ ) na avaliação do momento resistente ( $M_{Rd}$ )

Graficamente, a influência do grau de interação no comportamento da capacidade resistente pode ser ilustrada na Figura 2.5.

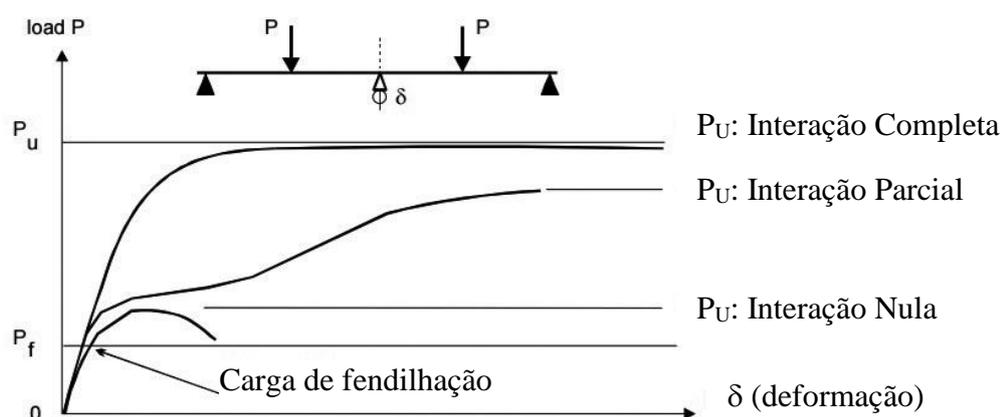


Figura 2.5 – Comportamento de uma laje mista em função do grau de interação ( $P$ - $\delta$ )

A rigidez da laje mista representada pelo primeiro troço da curva força – deslocamento da Figura 2.5 é diferente, consoante o grau de interação. A rigidez mais elevada corresponde à interação total, onde a força aplicada atinge o seu valor máximo,  $P_u$ , cujo modo de colapso pode ser dúctil ou frágil, enquanto no caso de interação nula a força aplicada tem um valor muito inferior à primeira, tendo um comportamento de colapso progressivo.

Após o aparecimento da 1ª fenda e com a ocorrência dos primeiros microdeslizamentos, desenvolve-se interação mecânica e por fricção. Até este ponto a conexão aço-betão era apenas assegurada, essencialmente, por aderência físico-química. Através da Figura 2.5 é perceptível que a rigidez é dependente do tipo de conexão e da sua eficácia.

### **2.5. Disposições construtivas**

As disposições construtivas seguem o previsto na cláusula 9.2 da EN 1994 – 1-1, que compreende normas relativas ao dimensionamento de lajes mistas, nomeadamente, estabelece limites para a espessura de betão sobre a chapa perfilada, bem como para a quantidade e disposição da armadura de reforço. Para além destes aspetos também aborda a dimensão dos agregados e requisitos da execução dos apoios.

Conforme o disposto na EN 1994 – 1-1, a espessura mínima da laje mista ( $h$ ) deve ser de 80 mm e a espessura mínima de betão sobre a principal superfície plana no topo das nervuras da chapa ( $h_c$ ) deve ser de 40 mm. A mesma cláusula também pressupõe que para o caso da laje fazer parte de uma viga mista ou ser utilizada como diafragma é estabelecido um acréscimo de 100 mm sobre os limites mencionados anteriormente, modificando as espessuras mínimas da altura da laje mista e do betão acima das nervuras da chapa perfilada para 90 mm e 50 mm, respetivamente.

No que diz respeito à armadura de reforço, a EN 1994 – 1-1, prevê que a quantidade mínima em ambas as direções deve ser colocada na espessura  $h_c$  e não deve ser inferior a  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ , valor este baseado na altura mínima do betão sobre as nervuras,  $h_c$ , e na quantidade mínima de armadura necessária para assegurar o controlo da fendilhação para um processo construtivo não escorado. Quanto ao espaçamento entre os varões da armadura, este não deve ser inferior a  $2h$ , nem inferior a 350 mm.

Regulamentado pelo mesmo documento, a dimensão nominal dos agregados depende da menor dimensão do elemento estrutural em que o betão é colocado, não devendo exceder o menor dos valores mencionados na cláusula 9.2.2 da EN 1994 – 1-1.

A última questão abordada na cláusula 9.2 da EN 1994 – 1-1 estabelece os requisitos normativos nos apoios, prevendo que estes devem de ter uma entrega suficiente para impedir qualquer dano da laje e dos apoios e para permitir que a fixação da chapa aos apoios seja feita sem danificação destes. O comprimento do apoio também deve de ser suficiente para impedir a ocorrência de colapso em resultado do deslocamento acidental durante a fase construtiva. Deste modo, consoante o material dos apoios, bem como do tipo de apoio (extremidade ou intermédio), são definidos comprimentos dos apoios  $l_{bc}$  e  $l_{bs}$ , ilustrados na Figura 2.6.

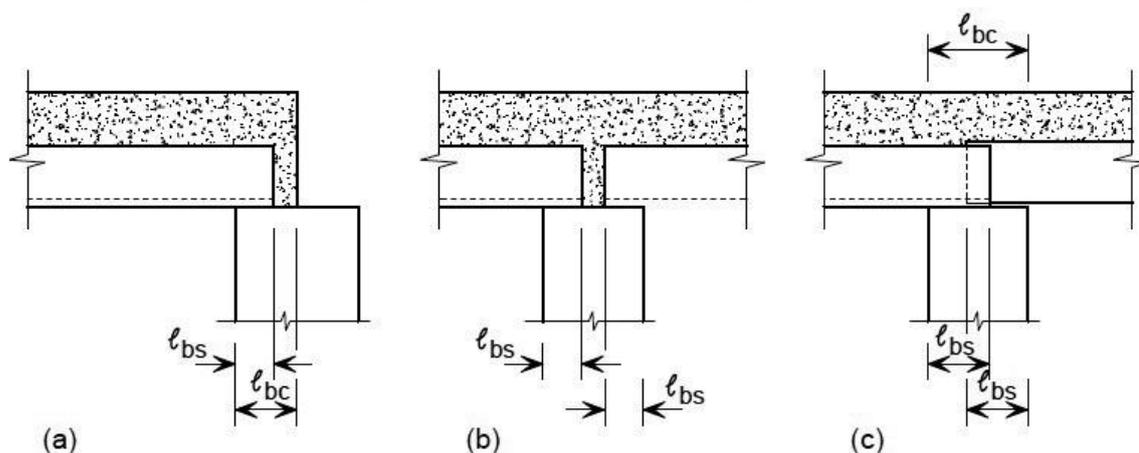


Figura 2.6 – Disposições construtivas: comprimentos mínimos nos apoios

Assim, segundo a EN 1994 – 1-1 tem-se:

- Para lajes mistas sobre apoio de aço ou betão:  $l_{bc} = 75 \text{ mm}$  e  $l_{bs} = 50 \text{ mm}$ ;
- Para lajes mistas sobre apoio de outros materiais:  $l_{bc} = 100 \text{ mm}$  e  $l_{bs} = 70 \text{ mm}$ .

## 2.6. Situações de dimensionamento – ações e efeitos das ações

A EN 1994 – 1-1 preconiza duas situações de projeto distintas, segundo a cláusula 9.3, a fase construtiva e a fase definitiva, que devem de ser avaliadas individualmente para os Estados Limite Últimos e para os Estados Limite de Utilização, assegurando, em ambos os casos, condições de segurança e serviço adequadas.

### 2.6.1. Fase construtiva

Durante a fase construtiva, a chapa perfilada de aço são utilizadas como cofragem, sendo necessário verificar a segurança em relação aos estados limite últimos e estados limite de serviço, devido à atuação do peso próprio da chapa, do betão fresco, das sobrecargas de construção, possíveis cargas de armazenamento e ainda o efeito “poça” traduzido num aumento da espessura de betão devido á deformação das chapas e é contabilizado apenas quando o cálculo flecha central ( $\delta$ ), devido ao peso da chapa e do betão fresco, para o SLS, for superior a 1/10 da espessura da laje. Segundo a cláusula 9.3.2, o efeito “poça”, para o caso de ser

necessário ser considerado, admite-se no cálculo um acréscimo da espessura nominal do betão ao longo de todo o vão de  $0.7\delta$ .

A título de nota, importa enfatizar que no caso de necessidade de consideração do efeito de poça, a regulamentação não permite que o aumento de espessura da laje seja considerado na avaliação da capacidade resistente desta.

Em relação às cargas que devem ser consideradas, o valor nominal do peso volúmico do aço,  $\gamma_{aço}$ , retirado da EN 1991 – 1-1 (Anexo A), deve estar compreendido entre  $77.0 \text{ kN/m}^3$  e  $78.5 \text{ kN/m}^3$ . Quanto ao betão, no mesmo regulamento, o valor nominal do peso volúmico do betão,  $\gamma_{betão}$ , é de  $25 \text{ kN/m}^3$ , considerando o betão armado, contudo a este valor ainda deve de ser adicionado  $1 \text{ kN/m}^3$  para o caso do betão fresco, totalizando um valor de  $26 \text{ kN/m}^3$  para o peso volúmico do betão, na fase construtiva.

Quanto às sobrecargas de construção, contemplam o peso dos operários e dos materiais e pequenos equipamentos utilizados (Figura 2.7 (3)) e ainda as sobrecargas aquando a fase da betonagem (Figura 2.7 (1 e 2)) Estas são obtidas através da EN 1991 – 1-6 e podem ser consultadas na Figura 2.7 e na Tabela 2-1.

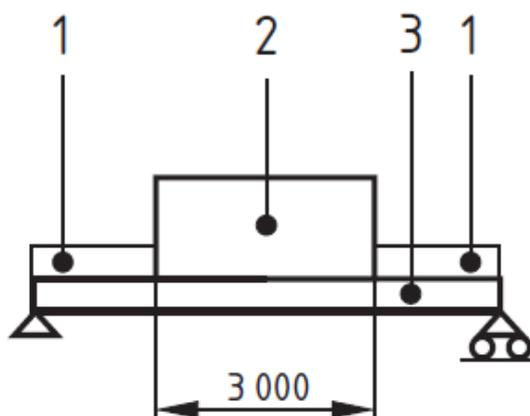


Figura 2.7 – Esquema de cargas para a fase construtiva

Tabela 2-1 – Cargas a considerar na fase construtiva

Ação	Área de aplicação	Carga ( $\text{kN/m}^2$ )
1	Fora da área de trabalho	0,75
2	Dentro de uma área de $3\text{m} \times 3\text{m}$	$0,75 \leq 10\%$ do peso próprio da laje $\leq 1,50$
3	Toda a área	Peso Próprio

Nesta fase, as verificações de resistência e de serviço da chapa perfilada são efetuadas conforme o indicado na EN 1993 – 1-3. Em relação aos estados limite de serviço, a EN 1994 – 1-1 limita a deformação a  $L/180$ , sendo  $L$  o vão efetivo entre os apoios. Quanto à verificação para os estados limite últimos, esta é feita, seguindo também a EN 1993 – 1-1, que apresenta métodos e procedimentos experimentais de modo a verificar as capacidades resistentes das chapas perfiladas, já que os resultados obtidos por métodos analíticos não são muito precisos. No entanto, os fabricantes das chapas perfiladas através dos procedimentos normalizados fornecem os valores de resistência necessários. Um dos aspetos mais relevantes para a variação de resultados experimentais quando comparados com os analíticos, consiste no valor de cálculo utilizado para a tensão de cedência nominal da chapa perfilada ser inferior ao valor real, já que não é considerado o fenómeno de endurecimento na zona das dobras e cantos.

Note-se que na análise estrutural, de acordo com a EN 1994 – 1-1, não é permitido fazer uma redistribuição plástica dos momentos quando são utilizados escoramentos provisórios, no entanto é permitido em chapas perfiladas contínuas. A justificação para a possibilidade de redistribuição de momentos deve-se ao facto de nas chapas contínuas os apoios serem permanentes e as ações subsequentes aplicadas provocarem, na zona dos apoios, momentos fletores do mesmo sinal, enquanto na situação escorada, os apoios (escoras) são temporários e as ações subsequentes provocam o momento fletor de sinal contrário. Acrescenta-se ainda que a possibilidade de redistribuição de momentos é corroborada por estudos experimentais, de Nethercot (2003) e Stark e Brekelmans (1990), que provam que a chapa perfilada tem alguma capacidade de rotação. Segundo Johnson e Anderson (2004), a redistribuição de esforços deve de estar compreendida entre 5 e 15%, sendo sugerido que sejam feitos ensaios experimentais para redistribuições superiores a 10% (Calado, 2010).

Durante a fase construtiva também é importante ter conhecimento do fenómeno de encurvadura quando a chapa atua como cofragem, uma vez que esta corresponde a um elemento esbelto. Não obstante, e justificado pela elevada tensão de cedência do aço utilizado, a encurvadura é elástica, não representando um estado limite último de resistência. No entanto, a EN 1993 – 1-3 prevê que se despreze os fenómenos de encurvadura se a avaliação da capacidade resistente da chapa perfilada for feita com base na seção efetiva reduzida, como ilustrado na Figura 2.8.

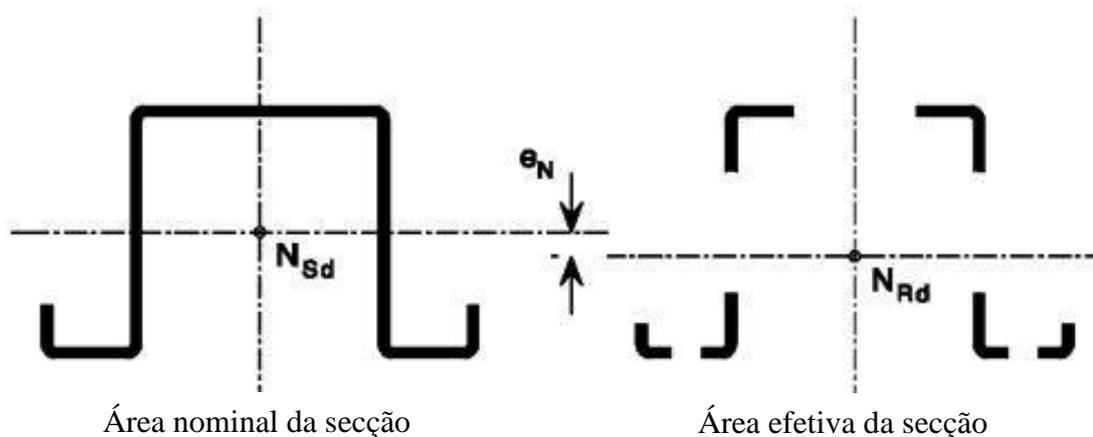


Figura 2.8 – Ilustração da área efetiva de um enformado a frio

Assim, entende-se que a presença de deformações, entalhes ou reforços contínuos nos banzos ou nas almas da chapa perfilada, para além de melhorarem a conexão desta com betão, melhoram consideravelmente a resistência da seção transversal da chapa, já que têm um efeito benéfico para a quantificação da largura efetiva, isto é, a área do material a desprezar é menor.

### 2.6.2. Fase definitiva ou mista

Na fase definitiva, ou seja, a partir do momento que o betão ganha resistência suficiente e se solidariza com a chapa perfilada, as ações a serem consideradas são obtidas através da EN 1991 – 1-1. Das ações que são consideradas destacam-se: o peso próprio da chapa de aço, o peso do betão, a consideração das restantes ações permanentes, a possível existência de tetos falso e de tubagens suspensas, sobrecargas de utilização, ações devidas à fluência e retração do betão e ainda, devem ser tidas em conta as reações devido à retirada das escoras, no caso se terem sido necessárias a sua aplicação durante a fase construtiva.

No que concerne aos métodos de análise global, para avaliação dos estados limite últimos da laje mista, de acordo com a cláusula 9.4.2 da EN 1994 – 1-1, pode-se recorrer a:

- Análise elástica linear sem redistribuição de momentos nos apoios internos e considerando a fendilhação do betão nessas zonas. Neste caso prevê-se a avaliação da capacidade resistente da laje com um modelo de rigidez de flexão variável, sendo que na zona do apoio, de momentos negativos, utiliza-se o momento de inércia para a seção de betão fendilhada e para a zona de momentos positivos utiliza-se o momento de inércia correspondente à seção de betão não fendilhada;

- Análise elástica linear com ou sem redistribuição de momentos nos apoios internos e utilizando a rigidez de flexão não fendilhada em toda a extensão da laje. No caso de se optar por redistribuir os momentos na seção de apoio, o valor máximo corresponde a 30%, de acordo com a EN 1994 – 1-1;
- Análise rígido-plástica, desde que se demonstre que as seções onde são necessárias rotações plásticas tenham capacidade de rotação suficiente;
- Análise elasto-plástica, de modo a ter em consideração o comportamento não linear dos materiais.

Os procedimentos utilizados para a verificação dos estados limite últimos e para a verificação dos estados limite de serviço serão abordados em detalhe nos subcapítulos 2.7 e 2.8. No entanto note-se que a verificação das condições de segurança, segundo a cláusula 9.4.2 (2), deve ser feita recorrendo a uma análise elástica linear, considerando os efeitos da fendilhação na zona dos apoios internos, de acordo com a cláusula 5.4.2.3.

## **2.7. Verificação da segurança para os estados limite últimos (ULS)**

A quantificação e combinação de ações para a verificação dos estados limite últimos, não sendo exceção das outras estruturas, devem ser efetuadas de acordo com a EN 1990 e com a EN 1991.

As lajes mistas estão preparadas para resistir essencialmente a cargas uniformemente distribuídas, pelo que, no caso de consideração de cargas lineares ou concentradas, a verificação das lajes mistas deve de seguir o preconizado na EN 1994 – 1-1, cláusula 9.4.3.

A análise mais comum para avaliação do comportamento estrutural consiste num sistema simplesmente apoiado, não obstante o dimensionamento de lajes contínuas também é possível desde que seja prevista uma quantidade de armadura suficiente de continuidade nos apoios intermédios, junto à face superior.

### **2.7.1. Modos de rotura**

A resistência de uma laje mista com chapa perfilada deve de ser suficiente para suportar as ações de cálculo ( $E_d$ ) e assegurar que nenhum dos modos de rotura é atingido e, por isso, a verificação da segurança deve compreender a resistência ( $R_d$ ) adequada para o momento fletor, para a força de corte longitudinal, para o esforço transversal e para o punçoamento.

$$E_d \leq R_d \quad (2.2)$$

O colapso de uma estrutura mista pode ocorrer de acordo com os respectivos modos (Figura 2.9):

- Rotura por momento fletor excessivo – ocorre quando o momento atuante é superior ao momento resistente. Este modo de colapso é, de uma forma geral, o condicionante para lajes mistas com vãos médios a grandes com graus de interação elevados entre a chapa perfilada e o betão e, ocorre por plastificação da chapa de aço ou esmagamento do betão em compressão (secção I);
- Rotura por corte longitudinal excessivo entre o betão e a chapa perfilada e, ocorre quando a força atuante é superior à força resistente ao corte longitudinal, no vão de corte,  $L_s$  (secção II);
- Rotura por esforço transversal excessivo e, ocorre quando o esforço atuante é superior ao esforço transversal resistente (secção III);
- Rotura por punção, ocorre em zonas de cargas concentradas elevadas.

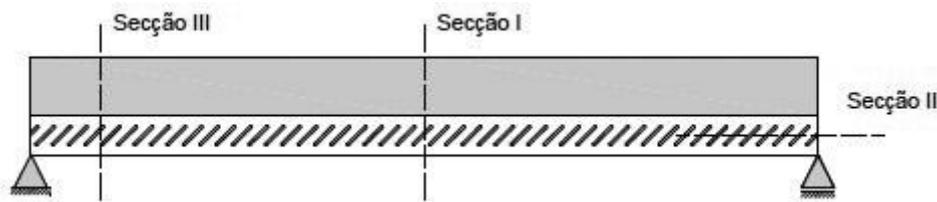


Figura 2.9 – Secções críticas de rotura (Calado, 2010)

Os modos de rotura da laje mista também pode ser avaliados de acordo com o comportamento de colapso, dúctil ou frágil, que depende das características da interface aço-betão. Neste ponto é importante referir que as lajes mistas com chapa perfilada reentrante tendem a exibir um comportamento mais dúctil, bem como a introdução de deformações, bossas ou entalhes na chapa perfilada trapezoidal, que contribuem para a aproximação do comportamento dúctil da laje mista.

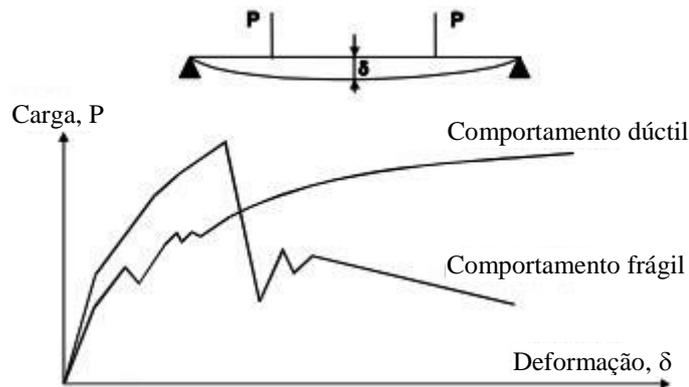


Figura 2.10 – Comportamento dúctil vs Comportamento frágil3-5

### 2.7.2. Combinação de ações

As combinações necessárias para o correto dimensionamento para os Estados Limite Últimos (ULS) e para os Estados Limite de Serviço (SLS) são feitas de acordo com a EN 1990 (2009).

Para ULS as combinações usadas para a formulação das tabelas de dimensionamento foram as fundamentais, de acordo com o disposto na cláusula 6.4.3.2. Equação (2.3).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}, \quad (2.3)$$

onde,

$G_{k,j}$  representa o valor das ações permanentes,

$Q_{k,1}$  representa o valor das ações variáveis,

$\gamma_G$  representa o coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes e toma o valor de 1.35,

$\gamma_Q$  representa o coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis e toma o valor de 1.5.

Para SLS as combinações usadas foram as características, seguindo o preconizado na cláusula 6.5.3. Equação (2.4).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} \quad (2.4)$$

### 2.7.3. Momento fletor resistente

Os procedimentos normativos que abordado a capacidade resistente de flexão são corroborados por extensos estudos numéricos e experimentais realizados por Stark e Brekelmans (1990, 1996) nas décadas de 80 e 90.

A avaliação da resistência à flexão é preconizada na EN 1994 – 1-1, cláusula 9.7.2, que considera que o método de análise mais adequado consiste numa análise rígido-plástica utilizando blocos retangulares de tensões.

O regulamento toma por princípio que a contribuição das chapas perfiladas de aço para a compressão deve ser desprezada, excetuando-se os casos de continuidade sobre os apoios e quando para a fase de construção não foi feita a redistribuição de momentos negativos.

Incidindo na situação de momento fletor positivo, a EN 1994 – 1-1 compreende duas situações, e conseqüentemente duas formulações, dependendo da posição do eixo neutro plástico encontrar-se no betão ou na chapa perfilada.

Antes de se apresentar a formulação que conduz a avaliação do momento fletor resistente plástico ( $M_{pl,Rd}$ ), importa referir algumas considerações gerais:

- A seção de betão resiste a uma tensão de rotura à compressão igual a 0.85 do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão ( $f_{cd}$ ),  $0.85 f_{cd}$ , valor este que é constante em toda a altura da seção transversal entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão;
- É desprezada a resistência do betão à compressão;
- A seção da chapa perfilada resiste a uma tensão igual ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço da chapa,  $f_{yp,d}$  (tração e compressão);
- Para a determinação da área efetiva da chapa perfilada,  $A_{pe}$ , deverá ser desprezada a espessura de zincagem, das bossas e dos entalhes.

Na abordagem do caso cujo eixo neutro plástico encontra-se no betão, tem-se que a força de compressão no betão é superior à força de tração atuante na chapa perfilada. Na Figura 2.11 é apresentada a distribuição de tensões, sem considerar a existência de reforços de armadura.

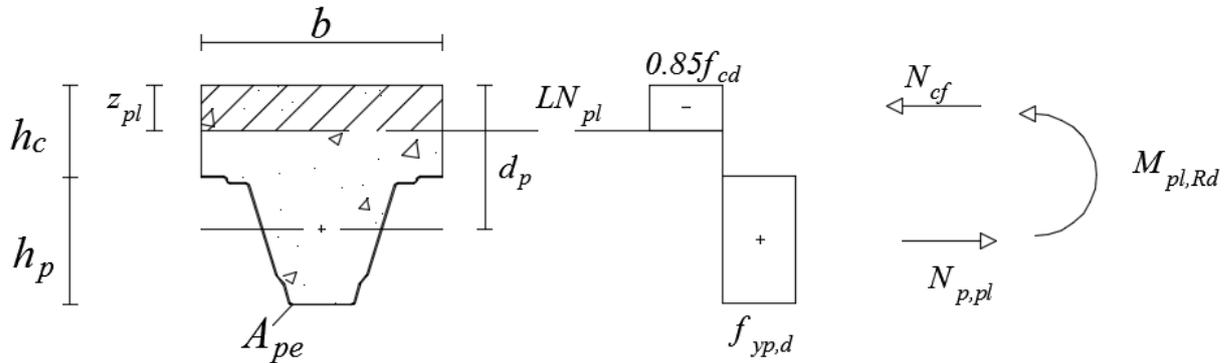


Figura 2.11 – Distribuição plástica de tensões com o eixo neutro plástico no betão, acima da chapa perfilada

Para a determinação do eixo neutro plástico,  $z_{pl}$ , e do momento fletor resistente plástico,  $M_{pl,Rd}$ , são usadas as equações (2.5) e (2.6).

$$\sum F_H = 0 \Leftrightarrow z_{pl} b 0.85 f_{cd} = N_{p,pl} \Rightarrow z_{pl} = \frac{N_{p,pl}}{b 0.85 f_{cd}}, \quad (2.5)$$

$$M_{pl,Rd} = N_{p,pl} \left( d_p - \frac{z_{pl}}{2} \right), \quad (2.6)$$

em que,

$$N_{p,pl} = A_{pe} f_{yp,d}, \text{ representa a força de plastificação da seção efetiva da chapa, } A_{pe}; \quad (2.7)$$

$$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} A_c, \text{ representa a força de compressão no betão, considerando conexão total.} \quad (2.8)$$

O segundo caso, apesar de não ser usual, consiste na existência da força de compressão no betão ( $N_c$ ) ser inferior à força de tração na chapa perfilada,  $N_{p,pl}$ , e por isso a linha do eixo neutro plástico situa-se na zona da chapa perfilada, como ilustrado na Figura 2.12.

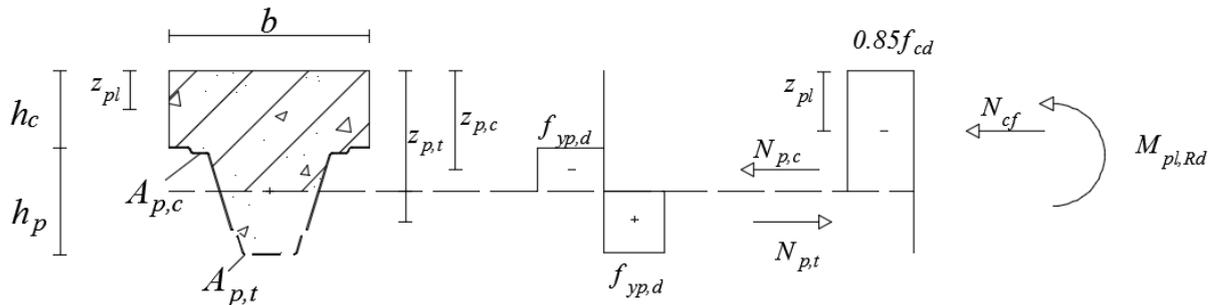


Figura 2.12 – Distribuição plástica de tensões com o eixo neutro plástico na chapa perfilada

Para este caso, a determinação da posição da linha do eixo neutro plástico é feita iterativamente, em função das áreas de betão ( $A_c$ ), da chapa perfilada à compressão ( $A_{p,c}$ ) e da chapa perfilada à tração ( $A_{p,t}$ ). Deste modo, tem-se:

$$N_{p,c} = A_{p,c}f_{yp,d}, \text{ que representa a força de plastificação da seção efetiva da chapa à compressão;} \quad (2.9)$$

$$N_{p,t} = A_{p,t}f_{yp,d}, \text{ que representa a força de plastificação da seção efetiva da chapa à tração;} \quad (2.10)$$

O cálculo da posição do eixo neutro plástico, é determinado a partir da equação (2.11):

$$-(N_{cf} + N_{p,c}) + N_{p,t} = 0 \quad (2.11)$$

O valor do momento fletor resistente plástico,  $M_{pl,Rd}$ , é obtido a partir da equação (2.12):

$$M_{pl,Rd} = N_{p,t}z_{p,t} - (N_{cf}z_c + N_{p,c}z_{p,c}) \quad (2.12)$$

De modo a ser evitado o processo iterativo para a determinação da posição do eixo neutro plástico, Stark e Brekerlmans (1990, 1996) desenvolveram uma metodologia que foi posteriormente adotada para a EN 1994 – 1-1, cláusula 9.7.2 (6). A simplificação da metodologia consiste em desprezar o betão à compressão na zona das nervuras, bem como a contribuição das armaduras aí localizadas. Assim a distribuição plástica de tensões simplificada pode ser ilustrada através da Figura 2.13.

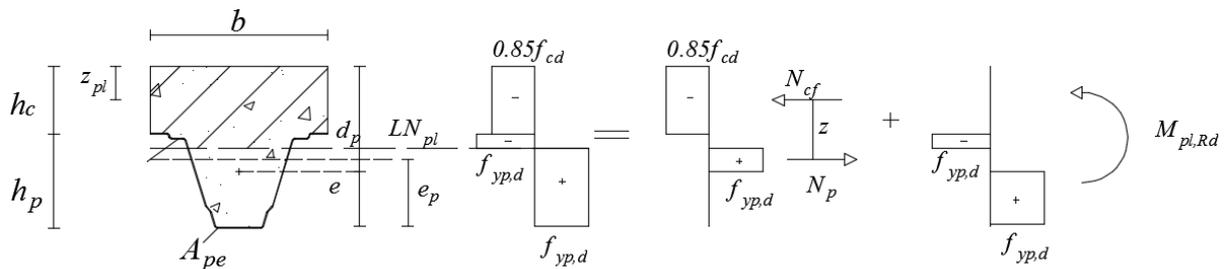


Figura 2.13 - Distribuição plástica de tensões simplificada com o eixo neutro plástico na chapa perfilada

Desta feita, a determinação do momento fletor resistente plástico,  $M_{pl,Rd}$ , pode ser obtido através de um diagrama de flexão composta plástica ( $M + N$ ) da chapa perfilada de aço que pode ser decomposto num diagrama de esforço normal,  $N_p$ , centrado no eixo neutro plástico da área efetiva da chapa e num outro diagrama de flexão,  $M_{pr}$ .

Os valores de cálculo do esforço normal resistente ( $N_p$ ) pode ser obtido a partir da equação (2.13):

$$N_p = N_{cf} = 0.85f_{cd}h_c b \quad (2.13)$$

O valor do momento fletor resistente reduzido da chapa perfilada,  $M_{pr}$ , tem em conta o facto da chapa perfilada estar sujeita a um esforço normal  $N_p$  e por consequência a diminuição do momento fletor resistente plástico da chapa perfilada,  $M_{pa}$ , devido à interação dos esforços. A equação que conduz ao valor do momento fletor resistente reduzido da chapa perfilada,  $M_{pr}$ , foi obtida através de ensaios experimentais feitos por Stark e Brekelmans (1996). Note-se que a curva de interação entre  $N_{cf}$  e  $M_{pr}$  depende da geometria da chapa e da força de plastificação da área efetiva da chapa,  $N_{pa}$ , e do momento fletor resistente plástico da chapa,  $M_{pa}$ .

Assim o momento fletor resistente reduzido da chapa perfilada de aço,  $M_{pr}$  é obtido a partir da equação (2.14):

$$M_{pr} = 1.25M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa}, \quad (2.14)$$

em que,

$$N_{pa} = N_{p,pl} = A_{pe} f_{yp,d} \quad (2.15)$$

$$M_{pa} = W_{pe,pl} f_{yd,p}, \quad (2.16)$$

Para a determinação do valor do braço,  $z$ , que também depende da geometria da chapa pode ser obtido a partir da equação (2.17).

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}}, \quad (2.17)$$

onde,

$e_p$  representa a distância entre o eixo neutro plástico da chapa perfilada e fibra tracionada mais afastada da laje mista;

$e$  representa a distância entre o centro de gravidade da chapa perfilada de aço e a fibra tracionada mais afastada da laje mista.

Por fim, é possível obter o momento fletor resistente plástico da seção através da equação (2.18).

$$M_{pl,Rd} = N_{cf} z + M_{pr} \quad (2.18)$$

De realçar que ambos os casos expostos assume a hipótese de conexão total entre a chapa perfilada de aço e o betão. Contudo para o caso da conexão parcial é necessário fazer algumas alterações na formulação das equações de cálculo, no entanto, uma vez que o caso da conexão parcial será abordado no capítulo 3.3, as introduções e alterações feitas nas equações serão clarificadas em detalhe no mesmo capítulo.

#### 2.7.4. Esforço de corte longitudinal resistente

A verificação da segurança do esforço de corte longitudinal é feita de acordo com a EN 1994 - 1-1, através de procedimentos experimentais em lajes mistas com chapas perfiladas, pelo facto de ser difícil o desenvolvimento de um modelo mecânico que concerne os vários parâmetros que interferem na força resistente ao corte longitudinal.

Como referido anteriormente, este o modo de colapso associado ao esforço em estudo, ocorre, como o próprio nome indica, devido ao corte longitudinal atuante entre o betão e a chapa

perfilada ser superior ao resistente, sendo neste caso um fator preponderante o grau de conexão entre existente entre ambos os materiais.

Segundo as cláusulas 9.7.3 e 9.7.4, constata-se que o regulamento compreende dois casos diferente para a determinação do valor de cálculo da força resistente ao corte longitudinal,  $V_{l,Rd}$ :

- Corte longitudinal em lajes mistas sem amarração de extremidade;
- Corte longitudinal em lajes mistas com amarração de extremidade.

Note-se que o comportamento do esforço de corte longitudinal pode ser considerado dúctil se a carga de colapso associada não exceder em mais de 10% a carga que provoca um deslocamento relativo entre o betão e a chapa perfilada de 0.01 mm, na extremidade da laje mista.

Para a determinação das situações anteriores a EN 1994 – 1-1 prevê a realização de ensaios experimentais, o método *m-k* ou método da conexão parcial. Refira-se que ambos os métodos serão abordados em detalhe no capítulo 3.

#### **2.7.5. Esforço transversal resistente**

O cálculo da resistência do esforço transversal de uma laje mista,  $V_{v,Rd}$ , é remetido pela EN 1994 – 1-1 para a cláusula 6.2.2 da EN 1992 – 1-1. No entanto, a metodologia que é proposta apresenta alguns aspetos conservativos, nomeadamente ser desprezada a altura total das nervuras de betão devido à análise ser feita de forma análoga à verificação do esforço transversal para as vigas, para além de que a contribuição da chapa perfilada é totalmente desprezada. Os aspetos conservativos considerados levaram a que fosse estudado a avaliação da resistência da chapa perfilada ao esforço transversal através do preconizado na EN 1993 – 1-3.

Deste modo, importa realçar que a avaliação foi feita através dos dois métodos enunciados, através da resistência parcial da nervura de betão (EN 1992 – 1-1) e através da resistência da chapa perfilada (EN 1993 – 1-3), de forma individual.

O primeiro processo, preconizado na EN 1994 – 1-1, cláusula 9.7.5, para avaliação da resistência ao esforço transversal e que remete para a EN 1992 – 1-1, é o método normalizado, após ensaios experimentais realizados em lajes mistas, que mostraram que a resistência do esforço transversal era obtida simplificadamente pelas nervuras de betão, segundo Johnson (1994), apesar da laje ser constituída pela chapa perfilada na face inferior e, eventualmente por armadura de reforço. Todavia, segundo Calado (2010), a armadura existente apenas contribui para a resistência ao esforço transversal no caso de ser prolongada de um comprimento maior

que  $(l_{bd} + d_p)$ , onde  $l_{bd}$  representa o comprimento de amarração de cálculo e  $d_p$  representa a altura útil da secção. Porém devido ao requisito anteriormente referido para as armaduras e podendo ser a chapa perfilada assimilada a uma armadura, é pouco provável que esta satisfaça a condição imposta, sendo por isso, a verificação da segurança em relação ao esforço transversal feita considerando unicamente a contribuição do betão.

Segundo Johnson (1994), a largura efetiva da nervura de betão,  $b_0$ , deve corresponder à largura média da nervura de betão trapezoidal ao nível do centro de gravidade da chapa perfilada e a altura útil da secção,  $d_p$  dever ser considerada desde o centro de gravidade da chapa perfilada até à face superior da laje mista. A Figura 2.14 ilustra a situação descrita.

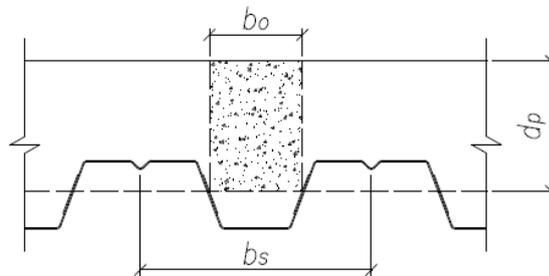


Figura 2.14 – Esquema representativo da secção efetiva resistente ao esforço transversal, pelo método da EN 1992 – 1-1

A cláusula 6.2.2 da EN 1992 – 1-1 refere-se a elementos para os quais não exigida armadura de esforço transversal, se o esforço atuante for inferior ao esforço resistente,  $V_{v,Rd}$ , dado pela equação (2.19):

$$V_{v,Rd} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_0 d_p \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_0 d_p, \quad (2.19)$$

onde,

$f_{ck}$  corresponde ao valor característico da tensão de rotura do betão à compressão,

$$k = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \right) \leq 2.0, \text{ coeficiente com } d_p, \text{ em } mm,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_0 d_p} \leq 0.02, \text{ corresponde à taxa de armadura longitudinal,}$$

$A_{sl}$  corresponde à área de armadura de tração (chapa perfilada mais armadura longitudinal dentro da nervura) prolongada de um comprimento de amarração de cálculo  $(l_{bd} + d_p)$  para além da secção considerada, em  $mm^2$ ,

$b_0$ , representa a largura média da nervura de betão, em  $mm$ ,

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2f_{cd}$ , que corresponde à tensão normal média na secção transversal de betão, em MPa,

$N_{Ed}$  corresponde ao esforço normal na secção, em N,

$A_c$  representa a área da secção transversal de betão, em  $mm^2$ ,

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c},$$

$$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2},$$

$$k_1 = 0.15.$$

Atendendo a que, segundo Calado (2010), de um modo geral, a chapa perfilada não se encontra prolongada para além do apoio do comprimento de amarração de cálculo mais a altura útil da laje mista e é inexistente a armadura longitudinal nas nervuras, a taxa de armadura no cálculo é considerada nula. Outra consideração importante no cálculo recai sobre a consideração da tensão  $\sigma_{cp}$  nula, apesar do efeito da compressão do betão na zona do momento fletor negativo ser benéfico, no caso de lajes mistas contínuas com apoios intermédios.

No entanto, em alternativa ao método anterior, dado aquele ser muito conservativo calculou-se a resistência ao esforço transversal, considerando apenas a resistência providenciada pela alma da chapa perfilada (Figura 2.15), nomeadamente a secção da alma. O método alternativo é preconizado na EN 1993 -1-3, cláusula 6.1.5.

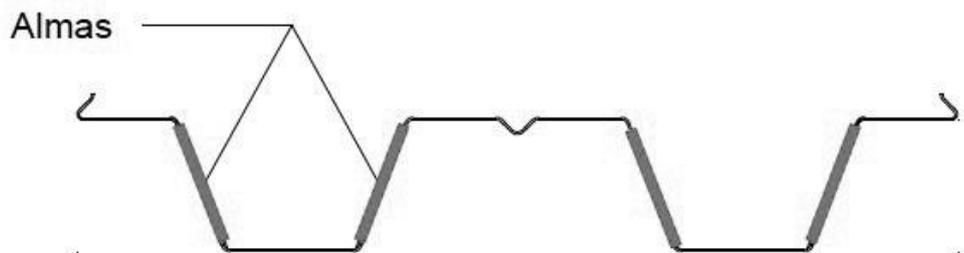


Figura 2.15 - Esquema representativo da secção resistente ao esforço transversal, pelo método da EN 1993 – 1-3

Assim sendo, o valor de cálculo do esforço transversal resistente da alma da chapa perfilada,  $V_{w,Rd}$ , é dado pela equação (2.20).

$$V_{w,Rd} = V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} t f_{bv}}{\gamma_{M0}}, \quad (2.20)$$

onde,

$h_w$  representa a altura da alma da chapa,

$t$  representa a espessura da chapa,

$f_{bv}$  representa o valor da tensão tangencial, considerando a encurvadura da alma,

$\phi$  representa o ângulo da alma da chapa relativamente com o banzo da mesma,

$\gamma_{M0}$  representa o coeficiente parcial de segurança e toma o valor de 1.

Para o cálculo da tensão tangencial considerando a encurvadura,  $f_{bv}$ , importa primeiro calcular o valor da esbelteza normalizada da alma,  $\bar{\lambda}_w$ , segundo a EN 1993 – 1-3, através da equação (2.21)

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E_a}}, \quad (2.21)$$

em que,

$s_w$  representa o comprimento da alma da chapa,

$f_{yb}$  representa a tensão de cedência do aço da chapa perfilada,

$E_a$  representa o módulo de elasticidade do aço.

A compreensão dos parâmetros geométricos das equações (2.20) e (2.21) pode ser facilitada através da Figura 2.16.

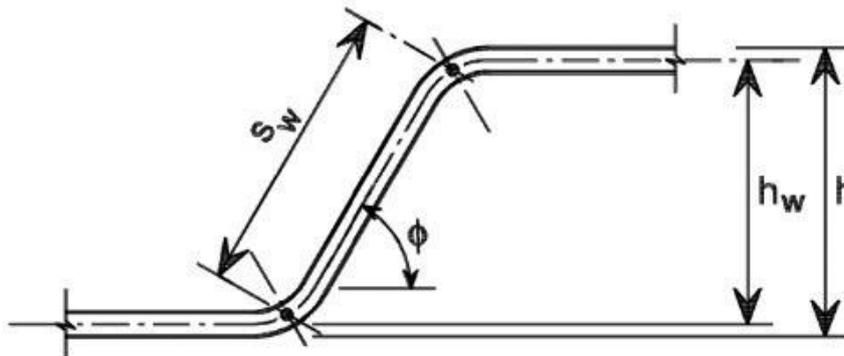


Figura 2.16 – Definição dos parâmetros geométricos da chapa perfilada

Como referido o cálculo de  $f_{bv}$  é feito com base no valor de  $\bar{\lambda}_w$  através das correlações apresentadas no quadro 6.1 da EN 1993 – 1-3. (Tabela 2-2)

Tabela 2-2 – Correlações para a determinação do valor da tensão tangencial em função da esbelteza normalizada

Esbelteza normalizada da alma	Alma sem reforços transversais nos apoios	Alma com reforços transversais nos apoios <sup>(1)</sup>
$0,83 \leq \bar{\lambda}_w$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

<sup>(1)</sup> Os reforços transversais nos apoios são para impedir a distorção da alma e devem ser dimensionados para resistir à reação de apoio.

### 2.7.6. Punçoamento

O comportamento das lajes mistas com chapa perfilada no que concerne ao punçoamento, de forma análoga às lajes de betão armado, também se considera que o colapso poderá ocorrer quando esta estiver sujeita a cargas concentradas muito elevadas e, para a avaliação da segurança da laje ao punçoamento considera-se um contorno crítico que envolve a área carregada e uma distância que depende da espessura de betão acima da chapa perfilada,  $h_c$ , bem como a distância do centro de gravidade da área efetiva da chapa perfilada à face superior da laje,  $d_p$ .

Assim, a avaliação da resistência ao punçoamento, de acordo com a EN 1994 – 1-1, é feita através da cláusula 6.4.4 da EN 1992 – 1-1. Nesse sentido, o valor final de cálculo da resistência ao punçoamento,  $V_{p,Rd}$ , é obtido através da multiplicação do contorno crítico,  $c_p$ , por uma espessura constante de betão,  $d$  que representa a distância média das armaduras de tração à face superior da laje, em *mm* e pelo valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento,  $v_{p,Rd}$ . A A formulação matemática é apresentada pela equação (2.22):

$$V_{p,Rd} = v_{p,Rd} c_p d, \quad (2.22)$$

onde,

$$v_{p,Rd} = V_{v,Rd}$$

A EN 1994 – 1-1 não faz qualquer referência á contribuição que o betão existente entre as nervuras da chapa perfilada tem para a resistência ao punçoamento, pelo que se pode admitir que a resistência ao ser avaliada num contorno crítico,  $c_p$ , para uma altura constante  $d$ , torna esta metodologia conservadora.

## **2.8. Verificação dos estados limite de serviço (SLS)**

### **2.8.1. Introdução**

A verificação dos Estados Limite de Serviço, segundo a EN 1994 – 1-1, consiste nos controlos da fendilhação, de modo a que o funcionamento estrutural correto, durabilidade e estética da laje mista não sejam afetados, e da deformação, a fim de garantir que os limites normativos não são ultrapassados nas fases construtiva e definitiva.

Nas lajes mistas de grande vão e/ou de reduzida espessura, o dimensionamento pode ser condicionado pelas condições de serviço, sendo o estado limite de deformação, em geral o mais condicionante. Adicionalmente, pode ainda ser verificado o estado limite de vibração.

Para a quantificação e combinação de ações para a verificação dos estados limite de serviço podem utilizar-se a EN 1990 e a EN 1991.

### **2.8.2. Controlo da fendilhação**

A cláusula 9.8.1, da EN 1994 – 1-1, refere que o controlo de fendilhação deverá ser verificado de acordo com a EN 1997 – 1-1, cláusula 7.3.

A sua verificação apenas se torna necessária, na zona de momentos negativos, uma vez que a zona inferior da laje mista em toda a sua área possui a chapa perfilada, que protege e não expõe a zona do betão inferior da laje ao ar exterior.

No caso de serem aceites fendas sem ser necessário limitar a sua largura de segurança, como é um caso de uma laje mista contínua simplesmente apoiada, são impostas quantidades de armadura mínimas localizada acima das nervuras, conforme o tipo de construção na fase construtiva, escorado ou não escorado. Para o primeiro caso impõe-se a utilização de uma quantidade de armadura de 0.4% da área situada acima das nervuras e para o 2º caso impõe-se a quantidade mínima de 0.2%.

Importa salientar que a quantidade mínima de armadura não garante que as larguras das fendas sejam inferiores a 0.3 mm.

### **2.8.3. Controlo da deformação**

O controlo da deformação deve ser feito para as duas fases de dimensionamento da laje mista, fase construtiva e fase definitiva. A EN 1994 – 1-1 compreende as todas as normas a adotar, remetendo por vezes para a EN 1992 – 1-1 e para a EN 1993 – 1-3.

Para a fase construtiva, momento cujo a chapa perfilada é utilizada como cofragem, as deformações devem ser calculadas segundo a cláusula 7, da EN 1993 – 1-3. Através de uma análise elástica das deformações devido a cargas unicamente aplicadas na chapa perfilada de aço. Para a fase definitiva, desprezando os efeitos de retração, devem ser calculadas as deformações devido a cargas aplicadas ao elemento misto através de uma análise elástica, de acordo com a cláusula 7.4 da EN 1992 – 1-1.

Para o cálculo da flecha máxima utilizou-se a equação (2.23):

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{w_{ed} L^4}{E_a I_{eq}}, \quad (2.23)$$

em que,

$\delta_{m\acute{a}x}$  representa o valor da flecha máxima,

$w_{ed}$  representa o valor da carga uniformemente distribuída na laje mista,

$E_a$  representa o módulo de elasticidade do aço,

$I_{eq}$  representa momento de inércia da laje mista homogeneizada em aço,

$L$  representa o comprimento do vão da laje mista.

Note-se que a EN 1994 – 1-1 prevê que o cálculo das flechas fica dispensado se forem verificadas as seguintes condições:

- A primeira condição é verificada quando a relação entre o vão e a altura útil da laje,  $L/d_p$ , não excede os limites indicados na EN 1992 – 1-1, quadro 7.4N, para o betão levemente solicitado,  $\rho = 0.5\%$ .
- A segunda condição verifica-se quando a carga de escorregamento inicial observada nos ensaios (definida como a carga que provoca um escorregamento de extremidade de 0.5 mm) excede 1.2 vezes o valor de cálculo da carga de serviço.

Considerando lajes mistas contínuas, para o tramo intermédio cuja conexão é obtida através dos métodos mencionados na Figura 2.2 (imagens 1), 2) e 3)), a flecha pode ser determinada considerando as seguintes aproximações:

- O momento de inércia da laje mista ( $I_{eq}$ ) poderá ser considerado igual à média dos valores relativos à secção fendilhada ( $I_1$ ) e à secção não fendilhada ( $I_2$ ). Ver equações (2.25) e (2.26) e, (2.27) e (2.28), respetivamente.

- Para o betão, pode utilizar-se um valor médio do coeficiente de homogeneização para os efeitos de longo e curto prazo, calculado a partir da equação (2.24), ou seja é tido em conta a fluência do betão a longo prazo através do módulo de elasticidade reduzido igual a  $E_{cm}/2$ .

$$n = 2E_a/E_{cm} \quad (2.24)$$

em que,  $E_a$  representa o módulo de elasticidade do aço e  $E_{cm}$  representa o módulo de elasticidade do betão.

Sinteticamente, os procedimentos de cálculo são apresentados para a determinação dos momentos momento de inércia:

- Determinação do centro de gravidade ( $z_e$ ) (Equação (2.25)) e do momento de inércia ( $I$ ) (Equação (2.26)) – Secção fendilhada.
- 

$$z_{e,1} = \frac{nA_{pe}}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_{pe}}} - 1 \right) \quad (2.25)$$

$$I_1 = \frac{bz_e^3}{3n} + I_p + A_{pe}(d_p - z_e)^2 \quad (2.26)$$

- Determinação do centro de gravidade ( $z_e$ ) (Equação (2.27)) e do momento de inércia ( $I$ ) (Equação (2.28)) – Secção não fendilhada;

$$z_{e,2} = \frac{\frac{bh_c^2}{2} + b_0h_p d_p + nA_{pe}d_p}{bh_c + b_0h_p + nA_{pe}} \quad (2.27)$$

$$I_2 = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c}{n} \left( z_{e,2} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_0h_p^3}{12n} + \frac{b_0h_c}{n} \left( h - z_{e,2} - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_{pe}(d_p - z_{e,2})^2 + I_p \quad (2.28)$$

## 3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE LONGITUDINAL

### 3.1. Introdução

Um dos principais objetos de estudo da presente dissertação abrange a avaliação da resistência do corte longitudinal de lajes mistas, sendo este um dos modos de colapso mais condicionantes para a rotura de lajes mistas. No entanto, dada à dificuldade de desenvolvimento de um modelo analítico que contenha todas as propriedades e parâmetros que influenciam a resistência ao corte longitudinal, são em geral usados métodos semi-empíricos baseados em parâmetros obtidos por via experimental, como sejam o método  $m-k$  e o método da conexão parcial previstos no Anexo B do Eurocódigo 4, parte 1-1.

### 3.2. Método $m-k$

#### 3.2.1. Descrição geral do método e aplicação

Este método semi-empírico foi proposto por Porter e Ekberg e 1976 e utiliza o esforço transversal vertical da laje para avaliar a força de corte longitudinal da conexão. O método baseia-se num extenso estudo experimental em mais de 350 lajes mistas, simplesmente apoiadas, ensaiadas na Universidade de Iowa, tendo-se verificado que a rotura por corte longitudinal era o modo mais frequente de colapso para lajes de médio vão.

Na EN 1994 – 1-1, Anexo B.3, é descrito o procedimento experimental. Segundo o disposto no regulamento, o ensaio experimental baseia-se na aplicação de duas cargas lineares sobre uma laje mista simplesmente apoiada. Para determinar a força de corte longitudinal da conexão no vão de corte,  $L_s$ , esta metodologia utiliza o esforço transversal vertical da laje. Nesta sequência, surge o método  $m-k$  que permite relacionar a força de corte longitudinal e a força de corte transversal em fase elasto-plástica. A regressão linear (reduzida de 15%) obtida dos ensaios realizados por Porter e Ekberg (1976) é representada na origem como  $k$  (MPa) e tem como declive  $m$  (MPa). A ilustração do procedimento experimental, bem como dos resultados obtidos pode ser observada na Figura 3.1 e Figura 3.2, respetivamente.

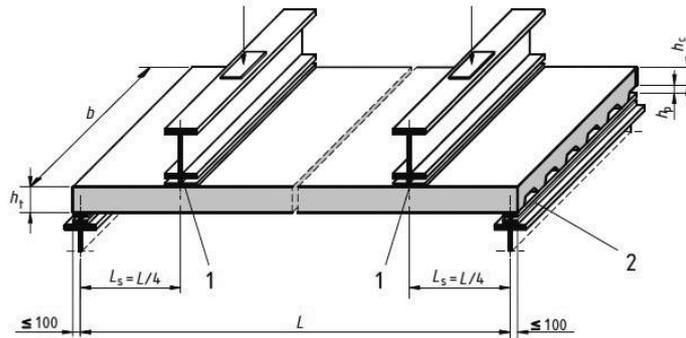


Figura 3.1 – Esquema do procedimento experimental para a determinação dos parâmetros  $m$  e  $k$

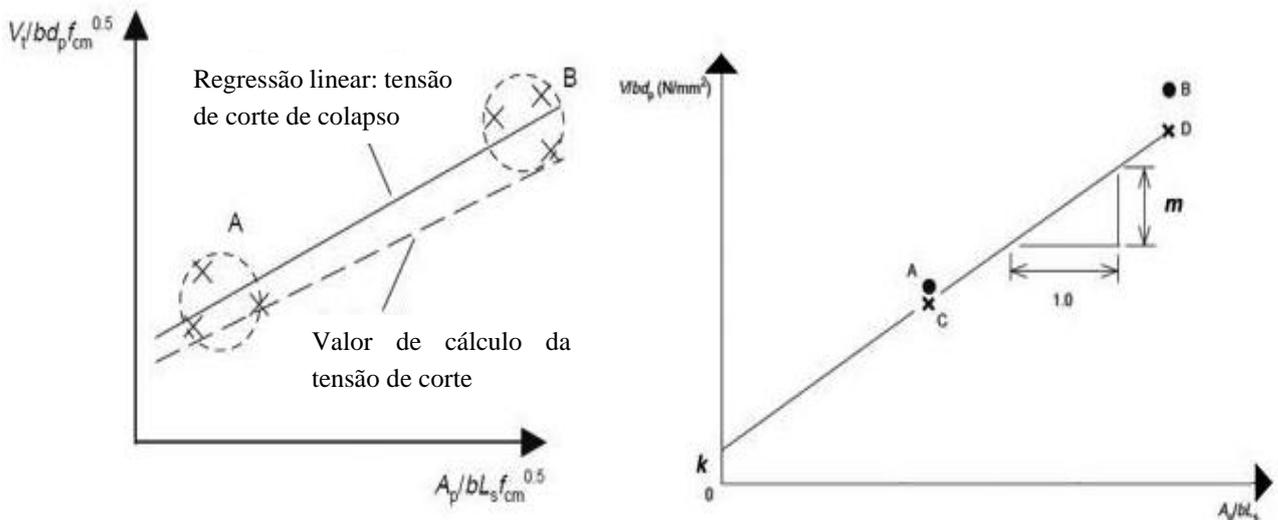


Figura 3.2 – Valor de cálculo do esforço de corte longitudinal

A partir dos parâmetros  $m$  e  $k$ , de acordo com a EN 1994 – 1-1, a cláusula 9.7.3, prevê que o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal resistente,  $V_{l,Rd}$ , que deve ser superior ao esforço de corte vertical atuante,  $V_{Ed}$ , pode ser determinado a partir da equação (3.1).

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{vs}} \left( \frac{m A_p}{b L_s} + k \right), \quad (3.1)$$

onde,

$b, d_p$  são em  $mm$ ,

$A_p$  corresponde à área nominal da chapa perfilada em  $mm^2$ ,

$m, k$  representam os parâmetros característicos da chapa perfilada que devem de ser obtidos através de ensaios experimentais e fornecidos pelo fabricante, em  $(N/mm^2)$ ,

$\gamma_{vs}$  representa o coeficiente parcial de segurança relativo à conexão, cujo valor recomendado é de 1.25,

$L_s$  representa o vão de corte, em *mm*.

O parâmetro  $L_s$  depende do tipo de carregamento e das condições de apoio do vão:

- Para uma laje mista simplesmente apoiada com uma carga uniformemente distribuída aplicada na totalidade do vão,  $L_s = \frac{L}{4}$ , onde  $L$  representa o comprimento efetivo do vão da laje mista. Para cargas concentradas iguais e simétricas, o valor de  $L_s$  é igual à distância entre a carga aplicada e o apoio mais próximo.
- Para uma laje mista contínua,  $L_s$  é igual a  $\frac{0.8L}{4}$ , para vãos intermédios e igual a  $\frac{0.9L}{4}$ , para vãos de extremidade.

É importante mencionar que o comportamento dúctil ou frágil não reproduz qualquer alteração no cálculo da força resistente ao corte longitudinal, uma vez que considera que a conexão entre a chapa perfilada e o betão apresenta sempre um comportamento frágil traduzido no coeficiente parcial de segurança usado,  $\gamma_{vs}$ , ou seja, mesmo que a chapa perfilada tenha propriedades que permitam uma boa conexão com o betão, nos resultados obtido a partir do método *m-k*, estas nunca são consideradas, sendo esta uma das principais desvantagens na utilização do método *m-k* (Calado, 2010).

Considerando o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal calculado a partir do método do *m-k*, e confrontando com os resultados dos valores de cálculo das forças resistentes de flexão e de corte vertical, o dimensionamento, em função da geometria da chapa perfilada, do comprimento do vão da laje mista e da espessura desta, podia ser efetuado com base na Figura 3.3.

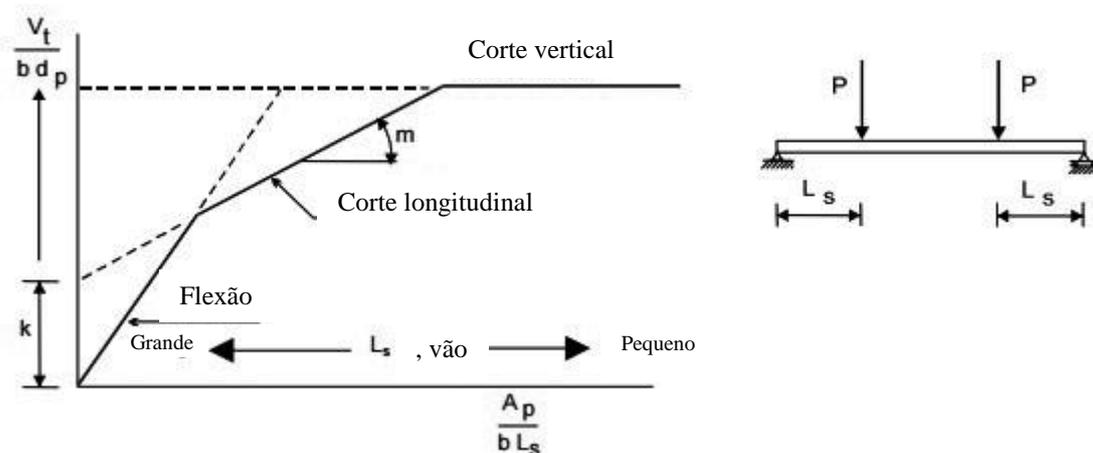


Figura 3.3 – Modos de rotura (com esforço de corte longitudinal calculado pelo método  $m-k$ )

### 3.2.2. Considerações do método $m-k$

A utilização deste método é mais direcionado para modelos estruturais com pequenos vãos e comportamento frágil.

Algumas das desvantagens do método  $m-k$  estudadas por Bode & Sauerborn (1993), na Alemanha, e por Patrick & Bridge (1990), na Austrália, segundo Johnson (2004) são apresentadas seguidamente:

- O método  $m-k$  não se baseia num modelo mecânico e, por isso todas as considerações feitas no cálculo da força resistente, pelo lado da segurança são conservativas, sendo um bom exemplo o coeficiente parcial de segurança usado,  $\gamma_{vs}$ , como referido anteriormente;
- São necessários fazer muitos ensaios experimentais adicionais para se obter um conjunto de resultados suficiente que possa definir um sistema com as devidas condições estruturais, pelo que torna-se complexo a avaliação do esforço de corte longitudinal resistente com amarração de extremidade ou a introdução de armadura de reforço na zona inferior da laje mista, por exemplo;
- O método de avaliação usado nos diferentes testes realizados é igual, quer para comportamento frágil, quer para comportamento dúctil. Apesar da utilização de um fator de redução de 0.8 preconizado na EN 1994 – 1-1 para o comportamento frágil, este não representa a vantagem de utilização de chapas perfiladas com capacidade para realizar uma boa interligação mecânica com o betão, já que a vantagem de ter estas propriedades na chapa perfilada permitem um melhor desempenho quanto maior for o vão;

- Este método não permite definir corretamente o efeito benéfico da força de atrito sobre os apoios, que é influente, principalmente em vãos pequenos;

### 3.3. Método da conexão parcial

De forma a serem exploradas todas as potencialidades da chapa perfilada, bem como a introdução de amarrações de extremidade de uma forma mais fácil foi desenvolvido o método da conexão parcial, que é caracterizado pela utilização o valor de cálculo da tensão última resistente ao corte,  $\tau_{u,Rd}$ , na interface aço-betão.

O método da conexão parcial implica a avaliação do momento fletor resistente em conexão parcial, por consequência, segundo este método, a verificação do esforço de corte longitudinal é incorporada na verificação da laje mista à flexão.

#### 3.3.1. Descrição geral do método e aplicação

O método da conexão parcial ou da tensão  $\tau_u$  aplica-se essencialmente a sistemas estruturais mistos com um comportamento dúctil, sendo este, em geral, o comportamento das lajes mistas. As bases deste método foram desenvolvidas por meio da utilização de leis constitutivas, de forma a determinar a distribuição e o diagrama de tensões ao longo da secção transversal, através de ensaios experimentais.

O método da conexão parcial é apresentado na EN 1994 – 1-1 e é uma alternativa ao método *m-k*. A sua formulação possibilita a introdução de sistemas de amarração de extremidade, como por exemplo a introdução da força resistente provocada pela utilização de pernos de cabeça soldados na chapa, combinado com interligação mecânica ou por atrito, ou deformações na chapa perfilada, combinado com interligação mecânica apenas, através da utilização de chapas perfiladas reentrantes. Note-se que a utilização de pernos de cabeça soldados como sistema de amarração de extremidade, só pode ser feito para o caso de serem soldados no banzo da viga de suporte através da chapa perfilada, o que implica que o processo de soldadura seja feito *in situ*. No entanto refira-se que é possível conceber outros sistemas (Fonseca *et al*, 2015). Para além da facilidade de introdução dos sistemas de amarração, também é facilitada a avaliação do comportamento da laje com armadura de reforço longitudinal na zona inferior da laje sendo que, para ambos e como aspeto diferenciador do método *m-k*, não são exigidos ensaios experimentais adicionais.

Através do método da conexão parcial é possível obter-se um gráfico que relaciona a evolução do momento fletor resistente com o grau de conexão aço-betão, onde os limites correspondentes ao grau de conexão total e ao grau de conexão nulo correspondem o momento resistente plástico

da seção mista e o momento plástico resistente da chapa perfilada, respetivamente. Esta situação é ilustrada na Figura 3.4.

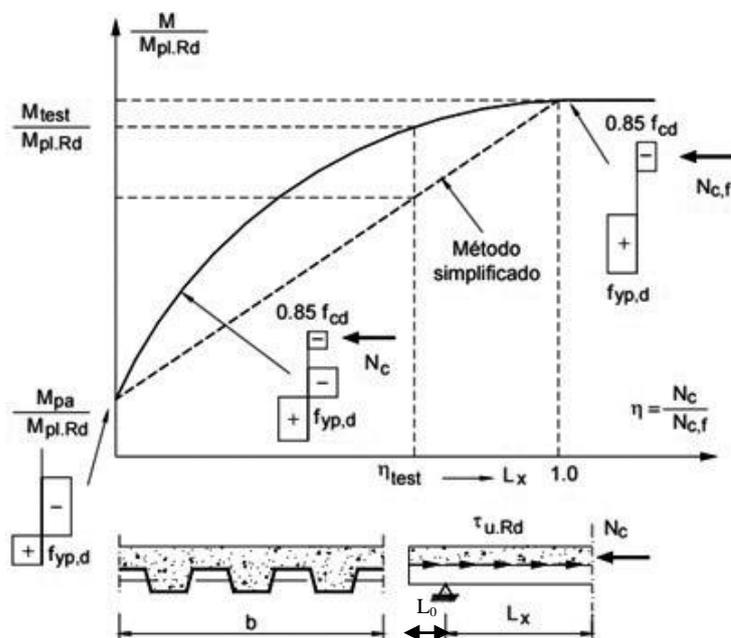


Figura 3.4 – Evolução dos resultados obtidos através do método da conexão parcial (Grau de Conexão ( $\eta$ ) vs Momento Fletor Resistente ( $M_{Rd}$ ))

Através da Figura 3.4 é possível observar que entre os extremos mencionados no parágrafo anterior, existe um caso intermédio, a conexão parcial, através da qual é possível encontrar um equilíbrio entre o grau de conexão e o valor de cálculo do momento fletor resistente, que está dependente da tensão de corte na interação aço-betão. Esta tensão é determinada através de ensaios experimentais e concomitantemente está relacionado com o grau de interação.

Relativamente ao grau de conexão ( $\eta$ ), este representa a relação entre a força de compressão no betão,  $N_c$ , e a força máxima de compressão no betão, admitindo conexão total, ( $N_{cf}$ ). (equação (3.2)).

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (3.2)$$

No caso da conexão parcial, o valor da força de compressão no betão,  $N_c$ , é inferior ao valor da força de compressão máxima no betão na situação de conexão total,  $N_{cf}$ , e depende da distância

da secção considerada ao apoio da laje, representada por  $L_x$ , bem como do valor da tensão última resistente ao corte,  $\tau_{u,Rd}$ .

Para  $L_x=0$  tem-se conexão nula; para  $L_x=L_{sf}$  dado (3.3) tem-se conexão total.

$$L_x = L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b\tau_{u,Rd}}, \quad (3.3)$$

onde,

$b$  representa a largura da laje,

$\tau_{u,Rd}$  corresponde ao valor de cálculo da tensão última resistente ao corte.

Se  $L_x \geq L_{sf}$ , a conexão é total e a rotura da laje dá-se por flexão. Se  $L_x < L_{sf} \wedge L_x \neq 0$ , a conexão é parcial e a rotura da laje dá-se por corte longitudinal (ver Figura 3.4).

O valor da tensão última de corte,  $\tau_{u,Rd}$ , de acordo com a EN 1994 – 1-1, pode ser obtido em função do grau de conexão do ensaio normalizado (Anexo B da EN 1994 – 1-1) realizado,  $\eta_{test}$ , através da equação (3.4)

$$\tau_u = \frac{\eta_{test}N_{cf}}{b(L_s + L_0)}, \quad (3.4)$$

onde,

$L_0$  representa, no caso de existir, o vão da consola (ver figura Figura 3.4),

$L_s$  representa a distância da secção de onde a força é aplicada ao apoio mais próximo (vão de corte).

Se, no cálculo, a resistência adicional ao corte longitudinal devida à reação de apoio for tida em consideração,  $\tau_u$  deverá ser determinado através da equação (3.5), subtraindo a resistência proporcionada pelo atrito,  $\mu V_t$ .

$$\tau_u = \frac{\eta_{test}N_{cf} - \mu V_t}{b(L_s + L_0)}, \quad (3.5)$$

onde,

$\mu$  representa o valor do coeficiente de atrito e que, por defeito, é considerado igual a 0.5,

$V_t$  representa o valor da reação de apoio sob a ação da carga de ensaio.

O valor característico da tensão última resistente ao corte,  $\tau_{u,Rk}$ , deverá ser calculado a partir dos valores de ensaio sendo o quantilho de 5% do modelo estatístico adequado. O valor de cálculo da tensão última resistente ao corte,  $\tau_{u,Rd}$ , é igual ao valor característico,  $\tau_{u,Rk}$ , dividido pelo coeficiente parcial de segurança relativo à conexão  $\gamma_{vs}$ , cujo o valor recomendado é 1.25.

Estudos numéricos realizados por Tenhovuori e Leskela, segundo Calado (2010), mostram que o valor da tensão última de corte depende da espessura da laje, tendo verificado que  $\tau_u$  aumenta com espessura da laje e diminui com o vão de corte,  $L_s$ . Esta situação é ilustrada na Figura 3.5 estando o gráfico normalizado em relação ao valor mínimo de  $\tau_u$  obtido para uma laje com altura de 120 mm e vão de corte de 350 mm. No entanto, na presente dissertação a figura ilustrada não tem relevância, uma vez que a espessura da laje mista considerada ultrapassa os valores considerados nos estudos numéricos.

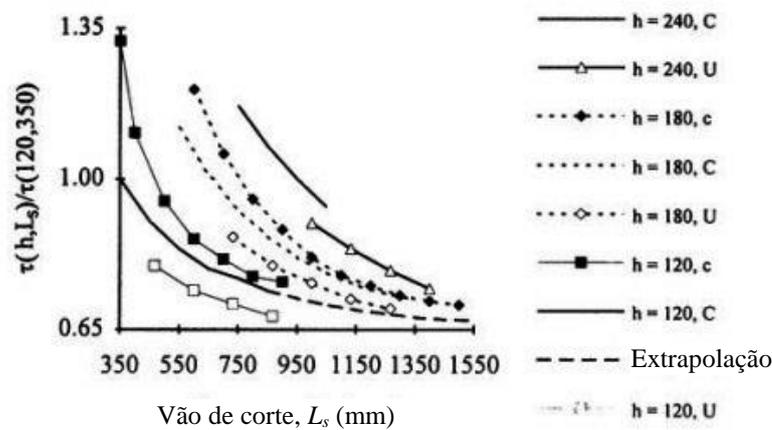


Figura 3.5 – Variação da Tensão última de corte ( $\tau_u$ ) em função do vão de corte ( $L_s$ ) e da espessura da laje ( $h$ ) (Leskela e Tenhovuori, 1997)

O cálculo do momento resistente,  $M_{Rd}$ , é feito através da equação (3.6), de forma similar na situação de conexão total.

$$M_{Rd} = N_c z + M_{pr} \quad (3.6)$$

O cálculo do momento fletor resistente para a conexão total e para a conexão parcial é similar, havendo alterações no cálculo da força de compressão no betão ( $N_c$ ) e na determinação do braço ( $z$ ) entre a força de compressão no betão e a força de tração na chapa perfilada ( $N_p$ ).

A diferença entre considerar conexão total ou parcial reside no cálculo da força de compressão no betão,  $N_c$ , que sendo necessariamente inferior à força de compressão máxima no betão,  $N_{cf}$ , pode ser calculada através da equação (3.7).

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x = \eta N_{cf} \leq N_{cf} \quad (3.7)$$

O valor de cálculo da força de compressão máxima no betão ( $N_{cf}$ ) corresponde ao valor mínimo entre a resistência à compressão da laje de betão com espessura  $h_c$  e a resistência à tração da chapa perfilada ( $N_p$ ). Obtém-se a partir da equação (3.8)

$$N_{cf} = \min(0.85f_{cd}h_cb; A_{pe}f_{yp}) \quad (3.8)$$

O valor do eixo neutro plástico do betão,  $z_{pl,c}$ , é obtido a partir da equação (3.9).

$$z_{pl,c} = \frac{N_c}{0.85f_{cd}b} \leq h_c \quad (3.9)$$

Outra alteração, comparativamente à conexão total, surge no valor do comprimento do braço entre a força de compressão no betão e a força de tração na chapa perfilada de aço,  $z$ , uma vez que não é considerada toda a altura de betão acima da chapa perfilada na avaliação da resistência na secção considerada. Assim o valor  $z$  pode ser calculado através da equação (3.10).

$$z = h - \frac{z_{pl}}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{N_{pa}} \quad (3.10)$$

A Figura 3.6 ilustra a distribuição plástica de tensões para a situação de conexão parcial.

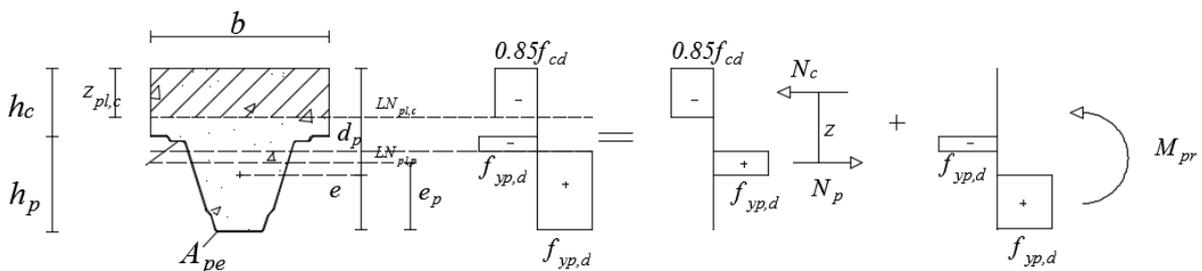


Figura 3.6 – Distribuição plástica de tensões para o método da conexão parcial

Outra das principais vantagens na utilização do método da conexão parcial, diz respeito à introdução da contribuição de sistemas de amarração de extremidade da laje, como pernos de cabeça ou deformações nas nervuras da chapa perfilada. A consideração dos sistemas de amarração de extremidade permite diminuir o comprimento  $L_{sf}$  e aumentar o momento fletor resistente numa determinada secção à distância  $L_x$ , ou seja, aumenta a resistência do elemento misto ao corte longitudinal, uma vez que a diminuição do comprimento  $L_{sf}$  implica um aumento do valor da tensão última resistente ao corte. No caso da resistência característica da amarração de extremidade ser determinada com base em ensaios experimentais, o seu valor deve ser considerado como o valor mínimo obtido de todos os ensaios reduzido de 10%. Para a

determinação do valor de cálculo divide-se o valor característico pelo coeficiente parcial de segurança,  $\gamma_{vs} = 1.25$ .

De acordo com a EN 1994 – 1-1, cláusula 9.7.4 (2), a contabilização da amarração de extremidade é feita através da adição do valor da força resistente de amarração,  $V_{ld}$ , na equação (3.7). Desta forma, a equação (3.11) fornece o valor de cálculo da força de compressão no betão para a laje mista com amarração de extremidade.

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x + V_{ld} \leq N_{cf} \quad (3.11)$$

Para o cálculo do valor da resistência de amarração de extremidade para a laje mista,  $V_{ld}$ , é obtido, considerando a resistência de corte do perno, a resistência da pressão diametral da chapa (esmagamento da chapa) e a resistência do esmagamento do betão. Dos quais, o menor valor corresponde à força resistente da amarração de extremidade,  $V_{ld}$ .

Segundo a cláusula 6.6.3, da EN 1994 – 1-1, a resistência por corte do perno e o esmagamento do betão podem ser calculados através das equações (3.12) e (3.13), respetivamente.

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0.8 f_u d^2}{\gamma_V}, \quad (3.12)$$

onde,

$f_u$  representa o valor da tensão última do aço do perno de cabeça, não superior a 500 N/mm<sup>2</sup>, de acordo com a EN 1994 – 1-1,

$d$  representa o diâmetro do fuste do perno. A EN 1994 – 1-1 prevê que  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ,

$\gamma_V$  representa o coeficiente parcial de segurança e toma o valor de 1.25.

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}, \quad (3.13)$$

com,

$$\begin{cases} \alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ \alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

em que,

$h_{sc}$  representa a altura total do perno de cabeça

$f_{ck}$  representa o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão,

$E_{cm}$  representa o valor do módulo de elasticidade do betão.

O valor da resistência à pressão diametral é calculado através da equação (3.14), de acordo com a cláusula 9.7.4 (3), da EN 1994 – 1-1.

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{d0} t f_{yp,d} \quad (3.14)$$

com,

$$k_{\varphi} = 1 + \frac{a}{d_{d0}} \leq 6.0,$$

e onde,

$d_{d0}$  representa o diâmetro do anel do anel de soldadura que, de acordo com a EN 1994 – 1-1, pode ser considerado como 1.1 vezes o diâmetro dos fuste do perno,

$t$  representa a espessura da chapa perfilada,

$f_{yp,d}$  representa o valor de cálculo da tensão de cedência do aço da chapa perfilada,

$a$  representa a distância desde o eixo do perno até à extremidade da chapa. Segundo a EN 1994 – 1-1,  $a \geq 1.5 d_{d0}$ .

Para concluir, a força resistente da amarração de extremidade é determinada pela equação (3.15).

$$V_{ld} = \min(P_{Rd}^{(1)}; P_{Rd}^{(2)}; P_{pb,Rd}) \quad (3.15)$$

A Figura 3.7 ilustra a distribuição de tensões e forças existentes num conector, na zona de soldadura ao banzo da viga através da chapa perfilada.

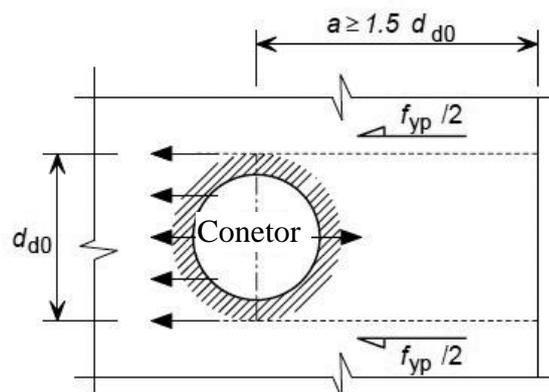


Figura 3.7 – Ilustração da distribuição de tensões num perno de cabeça (Sistema de Amarração de Extremidade)



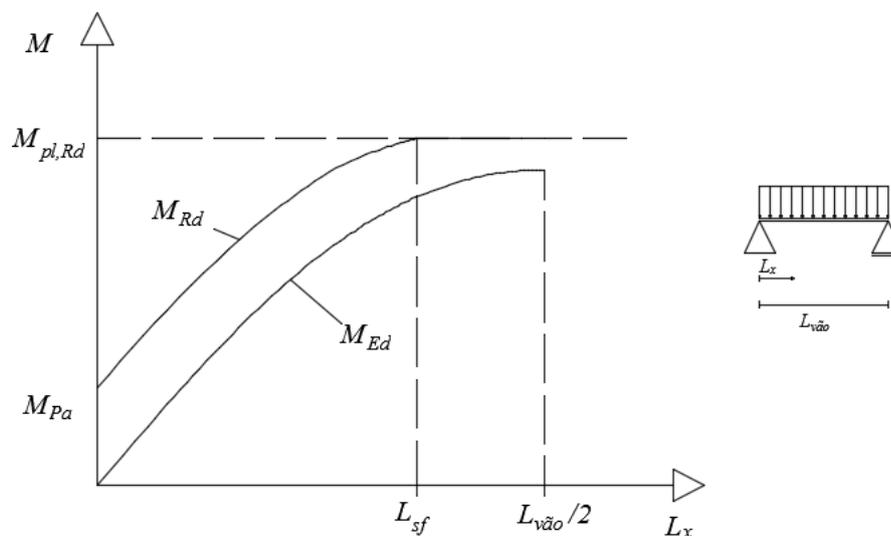


Figura 3.9 – Verificação da segurança relativa através do método da conexão parcial

### 3.3.2. Vantagens e desvantagens

O método da conexão parcial em lajes mistas, por ser menos conservativo comparado com o método  $m-k$ , garante que o dimensionamento seja mais económico. Como principais vantagens da utilização deste método podemos referir o facto das propriedades da chapa perfilada de aço serem consideradas no dimensionamento, nomeadamente o comportamento dúctil que esta possui providenciado pelas bossas/entalhes, deformações nas nervuras ao longo do desenvolvimento longitudinal destas. Outro aspeto vantajoso em prol da utilização deste método consiste na facilidade de consideração da força de amarração de extremidade na avaliação da resistência da laje mista.

Segundo a EN 1994 – 1-1, cláusula 9.7.3.(2), o método da conexão parcial só poder ser aplicado a lajes com o comportamento dúctil. Este facto não constitui grande desvantagem pois a generalidade das lajes mistas com chapa trapezoidal e bossas aplicadas em parte da secção asseguram esse tipo de comportamento. Uma desvantagem a apontar tem a ver com a impossibilidade de extrapolar adequadamente os resultados de ensaios feitos em lajes mistas com determinado vão, para lajes com vãos inferiores ou para vãos superiores (Calado, 2010).

---

## 4. FORMULAÇÃO DAS TABELAS DE DIMENSIONAMENTO

### 4.1. Considerações gerais

Após a descrição das metodologias regulamentares previstas no Eurocódigo 4, parte 1-1 para a verificação dos Estados Limite Últimos (ULS) e dos Estados Limite de Serviço (SLS), procedeu-se à elaboração de uma folha de cálculo automático, com o auxílio do programa *Microsoft Excel*, a partir do qual se elaboram as tabelas de dimensionamento direto para lajes mistas simplesmente apoiadas. Estas tabelas têm dupla entrada, com a informação do valor característico máximo do somatório das cargas atuantes para além do peso próprio da laje mista (sobrecargas, revestimentos, paredes,...), em função do comprimento do vão e da espessura da laje.

A primeira fase do desenvolvimento da folha de cálculo consistiu na introdução das propriedades geométricas e resistentes do aço e do betão, para diferentes espessuras e classes de resistência, respetivamente, funcionando como uma base de dados.

A segunda fase consistiu na programação de todas as fórmulas necessárias, em função do valor característico da carga de dimensionamento, para além do peso próprio,  $Q_k$ . Tendo em conta os modos de rotura indicados na Figura 2.9, foi avaliada a capacidade resistente para cada um, para posteriormente, em função daquela, serem calculados os valores característicos das cargas de dimensionamento. Deste modo, tem-se:

- Para a verificação da resistência ao corte longitudinal pelo método da conexão parcial, que implica necessariamente a avaliação do momento fletor resistente ( $M_{Rd}$ ), foi utilizada a equação (3.6), apresentada no subcapítulo 3.3. Foi também avaliada a possibilidade de a resistência ao corte longitudinal incluir o acréscimo de resistência obtida com sistemas de amarração; Ainda relativamente à verificação da capacidade resistente ao corte longitudinal, de forma a poder-se fazer uma análise comparativa entre as metodologias preconizadas na EN 1994 – 1-1, optou-se por incorporar também a formulação do método  $m-k$  descrita no subcapítulo 3.2, cujo valor de cálculo ( $V_{l,Rd}$ ) é obtido a partir da equação (3.1).
- Para a avaliação da resistência ao corte vertical seguiu-se o descrito no subcapítulo 2.7.5, calculando-se através das equações (2.19) e (2.20), a capacidade resistente da laje mista com o modelo atualmente previsto na EN 1994 – 1-1 ( $V_{v,Rd}$ ) ou da chapa perfilada ( $V_{w,Rd}$ ), respetivamente. Com a programação de ambos os métodos, obtiveram-se tabelas dimensionamento diferentes, cujos resultados são discutidos no subcapítulo 4.3.

- Para a avaliação da deformação ( $\delta$ ) foram consideradas ambas as fases de dimensionamento, a fase construtiva e a fase definitiva ou mista, tendo-se utilizado para ambas, as metodologias descritas no subcapítulo 2.8.3, sendo a flecha a meio vão obtida pela equação (2.23). Para a fase construtiva foram tidas em conta, unicamente, as propriedades da chapa perfilada, tendo-se adotado como limite máximo da flecha,  $\delta_{max} = \frac{L}{180}$  (valor máximo permitido regulamentarmente). Nas tabelas de dimensionamento o limite de deformação anterior é verificado, estabelecendo limites máximos para a distância entre escoramentos. Assim, nas tabelas de dimensionamento finais serão apresentados os vãos onde é necessário considerar escoramento, em função da espessura da laje considerada. A verificação na fase construtiva também incluiu o efeito de poça, traduzido por um aumento da espessura de betão devido à deformação da chapa perfilada, como mencionado no subcapítulo 2.6.1. Na fase definitiva, o processo é similar, mas utilizando as características da laje mista em fase definitiva, nomeadamente o momento de inércia equivalente,  $I_{eq}$ . Na fase definitiva, a flecha máxima admissível corresponde a  $\frac{L}{300}$ .

Importa que referir que também foi verificada a resistência à flexão e ao esforço transversal na fase construtiva. Contudo, nesta fase a verificação do esforço transversal é unicamente assegurada pela resistência da chapa perfilada, sendo o cálculo efetuado através do Eurocódigo 1993, parte 1-3.

A partir da avaliação da capacidade resistente da laje mista para cada modo de rotura, como referido anteriormente, obtém-se o valor da sobrecarga de dimensionamento,  $Q_k$ , respetivo. Após o cálculo deste para cada esforço resistente, em função da espessura total da laje mista e do comprimento do vão, bem como das propriedades da chapa considerada e da classe de resistência do betão, facilmente se obtém as tabelas de dimensionamento finais, cujos valores aí apresentados correspondem ao menor dos valores das sobrecargas condicionantes para cada modo de rotura considerado.

Assim, com base na folha de cálculo automático, é possível obter-se a tabela de dimensionamento direto para a espessura da chapa e classe de resistência do betão pretendida. As tabelas de dimensionamento finais apresentadas são de dupla entrada, em função do comprimento do vão da laje mista e da espessura total da laje mista. Para demonstrar os modos de rotura condicionantes em cada tabela procede-se a uma formatação condicional dependendo da origem da sobrecarga de dimensionamento. Por conseguinte, se para uma determinada chapa perfilada, para uma determinada classe de resistência do betão, e para determinado

comprimento do vão e espessura total da laje mista, se o valor mínimo da sobrecarga de dimensionamento indicado na tabela de dimensionamento final for devido ao esforço de corte vertical, o modo de rotura condicionante é o esforço de corte vertical, sendo esse mesmo valor destacado graficamente, com a respetiva legenda “Esforço de Corte Vertical”.

Tendo como objetivo a exemplificação da utilização das tabelas desenvolvidas no presente capítulo será abordada a tabela de dimensionamento direto para lajes mistas com uma altura ( $h$ ) de 200 mm, constituídas pela chapa perfilada H120, com 120 mm de altura e 1 mm de espessura, e por betão da classe de resistência C30/37.

A chapa perfilada H120 está a ser desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, para ser produzida por uma empresa nacional, com o objetivo de colmatar uma lacuna existente no mercado (Figura 4.1). Como a chapa perfilada mencionada encontra-se presentemente em desenvolvimento, algumas características geométricas e mecânicas agora usadas poderão não às finais. Por outro lado as características geométricas da mesma não são aqui apresentadas por razões de confidencialidade. Ainda assim, a folha de cálculo automático desenvolvida, aplica-se a qualquer chapa perfilada trapezoidal desde que as propriedades geométricas e mecânicas sejam adequadamente introduzidas.

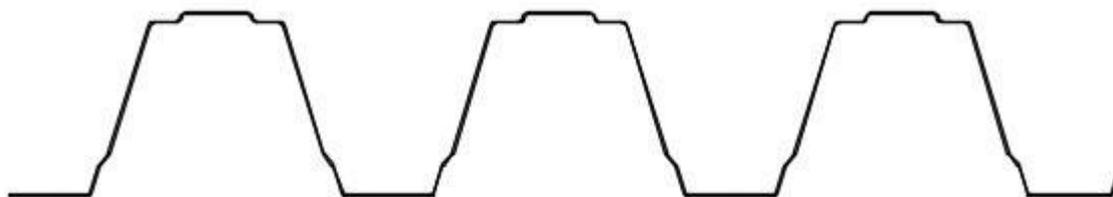


Figura 4.1 – Geometria da chapa perfilada *H120* (120 mm de altura)

As propriedades resistentes do aço da chapa perfilada considerada neste estudo podem ser observadas na Tabela 4-1. No futuro poderá ser produzida noutras classes de aço.

Tabela 4-1 – Propriedades resistentes do aço da chapa perfilada

Valor característico da tensão de cedência, $f_{yp}$ (MPa)	320
Valor característico da tensão de rotura, $f_{up}$ (MPa)	390
Módulo de Elasticidade, $E_a$ (GPa)	210
Coefficiente Parcial de Segurança, $\gamma_{AP}$	1
Valor de cálculo da tensão de cedência, $f_{yp,d}$ (MPa)	320
Valor de cálculo da tensão de rotura, $f_{up,d}$ (MPa)	390

As propriedades resistentes do betão considerado neste estudo, de classe de resistência C30/37, são apresentadas na Tabela 4-2.

Tabela 4-2 – Propriedades resistentes do betão C30/37

Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, $f_{ck}$ (MPa)	30
Coefficiente parcial de segurança, $\gamma_c$	1,5
Módulo de Elasticidade, $E_{cm}$ (GPa)	33
Peso volúmico do betão, $\gamma_{betão}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
Peso volúmico do betão fresco, $\gamma_{betão}$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
$f_{cd}$ (MPa)	20,00
$0,85f_{cd}$ (MPa)	17,00

Para além das propriedades individuais de cada material é necessário ter em conta alguns dados relativos ao elemento misto, como o peso do betão e o peso da chapa perfilada, ambos em kN/m<sup>2</sup>, em função da espessura da laje (Tabela 4-3), bem como os momentos de inércia da laje mista, em função da espessura da chapa, da espessura do betão e da classe de resistência deste (Tabela 4-4). Como referido anteriormente, uma vez que apenas foram consideradas neste estudo lajes mistas simplesmente apoiadas, os momentos de inércia relevantes referem-se à flexão positiva. Para a determinação dos momentos de inércia, a secção transversal da laje mista foi homogeneizada em aço utilizando o coeficiente de homogeneização,  $n$ , dado pela razão entre o módulo de elasticidade do aço ( $E_a$ ) e do betão ( $E_{cm}$ ) (ver equação (2.24)). Este coeficiente é calculado a partir da equação (2.24). Na equação (2.24) o módulo de elasticidade do betão é dividido por 2 para ter em conta os efeitos de longa duração (simplificação prevista na EN 1994 – 1-1). Deste modo, e tendo em conta as considerações feitas no subcapítulo 2.8.3, o momento de inércia da laje mista,  $I_{eq}$ , é obtido a partir da média dos momentos de inércia da secção fendilhada ( $I_1$ ) (ver equações (2.25) e (2.26)) e da secção não fendilhada ( $I_2$ ) (ver equações (2.27) e (2.28)).

Tabela 4-3 – Peso próprio da laje mista (kN/m<sup>2</sup>)

Espessura da Laje (mm)	<b>200</b>
PP <sub>betão</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3,512
PP <sub>chapa</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	0,136
PP <sub>laje</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3,648

Tabela 4-4 – Momento de Inércia da secção transversal da laje mista (cm<sup>4</sup>/m)

Betão	Chapa (mm)	Inércia (cm <sup>4</sup> /m)	Espessura da laje (mm)
			<b>200</b>
<b>C30/37</b>	<b>1</b>	Fendilhada	1546
		Não fendilhada	4024
		Média	2785

A compreensão do modo de funcionamento das lajes mistas e o conhecimento dos principais modos de rotura permitiram avaliar o valor característico da carga (distribuída), para além do peso próprio, que a laje mista, usada para exemplificação, resiste em função do vão e da espessura desta. Esta carga é obtida a partir da capacidade resistente limite relativa a cada um dos esforços (ou modos de colapso) a que a laje é solicitada, com base na equação (4.1). Deste modo, para o cálculo do valor característico da sobrecarga distribuída que a laje mista pode suportar, para além do peso próprio da laje, foram considerados os valores de cálculo referentes à:

- Resistência ao esforço de flexão positivo e esforço de corte longitudinal, pelo método da conexão parcial, ( $M_{Rd}$ );
- Resistência ao esforço transversal, considerando apenas o betão, ( $V_{v,Rd}$ );
- Resistência ao esforço transversal, considerando apenas a chapa perfilada, ( $V_{w,Rd}$ );
- Deformação máxima, quer para a fase construtiva, quer para a fase definitiva;
- Resistência à flexão e esforço transversal na fase construtiva.

A fim de facilitar a compreensão da formulação das tabelas de dimensionamento direto, apresentam-se sinteticamente os pressupostos e parâmetros considerados (tomados para o exemplo aqui apresentado):

- Betão C30/37;

- Espessura da chapa de 1mm e altura de 120 mm;
- Espessura da laje mista de 200 mm;
- Comprimento do vão entre 1.2 m e 6 m;
- Laje simplesmente apoiada;
- As cargas permanentes incluem apenas o peso próprio da laje mista;
- O valor característico das cargas, para além do peso próprio ( $Q_k$ ) inclui as restantes cargas permanentes (ex. Revestimentos);
- Sobrecarga uniforme considerada na fase construtiva de  $0.75 \text{ kN/m}^2$ , considerada em toda o comprimento do vão da laje mista;
- Deformação na fase construtiva: fecho máxima de  $L/180$ ;
- Deformação na fase definitiva: fecho máxima de  $L/300$ ;
- O valor da sobrecarga mínima admissível nas tabelas de dimensionamento corresponde a  $2 \text{ kN/m}^2$ ;
- Para a aplicação o método da conexão parcial, utilizou-se um valor para a tensão resistente de corte de 0.185. Não obstante, importa realçar que a chapa perfilada ainda está em desenvolvimento, motivo pelo qual ainda não se procedeu a ensaios experimentais. E, por isso este valor considerado pode não corresponder à realidade. A título de nota, a folha de *excel* também está preparada para a necessidade de alteração deste fator, pelo que a aplicabilidade da folha de *excel* mantém-se;
- Para o método  $m-k$  considerou-se  $m = 98.32 \text{ N/mm}^2$  e  $k = 0.08 \text{ N/mm}^2$ ;
- Os conectores utilizados na extremidade da laje têm um diâmetro de 22 mm e uma altura de 160 mm, tendo sido considerado um conector por nervura da chapa perfilada;
- Para o cálculo da sobrecarga de dimensionamento para os Estados Limite Últimos, o coeficiente parcial de segurança para as ações permanentes foi considerado igual a 1.35 e para as sobrecargas foi considerado igual a 1.5.
- Para o cálculo da sobrecarga de dimensionamento para os Estados Limite de Serviço, o fator parcial de segurança foi considerado igual à unidade, quer para as ações permanentes, quer para as sobrecargas.

De enfatizar que o valor característico da sobrecarga de dimensionamento é obtido de acordo com a equação (4.1).

$$P_{Ed} = 1.35 (\text{ou } 1.0) \times PP_{laje} + 1.5(\text{ou } 1.0) \times Q_k, \quad (4.1)$$

em que,

$P_{Ed}$  representa o valor de cálculo da combinação,

$PP_{laje}$  representa o valor característico da ação provocada pelo peso próprio da laje (betão + chapa perfilada) (ver Tabela 4-3),

$Q_k$  representa o valor característico da carga de dimensionamento, para além do peso próprio.

Importa também dar relevo aos parâmetros utilizados na verificação da resistência ao corte longitudinal através do método  $m-k$ , os parâmetros  $m$  e  $k$  utilizados correspondem à chapa perfilada H60, produzida pela mesma empresa que pretende produzir a chapa perfilada em estudo. No entanto, para se obter os valores de  $m$  e  $k$  correspondentes à chapa perfilada trapezoidal H120 é necessário proceder-se a ensaios experimentais e conseqüente calibração destes parâmetros. Analogamente, o mesmo problema acontece para a determinação do valor de cálculo da resistência ao corte longitudinal,  $\tau_u$ , pelo que também é necessário recorrer a ensaios experimentais para a determinação e calibração deste parâmetro.

#### **4.2. Análise comparativa da avaliação de esforço de corte longitudinal**

Uma vez que a EN 1994 – 1-1 preconiza dois métodos para avaliação da resistência ao corte longitudinal é importante perceber objetivamente as diferenças na avaliação da capacidade resistente da laje. Deste modo a Figura 4.2 mostra a vantagem de considerar o método da conexão parcial no dimensionamento das lajes mistas.

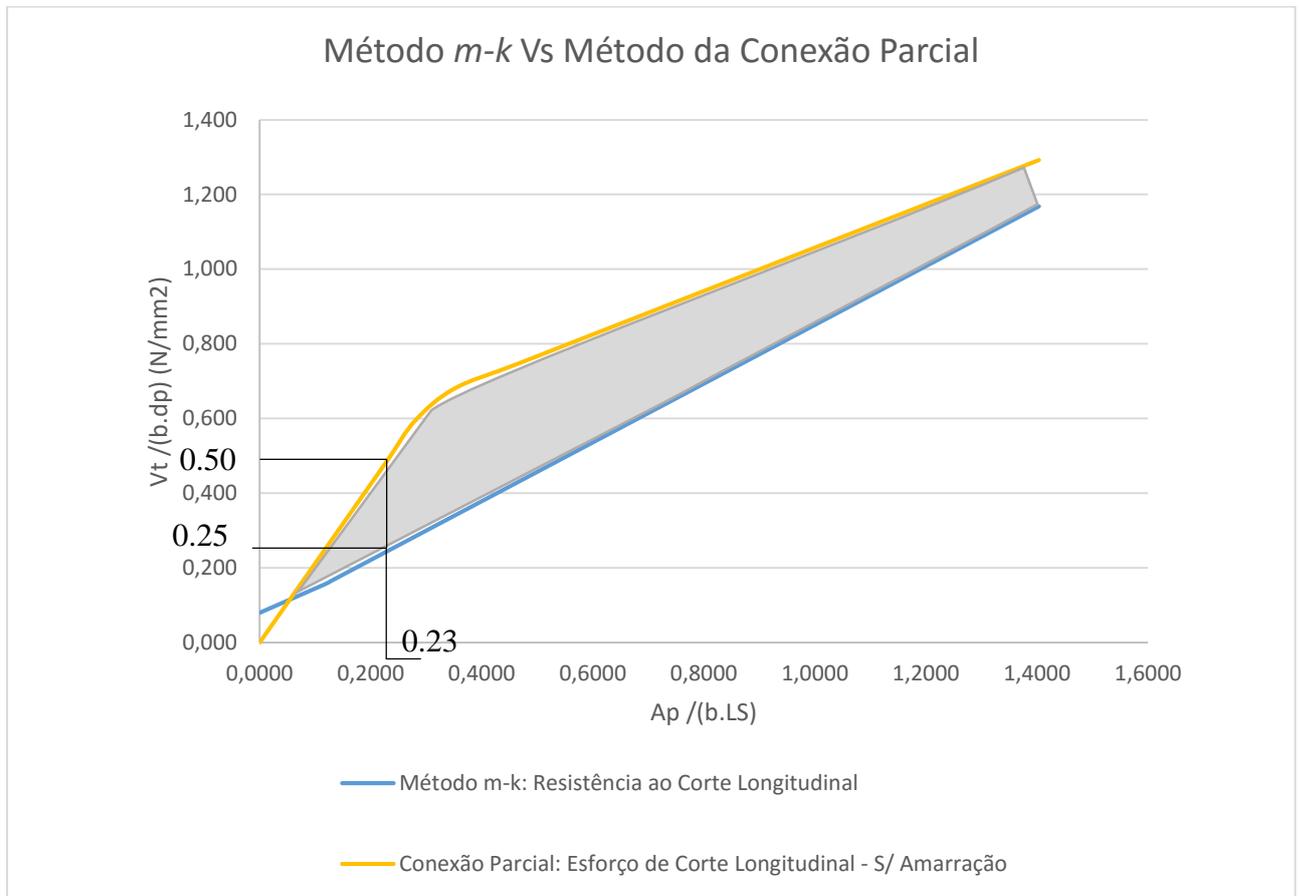


Figura 4.2 – Análise comparativa entre o método *m-k* e o método da conexão parcial

A Figura 4.2 torna legível que o método da conexão parcial, em relação ao método *m-k*, para avaliação da resistência ao corte longitudinal, no dimensionamento das lajes mistas, é vantajoso. Esta vantagem traduz-se numa maior capacidade resistente, já que as propriedades geométricas e mecânicas são contabilizadas, produzindo o efeito do comportamento da conexão aço-betão. A área a sombreado, de forma esquemática, traduz o aumento da capacidade resistente, no caso de ser utilizado o método da conexão parcial. Em suma, confrontando ambos os métodos pode-se concluir que pelo método da conexão parcial, o aumento da capacidade resistente ao esforço de corte longitudinal da laje mista é notório, refletindo aumentos máximos, para vãos de cerca de 3 metros ( $\frac{A_p}{bL_s} = 0.23$ ), de cerca 50%.

Sendo este um dos principais modos condicionantes de rotura é importante realçar que o método da conexão parcial exhibe um valor de 37% para o maior vão considerado, de 6 metros.

### 4.3. Análise comparativa da avaliação do esforço transversal vertical

A avaliação do esforço de corte vertical, de acordo com a EN 1994 – 1-1, avaliada pela EN 1992 – 1-1, tratando-se de uma metodologia análoga à usada no dimensionamento de lajes de betão armado. Contudo, como dito anteriormente, esta metodologia regulamentada torna-se muito conservativa, devido a dois motivos, principalmente: a não contabilização da altura total das nervuras de betão e o facto da contribuição da chapa perfilada ser desprezada. Todavia, segundo Calado (2010) e tratando a chapa perfilada como armadura parcialmente, a armadura existente apenas contribui para a resistência ao esforço transversal no caso de ser prolongada de um comprimento maior que  $(l_{bd} + d_p)$ , onde  $l_{bd}$  representa o comprimento de amarração de cálculo e  $d_p$  representa a altura útil da secção. Pelo que é pouco provável que a chapa perfilada satisfaça o requisito imposto, sendo por isso, que a EN 1994 – 1-1 remete para a cláusula 6.2.2 da EN 1992 – 1-1.

Por outro lado, foram realizados ensaios experimentais que, para além de comprovarem o sobredimensionamento proporcionado pela aplicação da EN 1994 – 1-1, mostraram que existindo amarração de extremidade poder-se-ia considerar de forma segura a contribuição do betão juntamente com a resistência da chapa perfilada (Pereira, 2012). Contudo, como em geral pode não existir amarração de extremidade, neste estudo apenas considerou-se a contribuição da chapa perfilada, mas trabalhando isoladamente cuja resistência é avaliada de acordo com o preconizado na EN 1993 – 1-3.

Assim, é apresentada uma alternativa, cuja avaliação da resistência ao corte vertical da secção mista é providenciada apenas pela chapa perfilada.

Note-se todos os resultados obtidos seguiram todos os pressupostos e considerações referidas no subcapítulo 2.7.5.

De forma a facilitar a análise de comparação entre ambas as metodologias efetuou-se um gráfico (Figura 4.3), onde é conclusivo a superior capacidade resistente ao corte vertical da alma da chapa perfilada quando comparado com a metodologia prevista na EN 1994 – 1-1.

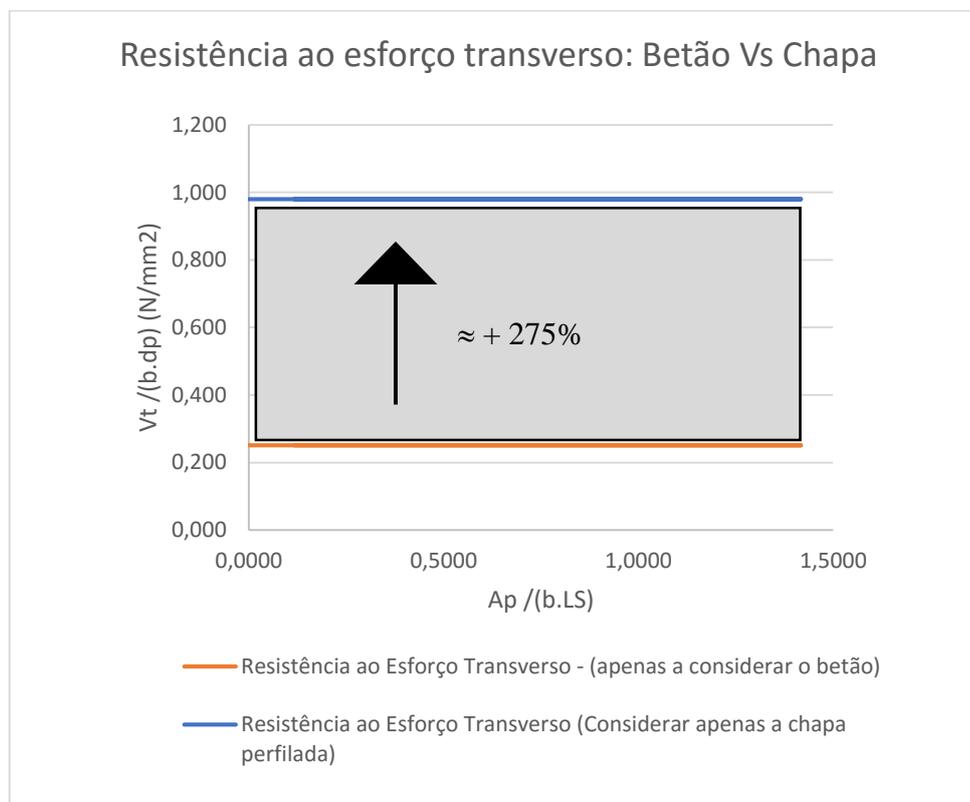


Figura 4.3 - Análise comparativa para avaliação da resistência ao esforço transversal

Através do Figura 4.3 pode-se observar que a avaliação da resistência ao corte vertical através do método preconizado na EN 1994 – 1-1, que considera apenas a contribuição parcial da nervura de betão, produz valores de cálculo resistentes muito inferiores relativamente à avaliação da resistência ao corte vertical através da EN 1993 – 1-3, considerando apenas a chapa perfilada, traduzido num aumento de cerca 275%.

---

## 5. RESULTADOS FINAIS E DISCUSSÃO

### 5.1. Discussão de resultados

Com a folha de *excel* final programada, facilmente foram estudadas várias condições a que a laje mista poderia estar sujeita. Desta forma, foram analisadas quatro situações para as quais se obtiveram as correspondentes tabelas de dimensionamento de cálculo direto para lajes mistas. Considerou-se:

- Laje mista com chapa perfilada de 1 mm com betão de classe de resistência C30/37, através do método da conexão parcial, com verificação da capacidade resistente ao corte vertical com contribuição parcial da nervura de betão, sem amarração de extremidade (Situação A);
- Laje mista com chapa perfilada de 1 mm com betão de classe de resistência C30/37, através do método da conexão parcial, com verificação da capacidade resistente ao corte vertical com contribuição apenas da chapa perfilada, sem amarração de extremidade (Situação B);
- Laje mista com chapa perfilada de 1 mm com betão de classe de resistência C30/37, através do método da conexão parcial, com verificação da capacidade resistente ao corte vertical com contribuição parcial da nervura de betão, com amarração de extremidade (Situação C);
- Laje mista com chapa perfilada de 1 mm com betão de classe de resistência C30/37, através do método da conexão parcial, com verificação da capacidade resistente ao corte vertical com contribuição apenas da chapa perfilada, com amarração de extremidade (Situação D);

A força da amarração de extremidade considerada foi calculada de acordo com o descrito no subcapítulo 3.2.1, através das equações (3.12) e (3.13). Na laje mista exemplificada, a força da amarração de extremidade foi considerada igual a 82.45 kN/m.

Neste capítulo final pretende-se apurar todos os resultados obtidos, bem como a interpretação destes. Para além das tabelas de dimensionamento finais serão apresentados através de grafismos os modos de rotura condicionantes, em função do comprimento do vão da laje, para o exemplo considerado no capítulo 4.

Importa realçar que o facto do método *m-k* ser bastante conservativo levou a que este não fosse utilizado para o cálculo de uma tabela de dimensionamento completa, tendo-se apenas considerado a espessura da laje para 200 mm como exemplo, para se efetuar uma análise

comparativa com os valores característicos das cargas, para além do peso próprio, obtidos através do método da conexão parcial. Esta análise comparativa já foi efetuada no subcapítulo 4.2, e concluiu-se o que já se conhecia *a priori*, que o método *m-k* é mais conservativo que o método da conexão parcial, em cerca de 50%.

As tabelas de dimensionamento direto são função da espessura da laje e do comprimento do vão da laje mista. Na Tabela 5-1 são analisadas as quatro situações de dimensionamento, para as quais se obtiveram tabelas finais de dimensionamento, de modo a compreender-se a importância que cada componente na formulação das tabelas.

Tabela 5-1 – Comparação das quatro situações em estudo

Situação	A	B	C	D
L/hlaje (m)	0,200			
1,2	35,19	80,75	35,19	105,44
1,4	29,69	62,22	29,69	80,39
1,6	25,57	49,60	25,57	63,65
1,8	22,37	40,62	22,37	51,83
2	19,80	33,97	19,80	43,14
2,2	17,70	28,89	17,70	36,54
2,4	15,95	24,90	15,95	31,39
2,6	14,47	21,70	14,47	27,28
2,8	13,21	19,09	13,21	23,94
3	12,11	16,92	12,11	21,19
3,2	11,14	15,10	11,14	18,88
3,4	10,30	13,55	10,30	16,93
3,6	9,54	12,21	9,54	15,26
3,8	8,87	11,06	8,87	13,81
4	8,26	10,05	8,26	12,55
4,2	7,71	9,16	7,71	11,45
4,4	7,21	8,37	7,21	10,47
4,6	6,75	7,67	6,75	9,61
4,8	6,34	7,04	6,34	8,63
5	5,95	6,47	5,95	7,76
5,2	5,60	5,95	5,60	7,00
5,4	5,27	5,49	5,27	5,86
5,6	4,88	4,88	4,88	4,88
5,8	4,03	4,03	4,03	4,03
6	3,28	3,28	3,28	3,28

	Esforço de Corte Vertical
	Esforço de Corte Longitudinal
	Deformação

---

Na Tabela 5-1 podem observar-se 4 situações, a partir das quais se podem tirar algumas conclusões importantes, nomeadamente em relação ao esforço de corte vertical. A metodologia utilizada para avaliação da capacidade resistente ao corte vertical nas situações *A* e *C* foi a preconizada na EN 1994 – 1-1. Por outro lado, nas situações *B* e *D*, para avaliar o esforço de corte vertical considerou-se a contribuição da chapa perfilada unicamente, através da EN 1993 – 1-3. Através dos valores obtidos na tabela Tabela 5-1 depreende-se facilmente que o esforço de corte vertical, caso seja calculado de acordo com a EN 1994 – 1-1, é o modo de rotura condicionante, algo que não é comprovado na prática (Fonseca *et al*, 2015).

Esta alteração metódica na avaliação do esforço de corte vertical teve implicações nos modos de rotura condicionantes, tendo-se nas situações *B* e *D* verificado um aumento médio da sobrecarga de dimensionamento de cerca de 27 %, pois para as mesmas situações, o valor de cálculo da sobrecarga de dimensionamento, comparativamente às situações *A* e *C*, deixou de ser condicionado pelo esforço de corte vertical, mas sim pelo modo de rotura devido ao esforço de corte longitudinal.

Acrescenta-se ainda que, nas situações *A* e *C* a sobrecarga de dimensionamento é a mesma, ainda que na situação *C* seja considerado um sistema de amarração de extremidade. Refira-se que a possibilidade e facilidade de adicionar o sistema de amarração de extremidade só foi possível, uma vez que a avaliação da resistência ao corte longitudinal é feita através do método da conexão parcial. Note-se ainda, que o sistema de amarração é considerado no cálculo, através da adição à força de compressão no betão ( $N_c$ ) (Ver equação (3.11)), pelo que apenas terá influência no valor de cálculo do momento fletor resistente, ou seja, no valor característico da carga de dimensionamento, para além do peso próprio, obtida na avaliação do esforço de corte longitudinal.

Assim, para as situações *A* e *C*, o sistema de amarração não tem influência nas tabelas finais de dimensionamento, pois o esforço de corte vertical é condicionante.

Pelo contrário, a sobrecarga de dimensionamento nas situações *B* e *D* é diferente, pois o esforço de corte longitudinal é o principal modo condicionante e a consideração do sistema de amarração aumenta a capacidade resistente da laje mista, ou seja, aumenta a sobrecarga de dimensionamento. O valor resistente proporcionado pelo sistema de amarração traduz-se, relativamente à situação *B*, num aumento médio de cerca de 20%.

Nas tabelas de dimensionamento finais também é possível deduzir-se que a deformação na fase definitiva também é condicionante, principalmente para espessuras entre 170 mm e 230 mm e

para vãos superiores a 5 m. Relembre-se que a deformação na fase construtiva também tem de ser assegurada, pelo que em cada tabela de dimensionamento final é apresentada uma tabela com o vão máximo sem escoramento. Dos resultados obtidos na folha de *excel* os comprimentos dos vãos da laje mista a partir dos quais é necessário escoramento varia entre 3 m e 3.4 m, sendo diretamente dependente da espessura da laje mista e das ações e efeitos que ocorrem durante a fase construtiva. Ou seja, do peso próprio do betão fresco, do peso próprio da chapa perfilada e da sobrecarga de  $0.75 \text{ kN/m}^2$  e, ainda da consideração do efeito poça.

## 5.2. Resultados finais

A interpretação dos resultados obtidos na tabela de dimensionamento final também foi feita através de um grafismo, tomando o mesmo exemplo, com espessura total da laje mista de 200 mm, com a chapa perfilada H120 de 1 mm de espessura e uma classe de resistência do betão igual a C30/37. O método gráfico pretende esclarecer de uma forma simplificada os modos de rotura associados que definem o dimensionamento de uma laje mista.

Primeiramente, para o exemplo mencionado calculou-se o momento plástico resistente, assumindo conexão total entre a chapa perfilada de aço e o betão, de acordo com o mencionado no subcapítulo 2.7.3. Como já referido, as tabelas de dimensionamento foram calculadas com base no método da conexão parcial, o método utilizado para a verificação da segurança ao esforço de corte longitudinal e através do qual obtiveram-se os valores o momento resistente da secção mista, a ser verificada a Figura 3.9. De realçar que também se procedeu a uma análise comparativa entre o método da conexão parcial e o método *m-k*, no subcapítulo 4.2.

A fim de melhorar a capacidade resistente do betão foi considerado um sistema de amarração de extremidade providenciado por conectores, com um diâmetro de 22 mm e uma altura de 160 mm.

Mediante estes últimos 3 parágrafos são apresentados, na Figura 5.1, os valores resistentes em função do comprimento do vão, quer para o caso de conexão total, quer para a consideração da conexão parcial com e sem sistema de amarração de extremidade.

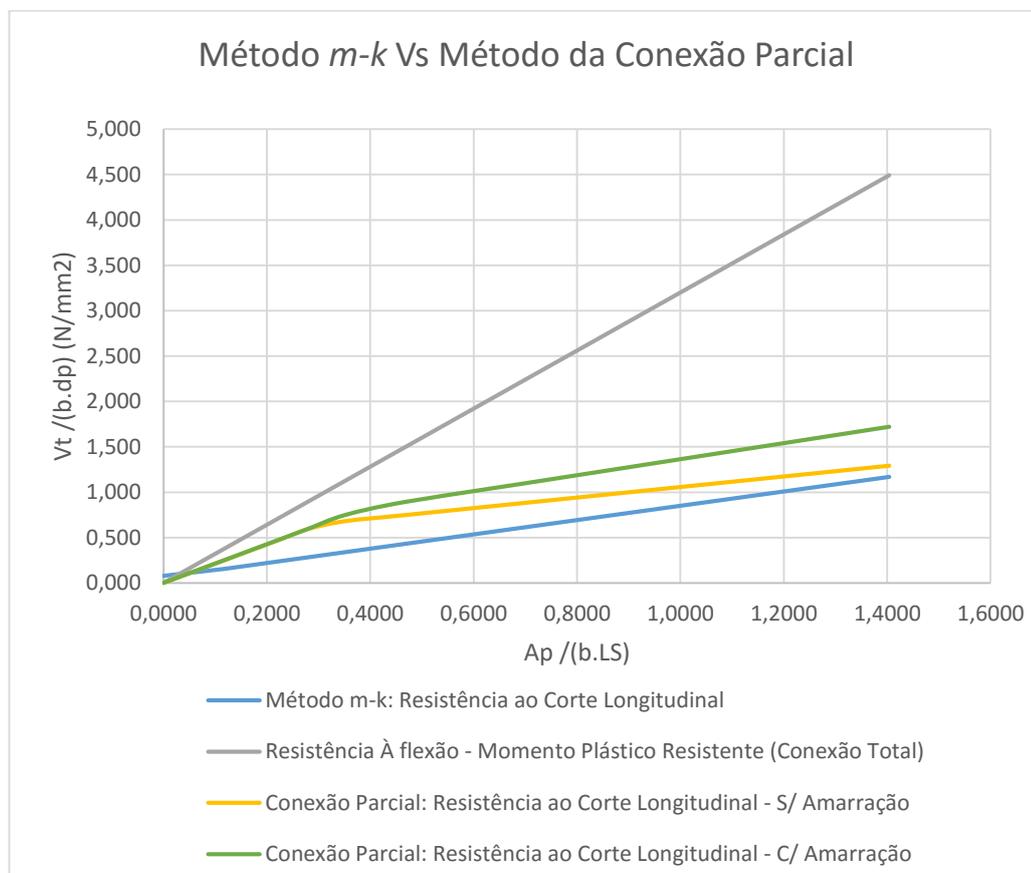


Figura 5.1 – Capacidade resistente da secção da laje mista com conexão total e com conexão parcial (com/sem sistema de amarração)

A Figura 5.1 pretende demonstrar mais uma vez que o método da conexão parcial, em relação ao método *m-k* produz melhores resultados, ou seja, é uma formulação que tira proveito da conexão da chapa perfilada de aço ao betão. O sistema de amarração considerado na conexão parcial vem ainda aumentar a capacidade resistente da laje, concluindo-se que produz melhores efeitos no aumento da capacidade resistente da laje mista até vãos de cerca de 3 m. Neste mesmo gráfico também é apresentado o gráfico do momento fletor resistente plástico, pretendendo-se, de alguma forma validar a formulação efetuada na folha de cálculo de *excel*, uma vez que todos os valores dos momentos resistentes obtidos a partir do método da conexão parcial são inferiores aos plásticos.

De modo a condensar a informação e facilitar a compreensão entre a relação do valor característico da carga de dimensionamento, para além do peso próprio,  $Q_k$ , e os modos de rotura a que a laje mista está sujeita, apresenta-se a Figura 5.2.

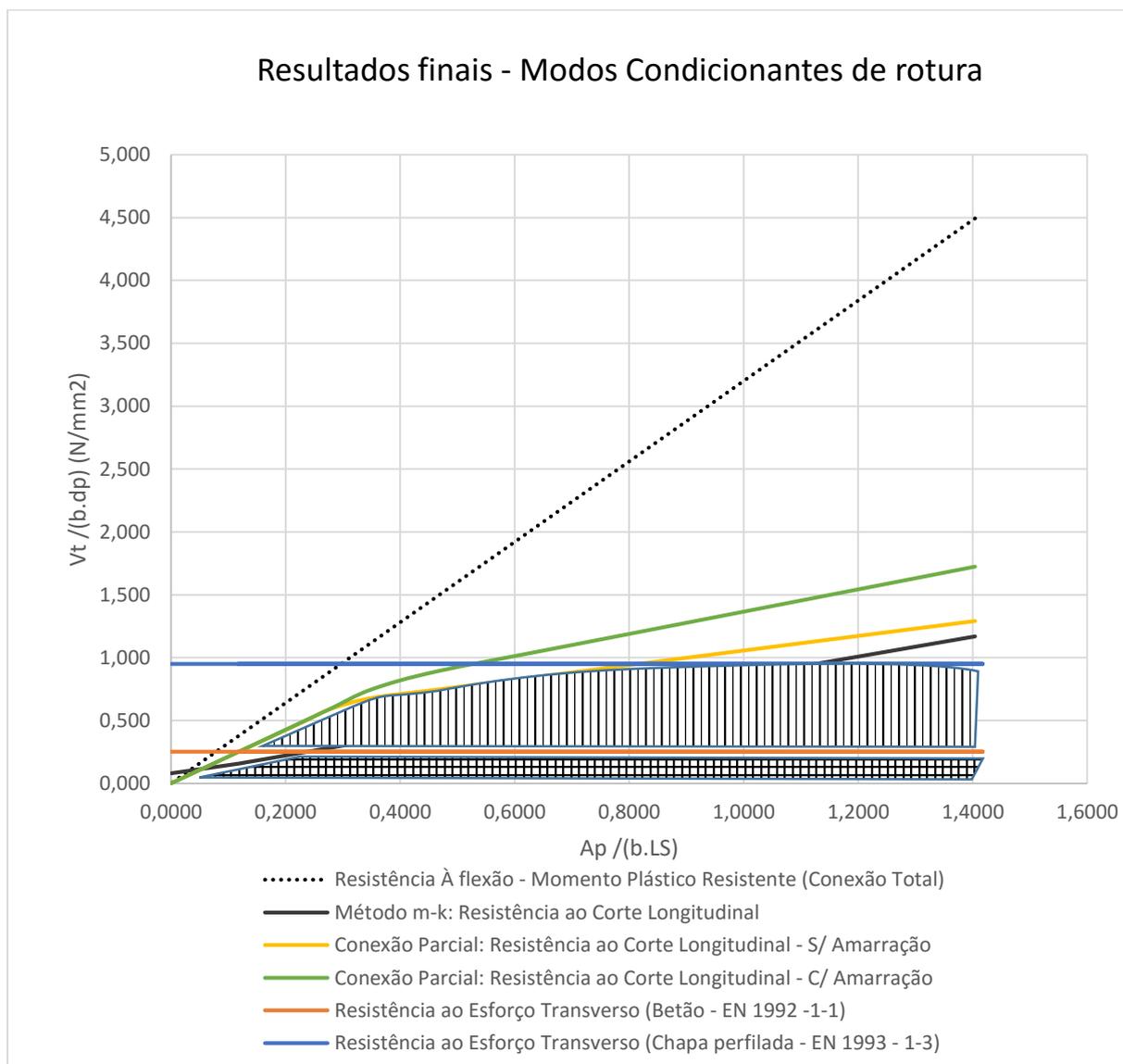


Figura 5.2– Modos Condicionantes de rotura da laje mista

A partir da Figura 5.2, como referido anteriormente, é possível constatar que a formulação feita, através da folha de *excel*, considerando o método da conexão parcial, não apresenta nenhum erro grosseiro que levem a cálculo incorreto da sobrecarga de dimensionamento. Esta ilação é legítima, uma vez que a comparação da evolução, com o comprimento do vão, do momento fletor resistente obtido pelo método da conexão parcial apresenta sempre valores resistentes inferiores relativamente ao momento fletor resistente plástico.

A área a quadriculado representa os valores resistentes condicionantes no dimensionamento das tabelas de dimensionamento, no caso de consideração do método *m-k* para a determinação da

capacidade resistente ao corte longitudinal e do preconizado na EN 1994 – 1-1 para a determinação da resistência ao corte vertical. Donde se pode concluir que o modo de rotura condicionante principal é devido ao esforço de corte vertical para vãos até cerca de 3 m. A partir deste comprimento o modo de rotura condicionante recai sobre o esforço de corte longitudinal ou devido à deformação definitiva. Este é o caso extremo mais conservativo.

A outra área ilustrada no gráfico, com linhas verticais, representa o aumento da capacidade resistente da laje mista, no caso de ser considerado o método da conexão parcial para a avaliação do esforço de corte longitudinal e para a situação de considerar-se que o esforço do corte vertical resistente é providenciado pelas almas da chapa perfilada, através da EN 1993 – 1-3. Facilmente se observa que esta situação é muito menos conservativa que a anterior, pelo que o esforço de corte vertical não é o modo de rotura condicionante. Neste caso, o modo de rotura condicionante passou a ser o esforço de corte longitudinal, considerando vãos entre 1.2 m e 5.2 m. Para comprimentos superiores a 5.2 m o modo condicionante corresponde ao estado limite de deformação. Ressalve-se que para vãos muito pequenos o esforço de corte vertical é condicionante.

Objetivamente, ao ser considerado o método da conexão parcial e que a chapa perfilada contribui para o cálculo da capacidade resistente da laje mista, em relação à situação considerada para a representação da área quadriculada, o aumento traduz-se em média em cerca de 40 %. Uma vez que se considerou o método da conexão parcial, facilmente se considera um sistema de amarração de extremidade como já foi referido e, neste caso, o aumento da capacidade resistente da laje mista traduz-se em cerca de 45%. Em ambos os casos para vãos de cerca 2.5 m a 3 m existem aumentos de mais 50 %.

A título de nota o gráfico da Figura 5.2 foi feito com uma variação de comprimento do vão desde 0,1 m até 6 m, o que leva a que o valor das abcissas, sensivelmente igual a 0.8, corresponda ao mínimo comprimento de vão considerado nas tabelas de dimensionamento, de 1.2 m.

Para finalizar é apresentada uma das tabelas de dimensionamento de cálculo direto completa, a que corresponde à situação da laje mista, considerando uma chapa perfilada de espessura 1 mm e um betão com classe de resistência C30/37. Na Tabela 5-2 é apresentada a tabela de dimensionamento direto com as sobrecargas de dimensionamento de dupla entrada. Na 1ª coluna encontra o valor do comprimento do vão e na 2ª linha apresenta-se o valor da espessura total da laje mista. A formatação condicional possibilita conhecer o modo de rotura condicionante para cada caso. Na Tabela 5-3 são apresentados os vãos máximos sem

escoramento. E, por isso, em função da espessura total da laje mista, a partir de um determinado vão é necessário escoramento a meio vão.

Tabela 5-2 – Tabela de dimensionamento de cálculo direto para lajes mistas (Situação D)

Valor característico das cargas, para além do Peso Próprio, $Q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )							
Vão (m) \ $h_{laje}$ (mm)	180	200	220	240	260	280	300
1,2	96,37	109,30	122,17	134,99	140,30	139,85	139,40
1,4	73,06	83,25	93,38	103,47	113,52	119,14	118,69
1,6	57,55	65,85	74,10	82,31	90,49	98,64	103,16
1,8	46,65	53,59	60,47	67,32	74,15	80,95	87,74
2	38,67	44,58	50,44	56,27	62,08	67,87	73,64
2,2	32,62	37,74	42,81	47,85	52,87	57,87	62,86
2,4	27,93	32,40	36,84	41,26	45,65	50,03	54,39
2,6	24,19	28,15	32,08	35,98	39,87	43,74	47,60
2,8	21,16	24,70	28,21	31,69	35,15	38,61	42,05
3	18,67	21,85	25,00	28,13	31,25	34,35	37,45
3,2	16,59	19,47	22,32	25,15	27,97	30,77	33,57
3,4	14,83	17,45	20,05	22,62	25,18	27,73	30,28
3,6	13,33	15,73	18,10	20,45	22,79	25,12	27,45
3,8	12,04	14,24	16,41	18,57	20,72	22,86	24,99
4	10,91	12,94	14,94	16,93	18,91	20,88	22,84
4,2	9,93	11,80	13,65	15,49	17,32	19,14	20,95
4,4	9,00	10,80	12,51	14,22	15,91	17,59	19,27
4,6	7,99	9,66	11,33	13,00	14,65	16,22	17,78
4,8	6,79	8,64	10,14	11,64	13,14	14,64	16,14
5	5,64	7,76	9,12	10,48	11,84	13,19	14,55
5,2	4,67	7,00	8,24	9,48	10,71	11,95	13,18
5,4	3,83	5,86	7,48	8,60	9,73	10,86	11,98
5,6	3,11	4,88	6,81	7,84	8,87	9,90	10,93
5,8	2,48	4,03	6,00	7,16	8,10	9,05	10,00
6	-	3,28	5,02	6,55	7,42	8,29	9,17

Esforço de Corte Vertical	Esforço de Corte Longitudinal	Deformação
---------------------------	-------------------------------	------------

Tabela 5-3 – Vão máximo de escoramento para a chapa perfilada considerada, de 1 mm

Vão máximo sem escoramento							
Espessura da laje (mm)	180	200	220	240	260	280	300
$l_{max}$ (m)	3,4	3,4	3,4	3,2	3,2	3	3

## 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. Conclusões

A presente dissertação aborda a formulação de tabelas de dimensionamento direto para lajes mistas, de acordo com o preconizado na EN 1994 – 1-1.

A folha de cálculo automático desenvolvida é aplicável a qualquer laje mista simplesmente apoiada, constituída por qualquer chapa de qualquer classe/resistência ou por qualquer classe de resistência de betão. Dos resultados obtidos podem-se retirar várias ilações, nomeadamente:

- A verificação da resistência ao corte longitudinal através do método  $m-k$  leva ao sobredimensionamento das lajes mistas por ser muito conservativo, pelo que através do método da conexão parcial obtém-se valores característicos da carga de dimensionamento, para além do peso próprio da laje, ( $Q_k$ ) consideravelmente superiores, com um aumento médio de cerca de 50%;
- A utilização do método da conexão parcial facilita a consideração da força de amarração de extremidade, e por conseguinte o cálculo do momento fletor resistente da laje mista;
- A avaliação da resistência ao corte vertical através do preconizado no Eurocódigo 4, parte 1-1 consiste num método muito conservativo cuja secção resistente avaliada corresponde à área parcial da nervura de betão. Através desta metodologia o esforço de corte vertical é o principal modo de rotura. Contudo, segundo o estudo realizado, a avaliação do esforço de corte vertical através do Eurocódigo 3, parte 1-3, considerando a contribuição da chapa perfilada conduz a valores característicos da carga de dimensionamento, para além do peso próprio da laje, ( $Q_k$ ) superiores relativamente à metodologia da EN 1994 – 1-1; a consideração da contribuição da chapa perfilada leva a que o principal modo de condicionante deixe de ser o esforço de corte vertical;
- Das situações apresentadas, as situações A e C são condicionadas principalmente pelo esforço de corte vertical, considerando a metodologia preconizada na EN 1994 – 1-1. Apresentam valores de  $Q_k$  sobredimensionados pois utiliza uma metodologia bastante conservativa para o cálculo do esforço de corte vertical;
- Para as situações B e D a avaliação da resistência ao corte vertical é feita considerando a chapa perfilada através da EN 1993 - 1-3, sendo que estas situações são condicionadas pelo modo de rotura devido ao esforço de corte longitudinal. Não obstante, o estudo foi feito tendo por base o método da conexão parcial que, relativamente ao método  $m-k$ , constitui valores de  $Q_k$  superiores.

## 6.2. Desenvolvimentos futuros

Como na formulação destas tabelas, apesar de não implicar qualquer alteração na programação e formulação das mesmas, alguns dos parâmetros considerados correspondem ao perfil H60 e por isso, para desenvolvimentos futuros é imperativo a realização de ensaios experimentais visando a determinação dos parâmetros  $m-k$ , para aplicação do método  $m-k$  na avaliação da resistência ao corte longitudinal e para ser determinado o valor da tensão resistente ao corte,  $\tau_u$  para aplicação do método da conexão parcial.

Para além da conclusão da caracterização mecânica da chapa perfilada final, sugere-se em eventuais trabalhos futuros:

- A realização de ensaios experimentais para avaliar a resistência ao corte vertical em chapas perfiladas de altura elevada e a partir dos resultados obtidos proceder-se (ou não) a uma reformulação das tabelas de dimensionamento;
- E, de forma a completar as tabelas de dimensionamento direto também sugere-se o desenvolvimento de uma folha de cálculo automático para lajes mistas contínuas, com mais de 1 vão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Livro

Calado, J. S., "Estruturas mistas de aço e betão", Lisboa IST Press, 2010.

Johnson, R. P. (2004). "Composite Structures of Steel and Concrete", Volume 1, Blackwell Scientific Publications, Oxford, Third Edition.

### Especificação

CEN, BS 5950-4:1994, "Structural use of steelwork in building. Code of practice for design of composite slabs with profiled steel sheeting".

CEN, EN 1990, Eurocódigo 0: Bases para Projeto de Estruturas (2009).

CEN, EN 1991-1-1, Eurocódigo 1: Acções em Estruturas (2009). Parte 1-1: "Acções Gerais: Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios".

CEN, EN 1991-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão (2004). Part 1: "Regras gerais para edifícios".

CEN, EN 1993-1-3, Eurocode 3: Design of Steel Structures (2006). Part 1-3: "General Rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting".

CEN, EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures (2004). Part 1-1: "General rules and rules for buildings".

CEN, EN 10147:2000, "Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet . Technical delivery conditions".

### Artigo científico

Fonseca, A., Marques, B., Simões, R., (2015), "Improvement of the behaviour of composite slabs: a new type of end anchorage", Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Leskela, M. V., Tenhovuori, A., (1997), "Various tests for defining the behaviour of composite slabs", Zurich.

### **Texto didático**

Outinen, J., Perttola, H., Hara, R., Kupari, K., K, Olli (2000), “Seminar on Steel Structures: Design of cold-formed steel structures”, Helsinki University of Technology Laboratory of Steel Structures.

Hicks, Stephen, (2008), “EN 1994 – Eurocode 4: Design of composite steel structures and concrete structures – Composite slabs”, The steel Construction Institute, United Kingdom.

Simões, R., “Apontamentos das Aulas Teóricas de Estruturas Metálicas”, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, 2014.

### **Tese de Mestrado**

Pereira, R. P. (2012). " Análise e Discussão dos Modelos de cálculo preconizados no Eurocódigo 4 para avaliação da resistência ao Esforço Transverso em lajes mistas". Tese de Mestrado em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Gonçalves, M. M (2011). “Avaliação Comparativa das Metodologias de Dimensionamento de Lajes Mistas Previstas no Eurocódigo 4”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil na especialidade de Mecânica Estrutural, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

### **Relatório de Investigação**

Simões, R., Rebelo, C., Branco, J. C., “Relatório de Caracterização Experimental do Perfil H60”, O Feliz – Metalomecânica SA, 2010.

### **Site da Internet**

Tatasteelconstruction@ (2015) <http://www.tatasteelconstruction.com/en/about-us/building-envelope-and-structural-decking/comflor-and-roofdek/comflor>.

Wikimedia@ (2015) ([http://commons.wikimedia.org/wiki/File:IST\\_Lisboa\\_Torre\\_Norte.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:IST_Lisboa_Torre_Norte.jpg)).